

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

PAULO HENRIQUE AMBONI BRUNELLI

ANÁLISE DE TENSÕES IMPOSTAS POR FUNDAÇÕES EM ÁREAS
PREVIAMENTE MINERADAS

Joinville

2018

PAULO HENRIQUE AMBONI BRUNELLI

ANÁLISE DE TENSÕES IMPOSTAS POR FUNDAÇÕES EM ÁREAS
PREVIAMENTE MINERADAS

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de graduação de Engenharia de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel.

Orientador: Prof.º Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2018

Paulo Henrique Amboni Brunelli

ANÁLISE DE TENSÕES IMPOSTAS POR FUNDAÇÕES EM ÁREAS PREVIAMENTE
MINERADAS

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville, 05 de Julho de 2018.

Banca Examinadora:

Prof.º Dr. Marcelo Heidemann

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Msc. Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.º Msc. Vitor Takashi Endo

Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, pela força, saúde e determinação concedida, e somente assim poder tornar tudo isso possível.

Aos meus pais, Jair e Néia, pelos conselhos e incentivos a iniciar o curso de graduação e para seguir meus sonhos, mas principalmente, pelas grandiosas lições de humildade e honestidade.

Agradeço ao meu irmão João Vitor pela motivação, companheirismo e pelo conhecimento que obtivemos juntos até então, e também por aquele que nos aguarda.

À minha namorada Camila, pelo apoio e paciência, e por todos os momentos compartilhados, assim como pelos variados dias que sacrificamos para dedicar-nos aos nossos respectivos trabalhos de conclusão de curso.

Ao meu orientador, professor Marcelo Heidemann, por ter me acolhido neste trabalho e por ser um exemplo de profissionalismo e dedicação durante toda a graduação.

Ao engenheiro Jair Savi, e à toda equipe da Savi Fundações e Sondagens Ltda., que sempre estiveram de braços abertos para me receber e auxiliar da melhor forma possível, além de sanar as inúmeras dúvidas que surgiram ao longo desta caminhada.

Ao meu chefe, Paulo Roberto Poletto, e a toda equipe da Rhada Engenharia e Fiscalização, pela compreensão e pela experiência compartilhada, e por terem me acompanhado durante essa difícil jornada de estágio e elaboração de TCC.

Ao meu colega Paulo Vinicius da Silva, pelo auxílio prestado, e por todas as noites em que ficamos na universidade, nos dedicamos ao aprendizado sobre técnicas de modelagem em elementos finitos, e por tudo aquilo que nos resta aprender nesta longa caminhada.

Ao professor Victor Melendez da PUC - Rio, pela disponibilidade e auxílio aos ensaios de laboratório realizados.

Minha gratidão aos professores da UFSC de Joinville cujos conselhos e direcionamentos me ajudaram durante a elaboração deste trabalho, como o professor Vitor Takashi, a professora Helena Nierwinski, o professor Sérgio Idehara e a professora Vanessa Lima. Exemplos de profissionais que enriquecem o corpo docente desta Universidade.

A todos aqueles que de alguma forma, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste estudo, o meu mais sincero muito obrigado.

“Caia sete vezes; levanta-se oito.”

Provérbio japonês

RESUMO

BRUNELLI, P. H. A. **Análise de tensões impostas por fundações em áreas previamente mineradas**. 2018. 111 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville, 2018.

Este trabalho objetiva analisar a propagação de tensões e as consequentes deformações que são decorrentes da construção em áreas sobre antigas galerias de mineração de carvão. Estudou-se um terreno no município de Criciúma, SC, em uma região alvo de forte atividade de mineração do tipo câmara-e-pilar nos últimos 50 anos. Entende-se que a população da cidade aumentará nos próximos anos, expandindo o número de construções e consequentemente aumentando as tensões impostas sobre o maciço rochoso no subsolo. Procurou-se avaliar se as tensões impostas por fundações tipicamente empregadas em construções prediais apresentam potencial de ocasionar problemas de subsidência na região, ou seja, se poderiam levar as tensões a alcançar o limite de resistência das rochas e causar a ruptura das galerias, danificando assim as edificações na superfície. Este trabalho analisou através do método numérico de elementos finitos a propagação de tensões no substrato, principalmente nos pilares de carvão. Foram modelados no software os estratos e as galerias de carvão no subsolo. Um perfil stratigráfico foi idealizado por intermédio de sondagens SPT/rotativas obtidas do local, e através de ensaios triaxiais obteve-se o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, a coesão e o ângulo de atrito para testemunhos de siltito e arenito da região. Parâmetros geomecânicos dos outros materiais envolvidos foram obtidos de outros estudos realizados na mesma região. Por fim, analisou-se as tensões e deformações que atuam nos pilares de carvão do subsolo, após à imposição de cargas que simulam fundações rasas e profundas. Esta análise indicou que os fenômenos de subsidência ocorrentes na região não parecem estar diretamente relacionados com a aplicação de cargas no substrato, e sim com outros processos, como a degradação dos pilares destas galerias por agentes naturais, que após anos podem vir a sofrer ruptura.

Palavras-chave: Mineração de carvão. Galerias. Método numérico. Subsidência. Recalque.

ABSTRACT

BRUNELLI, P. H. A. **Análise de tensões impostas por fundações em áreas previamente mineradas**. 2018. 111 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville, 2018.

This paper aims to analyze the propagation of tensions and the consequent deformations due to the construction in areas above old coal mining galleries. A plot of land in the city of Criciúma, SC, was studied, in a region with a strong mining activity by the room-and-pillar method in the last 50 years. It is understood that the population of the city will increase in the next years, expanding the number of constructions and consequently increasing the imposed tensions on the rocky mass in the subsoil. It was sought to evaluate if the tensions imposed by foundations typically employed in building constructions have the potential to cause subsidence problems in the region, i.e., if they could lead the tensions to reach the resistance limit of the rocks and cause the rupture of these galleries, thus damaging the buildings on the surface. This work analyzed through the finite element numerical method the propagation of tensions in the substrate, mainly in the coals pillars. The strata and the underground galleries were modeled in the software. A stratigraphic profile was created by the intermediate of SPT / rotary drilling obtained from the site, and through triaxial tests the elasticity modulus, the Poisson coefficient, the cohesion and the friction angle were obtained from siltite and sandstone specimen in the region. Geomechanical parameters from other materials involved were obtained through other studies conducted in the same region. Finally, the tensions and deformations that act on the coal pillars of the subsoil were analyzed, after the loads imposition that simulate shallow and deep foundations. This analysis indicated that the subsidence phenomena occurring in the region do not seem to be directly related to the application of loads on the substrate, but to other processes, such as the degradation these galleries pillars by natural agents, which after years may come to rupture

Keywords: Coal mining. Galleries. Numerical method. Subsidence. Settlement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mineração por bell pit.....	14
Figura 2 – Representação genérica da mineração por câmara-e-pilar.....	15
Figura 3 – Mineração do tipo longwall.....	17
Figura 4 – Relação genérica entre tensão vertical e profundidade de estudo.....	20
Figura 5 – Variação do parâmetro k de acordo com a profundidade.....	21
Figura 6 – Variação do módulo de deformação vertical com k e profundidade.....	22
Figura 7 – Trajetórias típicas de linhas de fluxo ao redor de uma escavação.....	23
Figura 8 – Representação das tensões principais em um elemento de rocha próximo à uma escavação.....	24
Figura 9 – Influência do efeito de arco nos arredores de uma escavação.....	25
Figura 10 – Analogia para fluxo de água através dos pilares de uma ponte.....	25
Figura 11– Distribuição real de tensão máxima para pilares.....	26
Figura 12 – Área tributária suportada por cada pilar no layout câmara-e-pilar.....	27
Figura 13 – Principais ensaios de laboratório realizados em corpos de prova em rocha..	28
Figura 14 – Ensaios de compressão direta.....	29
Figura 15 – Corte da célula de carga do ensaio triaxial, projetada por Hoek e Franklin...	31
Figura 16 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.....	33
Figura 17 – Plano de ruptura.....	34
Figura 18 – Diagrama genérico de tensão-deformação e os campos de deformação.....	35
Figura 19 – Variação de comportamento conforme se aumenta a tensão confinante e representação do limite frágil-dúctil (linha tracejada).....	36
Figura 20 – Influência do confinamento em maciços fraturados.....	37
Figura 21 – Transição de rocha intacta para rocha fortemente fissurada, conforme se aumenta o tamanho da escavação (efeito de escala).....	38
Figura 22 – Procedimento de cálculo do RQD.....	40
Figura 23 – Parte inicial do índice RMR, que trata da resistência da rocha.....	42
Figura 24 – Relação final do índice RMR, para obtenção da qualidade do maciço.....	43
Figura 25 – Tabela para obtenção do GSI, através de inspeção visual.....	45

Figura 26 – Tipos de fundação comumente utilizados.....	46
Figura 27 – Área de influência de uma fundação direta.....	47
Figura 28 – Área de influência de uma fundação profunda.....	48
Figura 29 – Localização da cidade de Criciúma no território catarinense.....	49
Figura 30 – Localização da cidade da região foco deste estudo (em vermelho).....	50
Figura 31 – Mineração no território criciumentense, por tipo, com destaque para o bairro analisado.....	51
Figura 32 – Extração de amostras de carvão para estudo, a pedido do Dr. White.....	52
Figura 33 – Mapa geológico da cidade.....	54
Figura 34 – Formação Rio Bonito e suas subdivisões.....	56
Figura 35 – Composição geral do membro Siderópolis, com destaque para a camada Barro Branco.....	57
Figura 36 – Camada de carvão Barro Branco, no município de Treviso - SC.....	57
Figura 37 – Pontos de sondagem no terreno, com detalhe para o corte em azul, a ser utilizado para elaboração do perfil estratigráfico.....	58
Figura 38 – Perfil estratigrafico gerado à partir dos furos de sondagem (Corte A-A).....	59
Figura 39 – Testemunho de arenito extraído do terreno estudado.....	60
Figura 40 – Testemunho de siltito extraído do terreno estudado.....	61
Figura 41 – Fluxograma das atividades propostas neste estudo.....	62
Figura 42 – Característica típica de um pilar de mina de carvão na região sul-catarinense, quando a extração se dá pelo método câmara-e-pilar.....	63
Figura 43 – Numeração dos siltitos (S1 a S5) e arenitos (A1 a A5) após o corte.....	64
Figura 44 – Detalhamento da face dos corpos de prova.....	64
Figura 45 – Equipamento de ensaio triaxial (RTX-3000) no laboratório da PUC-Rio.....	65
Figura 46 – Idealização do problema.....	66
Figura 47 – Dimensões propostas para os pilares de carvão.....	67
Figura 48 – Modelagem da condição proposta no software.....	68
Figura 49 – Modelagem das estacas como cargas pontuais de 500 kN, aplicadas na Camada de arenito.....	69
Figura 50 – Medidas da nova geometria a ser modelada, em vista lateral.....	69

Figura 51 – Modelagem da região de interesse, com arredondamento das bordas do pilar para evitar efeitos de singularidade geométrica nos resultados.....	70
Figura 52 – Diferenças de tipo de elemento e tamanho de malha utilizadas na primeira e segunda modelagem.....	71
Figura 53 – Aplicação de contato no limite de duas superfícies de materiais distintos....	72
Figura 54 – Pilar modelado (centro), com a porção de teto de arenito (hachurado).....	75
Figura 55 – Tensões verticais (S22), em Pascal, atuando sobre o conjunto pilar-teto.....	76
Figura 56 – Tensões verticais (S22), em Pascal, atuando sobre o modelo.....	77
Figura 57 – Tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, atuando no teto e pilares das galerias.....	78
Figura 58 – Ocorrência do Princípio de Saint-Venant em alguns nós.....	78
Figura 59 – Diferenças de tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, no modelo: (a) com e (b) sem aplicação das cargas das fundações rasas e profundas.....	79
Figura 60 – Tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, atuantes na segunda simulação.....	80
Figura 61 – Ocorrência de pontos de tração na conexão pilar-teto.....	81
Figura 62 – Teto de arenito visto de baixo: em azul a parte em contato com o pilar; em laranja e amarelo a parte sobre as galerias escavadas.....	81
Figura 63 – Tensões máximas de compressão (S, Min. Principal), em Pascal, atuantes na segunda modelagem.....	82
Figura 64 – Deslocamentos verticais (U2), em metros, atuantes no conjunto teto-pilar.....	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Percentual médio de carvão removido pelo método câmara-e-pilar.....	16
Tabela 2 – Procedimento de cálculo do RQD.....	41
Tabela 3 – Tensões confinantes (σ_3) induzidas nos ensaios triaxiais.....	73
Tabela 4 – Parâmetros de resistência dos siltitos ensaiados.....	74
Tabela 5 – Parâmetros de resistência dos siltitos ensaiados.....	74

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

CP – Corpo de Prova

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral

GSI – Geological Strength Index

IPAT – Instituto de Pesquisas Ambientais e Tecnológicas

ISGM – Illinois State Geological Survey

ISRM – International Society of Rock Mechanics

RMR – Rock Mass Rating

RQD – Rock Quality Designation

SPT – Standard Penetration Test

SR – Sondagem Rotativa

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo Geral.....	15
1.1.2	Objetivos Específicos	15
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	16
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
2.1	ÁREAS URBANAS EM ZONAS DE MINERAÇÃO	17
2.1.1	Bell pit	21
2.1.2	Câmara-e-pilar	22
2.1.3	Longwall	24
2.2	ABERTURA DE GALERIAS E TÚNEIS	25
2.2.1	Tensões Geostáticas	26
2.2.2	Efeitos de escavações sobre o maciço rochoso.....	30
2.3	COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA ROCHA INTACTA	35
2.3.1	Compressão simples.....	36
2.3.2	Compressão triaxial.....	38
2.3.3	O critério de ruptura de Mohr Coulomb.....	39
2.3.4	Efeitos da plastificação em rochas.....	42
2.4	COMPORTAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS	45
2.4.1	RQD.....	46
2.4.2	RMR.....	48
2.4.3	Q de Barton	50
2.4.4	GSI.....	51
2.5	FUNDAÇÕES E MEIOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	53
2.5.1	Fundações Rasas	54
2.5.2	Fundações Profundas	55
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	56
3.1	LOCALIZAÇÃO	56
3.2	CONTEXTUALIZAÇÃO	59
3.3	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	61

3.4	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	65
4	METODOLOGIA.....	69
4.1	LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES	70
4.2	ENSAIOS DE LABORATORIO.....	71
4.3	FORMULAÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO	73
4.4	ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS	78
5	RESULTADOS	80
5.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATORIO.....	80
5.2	RESULTADO DA VALIDAÇÃO DO MODELO	82
5.3	RESULTADO DAS ANÁLISES	83
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	91
6.1	CONCLUSÕES GERAIS.....	91
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	92
	REFERÊNCIAS	93

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento populacional das cidades, zonas de solos com boa capacidade de suporte ficam cada vez mais escassas, o que torna necessário a construção em áreas com solos de baixa ou de duvidosa qualidade. Entre essas regiões, pode-se citar aquelas que antes eram classificadas como áreas anti-econômicas para construção ou potencialmente perigosas, como zonas de mineração (HEALY; HEAD, 2002).

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 sob 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 a 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, ao 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 à manifestações patológicas nas construções localizadas na superfície.

Justifica-se a realização deste trabalho o histórico de passivos que envolvem regiões de mineração, em especial aquelas relacionadas 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 consiste em uma análise numérica das tensões que são impostas no subsolo pelas fundações de construções habitacionais, para o bairro Universitário, na cidade de Criciúma. As simulações serão efetuadas utilizando um software de elementos finitos.

Este estudo de caso procura 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.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é analisar numericamente as tensões impostas por fundações prediais sobre galerias de antigas minas de carvão na cidade de Criciúma, utilizando um software de elementos finitos.

1.1.2 Objetivos Específicos

De modo a alcançar o objetivo geral, articula-se como objetivos específicos:

- a. Realizar uma caracterização geológica e geotécnica da área de estudo a partir de dados de sondagem SPT;
- b. Obter o módulo de Young e coeficiente de Poisson das rochas existentes nos tetos destas galerias através do ensaio de laboratório;
- c. Simular computacionalmente as tensões promovidas pelas habitações da região nessas galerias, através de análises numéricas;
- d. Relacionar as deformações com as patologias ocorrentes na região.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos, sendo particionado em Introdução, Fundamentação Teórica, Caracterização da Área de Estudo, Metodologia, Resultados e Conclusões.

O Capítulo 1, **Introdução**, apresenta os aspectos gerais, objetivos e a estrutura do trabalho

No Capítulo 2, **Fundamentação Teórica**, é apresentada a revisão da literatura necessária para este estudo. Inicialmente trata-se de cidades construídas sobre áreas de mineração subterrânea, citando-se os principais métodos de mineração subterrânea utilizados pelo homem. Em seguida, aborda-se o comportamento de tensões nas proximidades destas escavações. Posteriormente, são apresentados ensaios realizados em rocha, critérios de ruptura e índices de classificação de maciços rochosos. Por fim, a dissipação de tensões para o solo e rocha através de fundações rasas e profundas é mostrada.

O Capítulo 3, **Caracterização da Área de Estudo**, expõe a natureza da região de estudo, como suas características geológicas, geotécnicas e outras peculiaridades.

No Capítulo 4, **Metodologia**, denotam-se os procedimentos seguidos durante a realização deste estudo, como os dados levantados, ensaios de laboratório efetuados, os parâmetros obtidos e modelagem realizada.

O Capítulo 5, **Resultados**, exprime as consequências alcançadas por intermédio deste estudo, como os valores de módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, ângulo de atrito e coesão obtidos através dos ensaios de laboratório. Dando continuidade ao restante deste seção são apresentadas a validação do modelo e os valores de tensão máxima e deslocamentos verticais encontrados através das análises.

No Capítulo 6, **Considerações Finais**, encontram-se apresentadas as conclusões e aprendizados obtidos por intermédio deste estudo, assim como, as sugestões para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O presente capítulo estabelece os fundamentos para este estudo, dispondo-se de conceitos teóricos sobre propagação de tensões, comportamento de maciços rochosos e resistência da rocha, construções em áreas mineradas e os tipos de fundações utilizadas, assim como os passivos possivelmente ocasionados por essas ações.

2.1 ÁREAS URBANAS EM ZONAS DE MINERAÇÃO

A mineração, muito provavelmente, foi o segundo dos grandes empreendimentos realizados pelo ser humano – após a agricultura. Essa atividade extrativista ocorre desde a pré-história, e apesar de proporcionar várias contribuições para o avanço tecnológico, possui como principais pontos negativos a contaminação do ar e da água, subsidência e distúrbios na superfície e ameaça às espécies em extinção (HARTMAN, 1987).

A subsidência é um dos mais comuns resultados da mineração subterrânea. Kurniawan et al. (2009) definem a subsidência no *Dicionário Geral de Geologia* como: “Afundamento da superfície terrestre como consequência da desagregação subterrânea, colapso ou lento recalque de minas subterrâneas, ou devido à presença de fluidos na subsuperfície, como água ou óleo” (p. 48, tradução nossa).

O fenômeno de subsidência é apresentado com duas definições pelos pesquisadores Head e Healy (2002, p. 10, tradução nossa), a saber:

1. Movimento de afundamento do solo, como resultado de um processo que independe da carga aplicada;
2. Movimento do solo ocasionado pela perda de suporte em escavações subterrâneas. Consiste em um fenômeno tridimensional que envolve rotação e translação do solo, o que comumente dá origem a movimentos verticais diferenciais e deformações horizontais na superfície do terreno.

Segundo Kotyrba e Kortas (2016), muitas cidades na Europa e no resto do mundo foram construídas sobre antigas áreas mineradas de sal, carvão e metais. Os autores citam que os efeitos causados na superfície no período pós-mineração são danos estruturais às construções

e redes de infraestrutura subterrânea, como sistemas de gás, água e esgoto, o que pode colocar em risco a segurança dos habitantes dessas regiões.

Na China, o efeito de subsidência causado por antigas minas é uma preocupação crescente devido à rápida urbanização e industrialização dos últimos anos. Tong (2015) cita que obras lineares de infraestrutura dos transportes, como rodovias, ferrovias e dutovias são as mais afetadas no período pós-mineração.

De acordo com Salmi (2017), a deterioração da massa rochosa do teto de uma antiga mina de carvão em 2001, no Reino Unido, causou subsidência na superfície, provocando o desalinhamento de um trecho de 1,8 Km da ferrovia que passava acima e tornando necessário medidas de remediação na ordem de 57 milhões de libras esterlinas.

Gayarre et al. (2009) mencionam que a subsidência devido a mineração é um fator preocupante na cidade de La Unión, na Espanha, pois veem ocasionando sérios danos a construções e obras de infraestrutura desde a metade do século XIX. Os autores citam ainda que a mineração de chumbo e zinco foi iniciada nesta região pelos romanos, mas que apenas após meados de 1850 essa atividade foi intensificada.

Após séculos de economia predominantemente agrícola, a Coréia do Sul experimentou um rápido desenvolvimento na mineração de metais no século XX, sendo que em 1953 suas exportações minerais correspondiam a 75% do total. Esse fator ajuda a explicar as atuais condições de risco geológico no país, com vários casos de subsidência – como os quatro desabamentos de minas ocorridos entre 2008 e 2009, e de contaminação do solo (WALTHAM et al., 2011).

Sobre mineração em áreas urbanas, destaca Lian (2016) “Com a diminuição dos recursos não-renováveis como o carvão, a mineração sob áreas já povoadas continua uma opção necessária, mesmo que venha a causar grandes danos a estas habitações.” (p. 1).

A região de Zonguldak na Turquia encontra-se numa área de forte atividade mineradora, que ocorre há 160 anos (CAN et al., 2011). A respeito da identificação de efeitos causados pela mineração no subsolo desta região, explica o autor:

Apesar de ter-se conhecimento que esta zona residencial está sobre uma área de mineração, vários colapsos já ocorreram na cidade. Construções de alvenaria são as mais afetadas pelo movimento do solo na superfície. Os moradores com frequência vem reparando as avarias, e conseqüentemente distinguir as casas pouco danificadas torna-se mais difícil. Por outro lado, a presença de muitos casos de construções com graves danos ou até abandonadas facilita a identificação de movimentos de solo na superfície. (CAN et al., 2011, p. 2508, tradução nossa).

No estado de Illinois, nos EUA, o dano causado a propriedades privadas pela subsidência foi tão severo que uma Lei Estadual foi aprovada em 1979 a fim de prover seguro

residencial para os moradores de regiões mineradas. Além disso, o Illinois State Geological Survey (ISGS) preparou relatórios e publicações a serem distribuídas à população residente dessas áreas para maior informação sobre as causas e naturezas do fenômeno de subsidência, visando facilitar a identificação do problema por parte dos próprios moradores (BAUER; TRENT; DUMONTELLE, 1993).

Departamentos de recursos mineirais dos estados de Ohio e Indiana seguiram o mesmo exemplo, produzindo cartilhas informativas para distribuir a população local, com o título *Ask before you build* (Pergunte antes de construir), lembrando os moradores de sempre consultar o serviço geológico local antes de iniciar a construção ou ampliação de suas residências.

Para Healy e Head (2002), construir sobre zonas de mineração pode ser extremamente custoso, principalmente se forem necessárias medidas de remediação ou a utilização de fundações especiais, e não raramente os gastos para esta construção são onerosos e opta-se pela escolha de outro local. Quando a construção nesse local é necessária, grande parte dos estudos direciona-se à identificação do método mais econômico e seguro.

Bauer et al. (1993) afirmam ainda que em Illinois a ocupação era esparsa nos primeiros anos de mineração, de modo que, se ocorria recalque do solo, pouco dano era causado. Com a expansão populacional sobre zonas mineradas, a subsidência tornou-se um sério problema.

Na Grã-Bretanha, locais onde houve extração de rochas e minerais representam um risco para áreas urbanas, uma vez que após o término das atividades, essas escavações foram aterradas com solo e rocha de diversos locais, alterando assim as condições de volume e confinamento existentes no período pré-mineração (MCLEAN; GRIBBLE, 2005).

No Brasil, os casos mais conhecidos de subsidência ocorrem no sul de Santa Catarina, área onde a extração de carvão subterrânea vem ocorrendo a mais de um século. Segundo Ruiz et al. (2014, p. 130), a “Subsidência de minas subterrâneas ainda é um assunto pouco estudado no Brasil. As principais publicações sobre o assunto são relatórios técnicos do Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, e algumas dissertações de mestrado.”

A predominância deste fenômeno relacionado à mineração no território brasileiro concentra-se em Santa Catarina, embora existam também registros em Minas Gerais. Usualmente decorrem nas regiões com extração de carvão ou minérios a pequenas profundidades (MILITITSKY et al., 2015).

Coulon (1990) cita um caso marcante do fenômeno de subsidência no Brasil, decorrido em um conjunto habitacional popular em Criciúma, Santa Catarina, cujo resultado deste afundamento do solo foi uma superfície circular de 60 metros de diâmetro e 1,5 metros de abatimento no centro, danificando 11 residências.

Já Zingano et al. (2004) citam quatro eventos relacionados a ruptura de pilares em minas subterrâneas na região sul de Santa Catarina, entre 2002 e 2004, sendo que a maioria fora ocasionada por problemas de dimensionamento dos pilares. Dentre esses casos, os autores destacam aquele ocorrido no município de Lauro Müller, onde o colapso de 100 pilares em um intervalo de 3 horas causou um pequeno terremoto na região, e conduziu ao colapso de outros 700 pilares nas semanas seguintes, devido ao efeito dominó e a redistribuição de tensões.

Em geral, antigas minas que se encontram a profundidades inferiores a 50 metros são as causadoras das implicações mais severas à estabilidade da região, mas é importante lembrar que cada método de mineração afeta os estratos e a superfície de maneira variada. Além do mais, a natureza dos materiais que estão entre as escavações e as condições da superfície também possuem papel substancial nesta estabilidade (HEALY; HEAD, 2002).

Em se tratando das causas do fenômeno de subsidência, Bell (2007, p. 434) afirma que estas estão relacionadas a uma série de fatores: “Os efeitos da subsidência causados por extração mineral são governados pelo tipo de deposição do mineral, das condições geológicas dos materiais, da natureza e estrutura dos estratos acima do mineral, do método de mineração utilizado e das ações mitigativas tomadas.”.

A mineração de carvão no Reino Unido ocorre desde o Império Romano, e afeta hoje grandes áreas na Inglaterra, Escócia e País de Gales. Com o passar do tempo, os métodos de extração utilizados foram evoluindo: os primeiros trabalhos de mineração eram em afloramentos na superfície; no final da Idade Média já se utilizava a mineração em bell pit; ao final do século XVII o método de mineração longwall estava em desenvolvimento, apesar que poucas minas da época possuem profundidade maior que 60 metros ou se estendem por mais de 200 metros (HEALY; HEAD, 2002).

Quando a extração de carvão, minérios ou de rocha se dá na superfície, sem que haja exposição dos trabalhadores ao subterrâneo, a operação é chamada *Mineração de Superfície*. Porém, quando todas as atividades de extração se dão abaixo da superfície terrestre, a operação é chamada *Mineração Subterrânea* (HARTMAN, 1987).

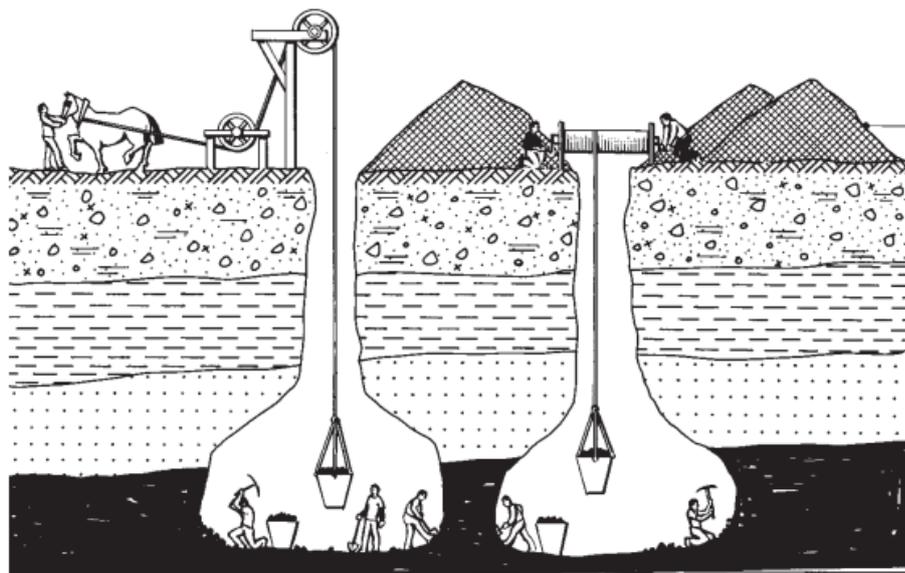
Os tópicos a seguir tratam de alguns dos métodos de mineração subterrânea mais utilizados pelo homem para extração de carvão ao longo da história: bell pits, câmara-e-pilar e longwall.

2.1.1 Bell pit

Consistem em escavações cuja base possui formato de sino (de onde origina seu nome), feitas através de um poço vertical de aproximadamente 1 metro de diâmetro. Seu formato se assemelha com uma fundação do tipo tubulão, com a base mais larga que o fuste.

Afirman McLean e Gribble (2005, p. 186, tradução nossa) que este método de mineração subterrânea é o mais antigo que se conhece, datado da idade média. Segundo os autores, “A forma geral é escavar um poço vertical de 1,25 metros de diâmetro, até profundidades que raramente excedem 12 metros. O carvão é então extraído radialmente do fundo do poço por alguns metros, até que dificuldades técnicas para suportar o teto induzam ao abandono desse poço e o início de um novo ao lado”. A Figura 1 ilustra esse procedimento.

Figura 1 – Mineração por bell pit.



Fonte: Gregory (1981) apud Healy e Head (2002, p.14).

Como estas escavações vão se fechando com o passar do tempo, hoje é difícil detectá-las visualmente. Sua existência é relatada principalmente na região da Nortúmbria, no Reino Unido, onde são atualmente um problema para os projetistas de fundações. Métodos de investigação geofísica vêm sendo utilizados para detectar esses antigos poços de sino, mas com sucesso limitado, uma vez que o subsolo possui uma diversidade de itens como pedaços de metais, fundações de antigas residências e tubulações abandonadas (TOMLINSON, 2001).

2.1.2 Câmara-e-pilar

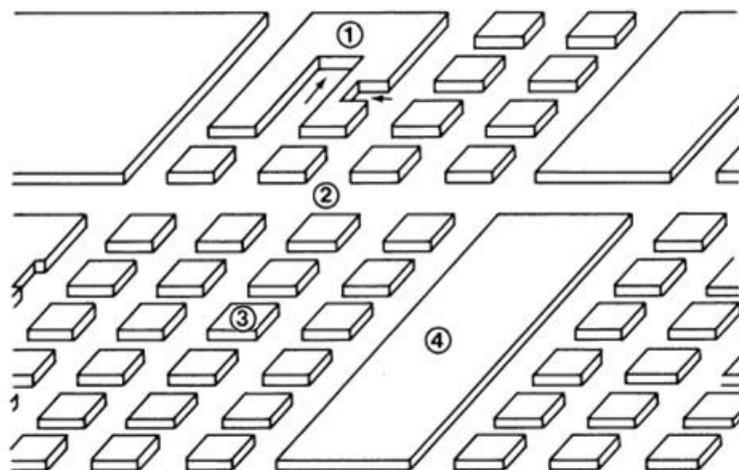
Nesse método a entrada da mina é através de poços verticais ou rampas de acesso, e a extração do minério se dá pela remoção de material por corredores, de modo que parte do carvão fique como pilar para suportar o teto da mina. Com o passar dos anos, o processo câmara-e-pilar substituiu a mineração por bell pit, e possibilitou a extração de maiores quantidades de mineral (HEALY; HEAD, 2002).

Cita ainda Kratzsch (1983) que parte da jazida é extraída, e parte deixada entre as frentes de trabalho, a fim de sustentar o teto da escavação. Desta maneira, pilares do minério, em geral de formato quadrado, são deixados, compondo um padrão de grade quadriculada, conforme mostrado na Figura 2.

Para separar as zonas de produção (também chamadas de painéis), e conseqüentemente aumentar a segurança da mina, podem ser utilizados pilares-barreira, que são nada mais que grandes pilares que ajudam a suportar o teto (BAUER; TRENT; DUMONTELLE, 1993).

Atualmente 50% da produção de carvão em território brasileiro é oriunda de lavra subterrânea, pelo método de câmara-e-pilar. Logo, os pilares de mineração devem ser dimensionados para evitar problemas de subsidência e a contaminação do lençol freático (ZINGANO et al. 2004).

Figura 2 – Representação genérica da mineração por câmara-e-pilar, onde: 1) frente de produção; 2) galeria mestra; 3) pilar padrão e 4) pilar barreira.



Fonte: Adaptado de Kratzsch (1983).

Quando se chega ao final da extração de um painel, uma maior quantidade de carvão pode ser removida através do chamado recuo de pilares (pillar recovery), que consiste em retirar o material total ou parcialmente de cada pilar, conforme a frente de trabalho recua do final da mina para a entrada (HARTMAN, 1987).

Esse processo aumenta a quantidade de carvão extraído e ao mesmo tempo induz propositalmente o colapso total ou parcial do teto das galerias. Diante disso, destaca Tomlinson (2001, p. 118, tradução nossa) que:

Em muitas bacias carboníferas da Grã-Bretanha, a presença de antigas minas do tipo câmara-e-pilar com utilização de recuo de pilares que permanece um problema constante para o projeto de fundações de novas estruturas vão sobre elas serem construídas. Se a espessura de solo e rocha entre a superfície e as escavações é elevada, a carga adicional imposta pelas novas edificações é relativamente insignificante e o risco de subsidência devido a ela é desprezível. Contudo, se essa espessura for relativamente fina, e especialmente se ela consistir de um material fraco ou friável, existe a possibilidade que esta carga adicional imposta cause o colapso do teto, induzindo à subsidência local.

Segundo Zingano (2002), após o colapso de pilares em cadeia na Mina São Geraldo, o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) passou a proibir a prática de recuo de pilares no Brasil e passou a exigir das empresas utilização de fator de segurança em torno de 1,8 para os pilares.

Essa medida reduziu a porcentagem de carvão extraída das minas, mas ao mesmo tempo aumentou a segurança das mesmas. A Tabela 1 realça a porcentagem de carvão extraído por cada uma das variações do método câmara-e-pilar.

Tabela 1 – Percentual médio de carvão removido pelo método câmara-e-pilar

Método de extração		Carvão removido (%)
Sem recuo de pilares	Com equipamento convencional	40-50
	Com equipamento contínuo	50-60
Com recuo de pilares		70-90

Fonte: Adaptado de Hartman (1987, p. 341).

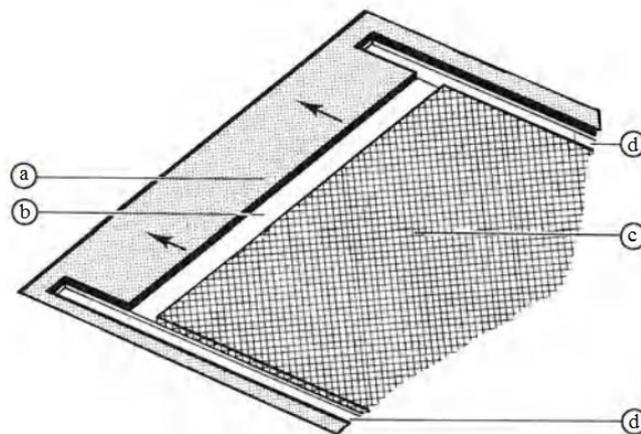
De acordo com Hoek e Brown (1980), pilares de mineração que são esmagados devido a ação de sobrecargas são os casos mais clássicos de instabilidade induzida por tensões em uma escavação subterrânea.

2.1.3 Longwall

O longwall é conhecido como um método de elevada extração mineral, que consegue remover 100% do carvão de uma frente de trabalho e que quase sempre resulta em subsidência na superfície acima da mina alguns dias ou semanas após a remoção do carvão. O afundamento do material disposto acima da região escavada tende a diminuir rapidamente após alguns meses (BAUER; TRENT; DUMONTELLE, 1993).

Segundo Healy e Head (2002), este método foi desenvolvido no século XVII, e consiste em minerar o carvão através da face de um ‘muro comprido’, e construir estradas ao lado para lomoção de pessoas e veículos, conforme demonstrado na Figura 3. O método longwall moderno é composto por frentes de serviço com faces entre 200 a 300 metros de comprimento.

Figura 3 –Mineração do tipo longwall, onde: a) material intacto a ser escavado; b) frente (face) de extração; c) região minerada e d) galerias de acesso e correia transportadora.



Fonte: Adaptado de Kratzsch (1983).

Kratzsch (1983) explica que enquanto a frente de serviço é suportada por escoramentos, o vazio deixado pela remoção do carvão logo atrás precisa ser preenchido rapidamente com rejeitos de mineração, fazendo assim com que o teto desabe lentamente, causando subsidência na superfície terrestre.

Explanam Baur, Trent e DuMontelle (1993) que o teto colapsa quase que imediatamente atrás da frente de serviço, causando de 1,2 a 1,8 metros de subsidência. Conforme a extração avança, o teto é suportado por escoras, que depois são removidas para que o teto desabe, deixando apenas as vias de acesso abertas (MCLEAN; GRIBBLE, 2005).

2.2 ABERTURA DE GALERIAS E TÚNEIS

O projeto de escavações subterrâneas é, em geral, o projeto de estruturas de suporte subterrâneo, podendo este variar desde uma escavação em rocha sã para uma mina temporária, sem nenhum tipo de suporte, até um projeto com tirantes protendidos, tela metálica e concreto projetado, para uma obra permanente e de grande porte (HOEK; BROWN, 1980).

Sabe-se que uma construção na superfície é uma questão de montagem gradual de materiais com comportamento e propriedades bem definidos, como aço e concreto, e que quando solicitados por carregamentos, encontram sua condição de equilíbrio na configuração final esperada. Por outro lado, uma escavação subterrânea consiste em intervir numa condição de equilíbrio pré-existente, e proceder de forma que os distúrbios causados ali ocorram de acordo com o planejado, mesmo que as condições de equilíbrio e propriedades dos materiais sejam conhecidas apenas de forma aproximada (LUNARDI, 2008).

De maneira similar, Chapman et al. (2010) explicam que apesar de uma escavação eventualmente precisar de suportes de concreto ou aço, é o solo ou rocha a ser escavado que desempenha um papel fundamental: sendo ao mesmo tempo a carga e o elemento de suporte para a escavação. Conseqüentemente, o conhecimento das características do material escavado é de particular interesse.

Enquanto escavações rasas como túneis para ferrovias e rodovias são fortemente influenciadas pela condição estrutural e pelo grau de intemperização da rocha, a estabilidade de escavações profundas depende mais da resposta do maciço rochoso ao campo de tensões nele imposto, em especial próximo às escavações (HOEK; BROWN, 1980).

Jaeger et al. (2007) citam que o comportamento em tensão-deformação de uma rocha é bastante complexo, e em geral é necessário idealizar e simplificar esse comportamento quando se buscam soluções analíticas para este material:

A forma mais comumente utilizada para as relações de tensão-deformação em rochas é a *elasticidade linear*, no qual o tensor de deformação é função linear do tensor de tensão. Esta suposição possibilita a resolução de vários problemas importantes, como tensões ao redor de poços e túneis, tensões em falhas e fraturas, etc. Apesar de nenhuma rocha realmente ser ‘linear elástica’ no âmbito das tensões, esta aproximação costuma ser bastante útil e precisa, já que muitas rochas se comportam linearmente para mudanças incrementais de tensão (JAEGER, et al., 2007, p. 106).

Como as alterações nas tensões do maciço ocasionadas por uma escavação só são significativas nas extremidades da abertura, é possível projetar essas aberturas em rocha utilizando-se dos conceitos propostos pela teoria da elasticidade (GOODMAN, 1989).

2.2.1 Tensões Geostáticas

No campo elástico, tensão e deformação têm uma relação linear, e conseqüentemente, uma constante de proporcionalidade que possibilita conhecer o estado de deformação quando se sabe a tensão imposta, ou vice-versa. (FOSSEN, 2017).

A constante de proporcionalidade E descreve a magnitude de tensão necessária para atingir determinada deformação, e é conhecida *por módulo de elasticidade* ou *módulo de Young*, sendo característica de cada material. (FIORI; WANDRESEN, 2014). Essa constante é evidenciada pela *Lei de Hooke* (Equação 1):

$$\sigma = E * e \quad (1)$$

O Módulo de Young descreve o quão difícil é deformar um material elástico, e é a razão entre o esforço normal e o respectivo alongamento ou encurtamento do material. De acordo com Fossen (2017, p. 143), “Uma rocha com pequeno valor de E é mecanicamente fraca, e sua resistência à deformação é pequena”. O módulo de Young é em geral apresentado em gigapascal (10^9 Pa).

Um segundo parâmetro elástico define a razão de deformação lateral pela deformação longitudinal, conhecido este por *coeficiente de Poisson*, e retratado abaixo, pela Equação 2.

$$\nu = \frac{-\varepsilon_{lat}}{\varepsilon_{long}} \quad (2)$$

Normalmente omite-se o sinal negativo quando analisado o coeficiente de Poisson em rochas, e quanto mais ele se aproxima de 0,5 menos compressível é o material. A maioria das rochas possuem um ν entre 0,2 e 0,33 (FOSSEN, 2017).

Sobre as tensões no maciço advindas dos estratos superiores Fiori e Wandresen (2014) explanam:

Uma partícula de rocha situada a grandes profundidades na crosta, em virtude da carga das rochas que a cerca, experimenta uma pressão semelhante à hidrostática, embora não idêntica, por que a densidade das rochas é superior à dos líquidos e existem rochas ou litologias de densidades diferentes até a profundidade considerada. Essa pressão é denominada *litostática* ou *de carga* ou *geostática*. Em profundidade, na crosta ou em ensaios de laboratório, por ser exercida em todos os sentidos, com valores idênticos, é designada *pressão confinante* (FIORI; WANDRESEN, 2014, p. 19, tradução nossa).

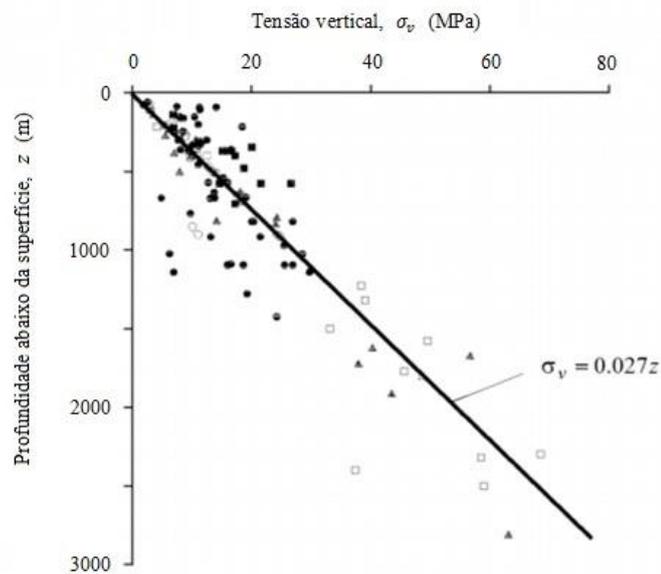
O peso de uma coluna vertical de rocha que atua sobre um elemento qualquer no subsolo é dado pelo produto entre a massa específica das rochas e a profundidade em que se encontra o elemento, conforme demonstrado na Equação 3 (HOEK, 2007).

$$\sigma_v = \gamma * z \quad (3)$$

Onde σ_v é a tensão vertical, z é a profundidade e γ a massa específica.

Como tipicamente a massa específica de um maciço rochoso é de 2,7 toneladas por metro cúbico, Hoek (2007) sugere que em muitos casos pode-se adotar uma relação linear que depende apenas da profundidade (Figura 4), obtida através da medição de tensões verticais em escavações de engenharia civil e de minas.

Figura 4 – Relação genérica entre tensão vertical e profundidade de estudo.



Fonte: Hoek e Brown (1978) apud Hoek (2007, p.168).

Já a tensão horizontal que atua na mesma profundidade é um parâmetro muito mais complexo de se estimar, e comumente a relação entre tensão vertical e tensão horizontal é denotada pela variável k , onde:

$$\sigma_h = k * \sigma_v = k * \gamma * z \quad (4)$$

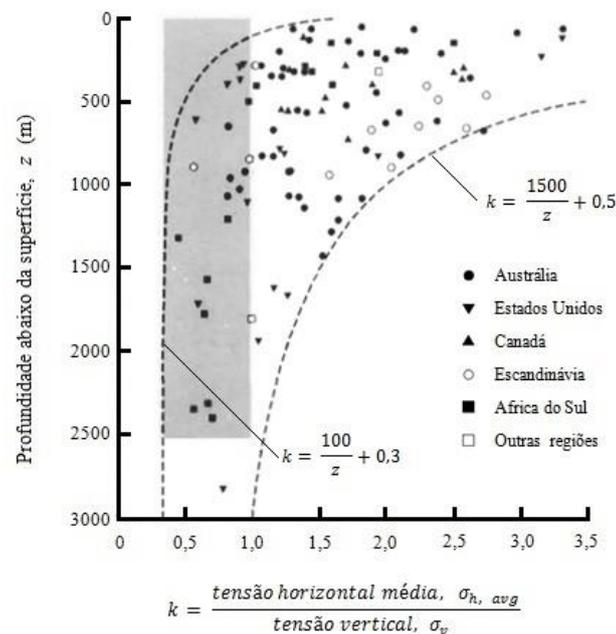
Nos primórdios da mecânica dos solos, o valor de k , para um maciço rochoso carregado gravitacionalmente era obtido pela equação proposta por Terzaghi e Richard, em 1952 (Equação 5):

$$k = \frac{\nu}{(1 - \nu)} \quad (5)$$

Onde o valor de ν é dado pelo coeficiente de Poisson do maciço rochoso. Nesta equação o valor de k independe da profundidade da rocha, e com o passar dos anos essa equação provou-se imprecisa, sendo raramente utilizada nos dias atuais (HOEK, 2007).

Para obtenção das tensão horizontal média, e conseqüentemente o parâmetro k , Hoek e Brown (1980) propõe a utilização das equações empíricas, que melhor se ajustaram às medições obtidas por esses autores em escavações em diversos locais do mundo (Figura 5).

Figura 5 – Variação do parâmetro k de acordo com a profundidade.



Fonte: Hoek e Brown (1980) apud Hudson e Harrison (1997, p.61).

Assim, a equação de ajuste às curvas da Figura 5 é dado pela Equação 6:

$$\frac{100}{z} + 0,3 < k < \frac{1500}{z} + 0,5 \quad (6)$$

Onde z é a profundidade de interesse, em metros.

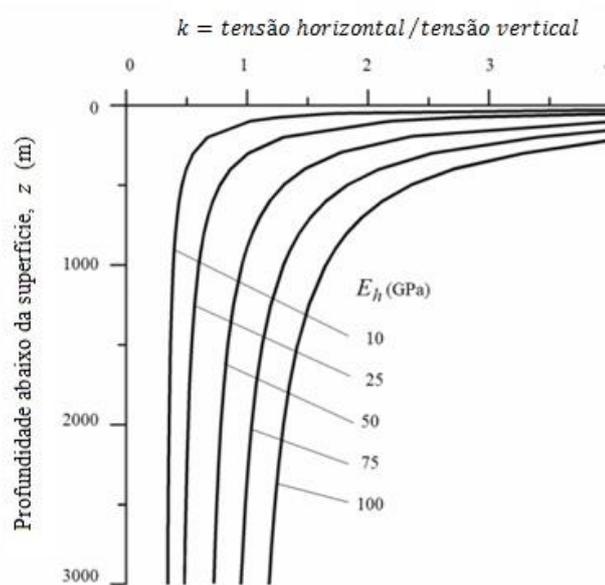
Algumas décadas depois, para obtenção da tensão horizontal, Hoek (2007) passa a recomendar a utilização da equação simplificada de Sheorey (1994), demonstrada a seguir pela Equação 7.

$$k = 0,25 + 7 * E_h \left(0,001 + \frac{1}{z} \right) \quad (7)$$

Onde z é a profundidade de análise (em metros) e E_h é o módulo de deformação medido na horizontal (em gigapascal). A direção desta medição é particularmente importante em estudos de rochas sedimentares cuja deposição ocorreu em camadas (Hoek, 2007).

Medições de tensões horizontais mostram que o valor de k tende a ser maior em profundidades baixas e que seu valor reduz conforme aumenta-se a profundidade (Hoek 2007). A figura 6 evidencia esta variação.

Figura 6 – Variação do módulo de deformação horizontal com k e profundidade.



Sheorey (1994) apud Hoek (2007, p 169).

Existem variadas equações na literatura para obtenção do parâmetro k , sendo que a maioria é baseada em medições *in situ* das tensões em escavações para obras de engenharia civil e engenharia de minas. Zingano (2002) lembra que essas equações devem ser utilizadas com cuidado, observando-se os critérios de aplicação dessas equações e as atividades tectônicas da região onde elas foram desenvolvidas.

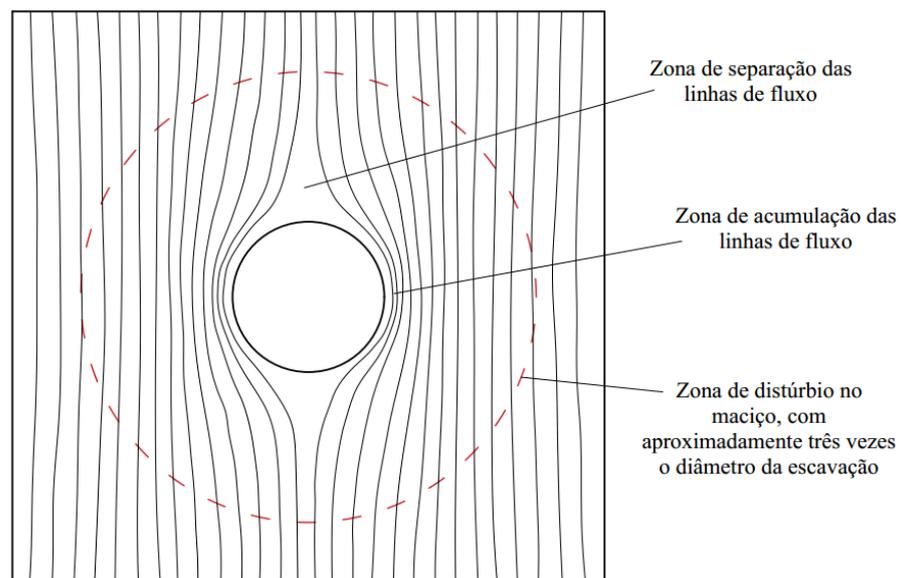
2.2.2 Efeitos de escavações sobre o maciço rochoso

O campo de tensões promovido pela carga dos estratos superiores é perturbado quando uma escavação é realizada, podendo esta perturbação, em alguns casos, induzir à tensões que ultrapassem a resistência da rocha (HOEK; BROWN, 1980).

Kaiser (2000, p. 841, tradução nossa) citam que “A massa rochosa nos arredores de uma escavação subterrânea está sujeita a uma trajetória de tensão única, que resulta em baixo confinamento radial, além de uma condição de carregamento e descarregamento tangencial próximo às paredes”.

Um dos métodos de representação desta tensão solicitante é através das trajetórias de tensão principal, que consiste basicamente em exprimir as tensões através de linhas imaginárias. Hoek e Brown (1980) explicam esse procedimento através de uma analogia com uma chapa de metal com um furo no centro, sobre compressão uniaxial (Figura 7).

Figura 7 – Trajetórias típicas de linhas de fluxo ao redor de uma escavação.

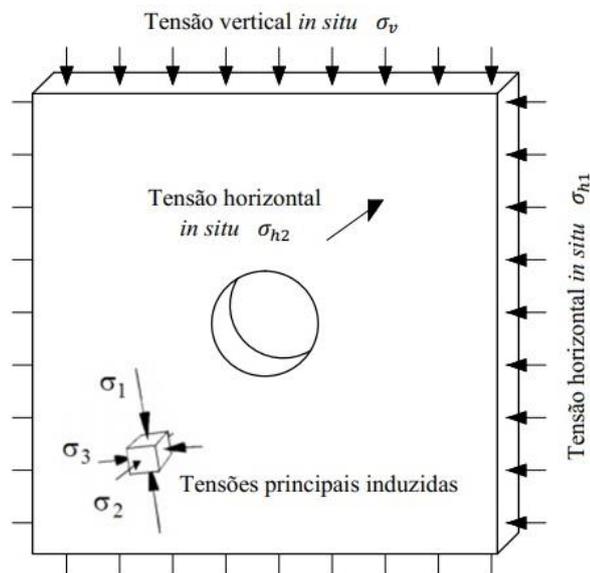


Fonte: Adaptado de Hoek e Brown (1980, p. 102).

Sobre este fenômeno, Hoek e Brown (1980, p. 102) doutrinam que “A separação das linhas de fluxo no topo e na base da escavação possui comportamento análogo a uma zona de tração de um modelo elástico, enquanto a aproximação das linhas nas laterais da escavação é análoga a uma zona de compressão”.

Antes da escavação de um túnel, as tensões verticais (σ_1) e horizontais (σ_{h2} e σ_{h3}) encontram-se uniformemente distribuídas na vizinhança da região em análise. Após a remoção de parte do material, as tensões na vizinhança imediata da escavação são alteradas (HOEK, 2007). A Figura 8 realça este fenômeno.

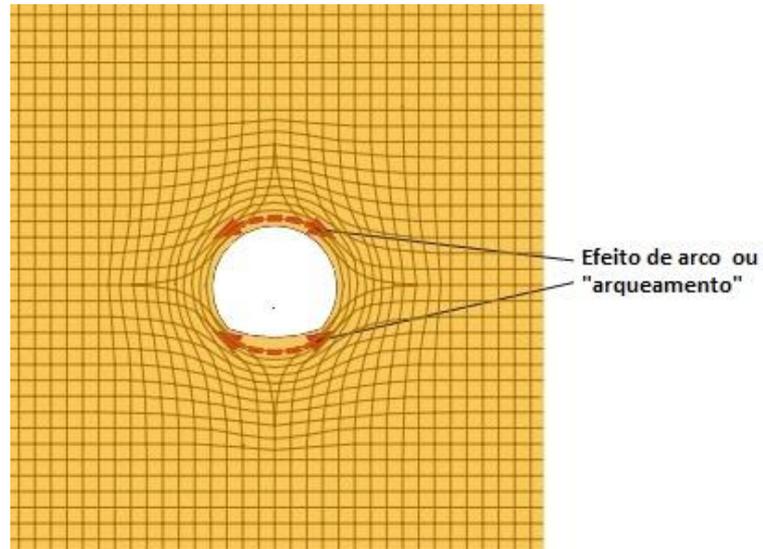
Figura 8 – Representação das tensões principais em um elemento de rocha próximo à uma escavação



Fonte: Adaptado de Hoek (2007, p. 175).

O desvio que ocorre nas linhas de fluxo quando se abre uma cavidade em um maciço rochoso cria uma zona de tensões elevadas nas proximidades da parede da abertura. Este fenômeno é denominado como 'efeito de arco' ou 'arqueamento' (Figura 9), e é o responsável pela estabilidade da escavação (LUNARDI, 2008). A formação do efeito de arco é evidenciada pela deformação do maciço rochoso como resposta à abertura da escavação.

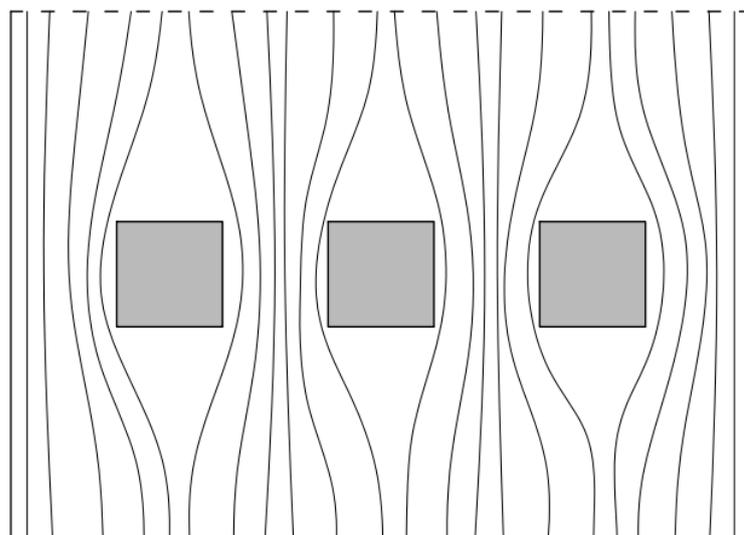
Figura 9 – Influência do efeito de arco nos arredores de uma escavação.



Fonte: Lunardi (2008, p. 4).

Quanto à propagação de tensão em um corpo maciço com vários furos, Hoek e Brown (1980) realçam que o entendimento é análogo ao fluxo de água através dos vãos dos pilares de uma ponte: a velocidade do fluxo de água aumenta quando esta passa através dos vãos, e este incremento na velocidade depende da proporção entre a largura do fluxo de água e a soma das distâncias dos vãos entre pilares, conforme retratado na Figura 10.

Figura 10 – Analogia para fluxo de água através dos pilares de uma ponte.



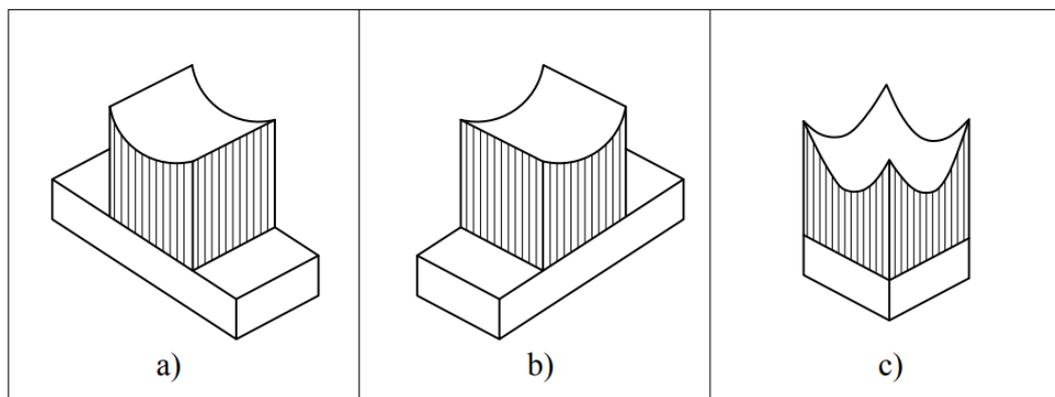
Fonte: Adaptado de Hoek e Brown (1980, p. 113).

Ainda segundo estes últimos autores, quando se trata de um conjunto de escavações em rocha, as tensões atuantes em qualquer ponto de um pilar dependem diretamente da:

- a) tensão média no pilar, que depende da razão da área total escavada pela área total remanescente nos pilares;
- b) concentração de tensão, que é função do formato de cada pilar.

O comportamento real das tensões atuantes em um pilar é variável (Figura 11), e podem ser obtidos por métodos numéricos como o método dos elementos de contorno. Devido as dificuldades computacionais da época, os autores propuseram um método satisfatório para obtenção da tensão média em cada pilar (HOEK; BROWN, 1980).

Figura 11 – Distribuição real de tensão principal máxima para pilares: (a) pilar entre duas escavações no sentido norte-sul (b) pilar entre duas escavações no sentido leste-oeste e (c) pilar entre escavações nos dois sentidos.

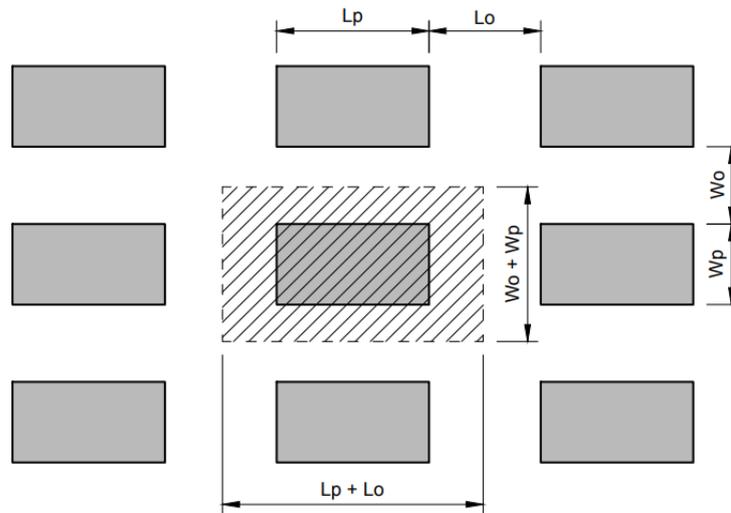


Fonte: Adaptado de Hoek (1980, p 123).

Atualmente a utilização de métodos numéricos tem permitido resolver problemas de engenharia com a determinação de tensões e deformações em carregamentos complexos, como prevera Hoek e Brown (1980).

Para obtenção da tensão média em cada pilar, pode-se utilizar um modelo de cálculo para escavação no formato câmara-e-pilar (Figura 12), que é aquele utilizado majoritariamente para mineração de materiais cuja deposição ocorre de forma horizontal (HOEK; BROWN, 1980).

Figura 12 – Área tributária suportada por cada pilar no layout câmara-e-pilar



Fonte: Adaptado de Hoek e Brown (1980).

Assumindo que os pilares mostrados são parte de um grande arranjo de pilares, todos com as mesmas dimensões, e que a carga imposta pela rocha está igualmente distribuída, Hoek e Brown (1980) indicam que a tensão média em cada pilar será dada por:

$$\sigma_p = p_z \left(1 + \frac{W_o}{W_p} \right)^2 = \gamma z \left(1 + \frac{W_o}{W_p} \right)^2 \quad (8)$$

Onde γ é a massa específica da rocha, z é a profundidade em relação à superfície e W_o e W_p são as larguras da abertura e do pilar, respectivamente.

O fator de segurança de um pilar pode ser encontrado ao se calcular a tensão média nele atuante, e comparar com o valor de resistência do material. Porém, esta resistência não é simplesmente a resistência à compressão sem confinamento do material, uma vez que os fatores de escala e forma podem influenciar esses resultados (GOODMAN, 1989).

É importante salientar que estas medidas dependem diretamente do layout da escavação (HOEK; BROWN, 1980). O layout por sua vez, depende de fatores como disposição do mineral no subsolo, cultura da região e tecnologia disponível na mineradora.

Através das equações propostas acima para tensão média e com o valor de resistência à compressão e à tração do material, é possível calcular o fator de segurança para cada pilar de uma escavação do tipo câmara-e-pilar.

Outros fatores são influentes nas tensões atuantes em pilares de escavações, como o efeito de sombra de tensão (*stress shadow*), inclinação dos pilares e a gravidade, porém não é objetivo deste trabalho estudá-los.

2.3 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA ROCHA INTACTA

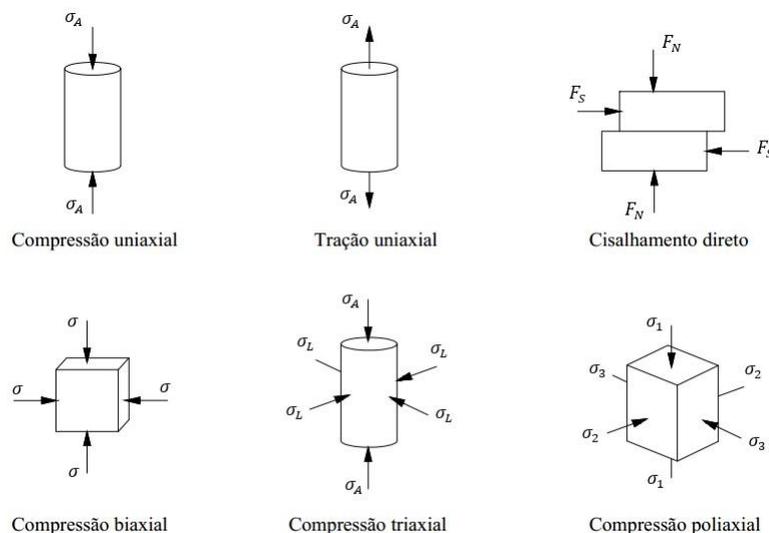
A mecânica das rochas trata de elementos muito heterogêneos, e um testemunho de rocha ensaiado em laboratório provavelmente possuirá comportamento diferente do maciço do qual ele foi retirado. Desta maneira, é importante diferenciar o objeto de estudo.

Rocha intacta é o termo utilizado para o material rochoso íntegro, que está entre as discontinuidades, e geralmente é representado por um testemunho de sondagem; já o termo *maciço rochoso* é usado quando se trata do elemento *in situ*, com todas as suas juntas, falhas, dobras, estratos e outras discontinuidades que podem ocorrer (BRADY; BROWN, 2005).

A resistência de uma rocha intacta depende da resistência de cada componente mineral que nela existe, e da maneira como estes são unidos, seja por intertravamento ou por cimentação. Já a resistência do maciço rochoso em grande parte depende da densidade, natureza do material e características das fraturas que nele existem (WALTHAM, 2002).

Conseqüentemente, as propriedades mecânicas da rocha variam não apenas entre diferentes tipos de rocha, mas entre diferentes corpos de prova da mesma rocha (JAEGER et al., 2007). A Figura 13 retrata alguns dos ensaios utilizados em rocha.

Figura 13 - Principais ensaios de laboratório realizados em corpos de prova em rocha.



Fonte: Hudson e Harrison (2000, p.99).

De uma maneira geral, em testes de resistência de materiais, a tensão é considerada a ‘causa’ e a deformação a ‘consequência’, assim sendo, é natural que a resistência de um material seja expressa em termos da tensão presente no corpo de prova no momento de sua ruptura. (HUDSON; HARRISON, 2000).

Na mecânica das rochas, a convenção de sinais utilizada é positiva para tensões compressivas e negativa para tensões distensivas. As três tensões principais são numeradas de forma que σ_1 seja a maior tensão de compressão e σ_3 a menor tensão de compressão ou a maior tensão de tração entre elas (HOEK, 2007).

Os tópicos a seguir tratam dos ensaios comumente empregados e dos principais critérios de ruptura utilizados atualmente para testes de resistência em rocha.

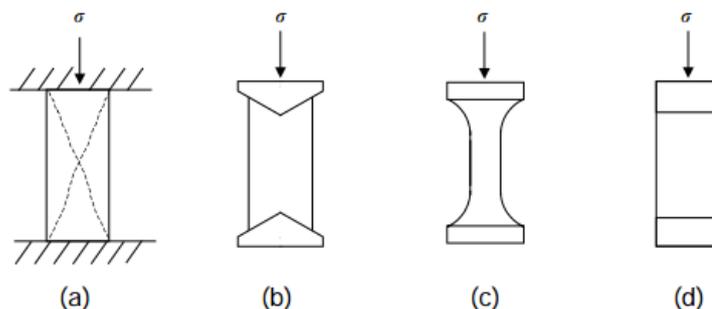
2.3.1 Compressão simples

A compressão uniaxial de corpos de prova cilíndricos retirados de sondagem rotativa é provavelmente o teste de rocha mais realizado pelo mundo. Através deste ensaio é possível obter a resistência à compressão não-confinada da rocha, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson (BRADY; BROWN, 2005).

Goodman (1989) lembra que o testemunho a ser ensaiado na compressão simples deve possuir uma razão de comprimento-diâmetro entre de 2 a 2,5, e ter as extremidades planas, lisas e paralelas entre si. Já Brady e Brown (2005), recomendam que essa relação deve ser entre 2,5 a 3, de acordo com o *International Society for Rock Mechanics (ISRM)*.

O ensaio de compressão simples e suas variações são mostrados na Figura 14:

Figura 14 – Ensaios de compressão direta (a) padrão, com ruptura iniciando nos cantos, (b) com extremidades cônicas, (c) afunilado e (d) com extremidades iguas.



Fonte: Jaeger et al. (2007, p. 148).

Segundo Jaeger et al. (2007), a intenção deste tipo de ensaio é induzir um estado de tensões tal que:

$$\tau_{zz} = \sigma \quad (9)$$

e onde

$$\tau_{xx} = \tau_{yy} = \tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{xz} = 0 \quad (10)$$

Quando um corpo de prova é comprimido neste tipo de ensaio, placas de metal, de preferência do mesmo diâmetro do corpo de prova são colocadas em suas extremidades. Hudson e Harrison (2000) justificam que será gerado uma zona de compressão triaxial no limite entre o aço e a rocha, devido a uma incompatibilidade das propriedades elásticas, mas que esse fator tem pouca influência em testemunhos delgados.

A resistência à compressão da rocha vai depender da natureza e condição do material, além das condições de remoção do testemunho de sondagem, logo, a tensão de ruptura de rochas de mesmo nome geológico podem variar muito. Um exemplo clássico disso é o arenito, cuja resistência vai depender do tamanho dos grãos, densidade de empacotamento, natureza e extensão da cimentação entre os grãos e o história de pressão e temperatura que foram impostas sobre a rocha ao longo dos anos (BRADY; BROWN, 2005).

O equipamento de ensaio triaxial pode ser usado como aparato no ensaio de compressão simples, desde que configurado para que não haja aplicação de tensão confinante. A ruptura do corpo de prova ocorre quando se atinge o maior valor de tensão-desvio, e como $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, a ruptura está atrelada a maior tensão vertical (σ_1) que a amostra consegue suportar (DAY, 2005).

Se o estado de tensões impostas foi de fato uniaxial, é possível medir o módulo de elasticidade através da Lei de Hooke. A tensão que causará a ruptura do corpo de prova passa então a ser conhecida como resistência à compressão uniaxial ou resistência à compressão inconfina da rocha (JAEGER et al., 2007).

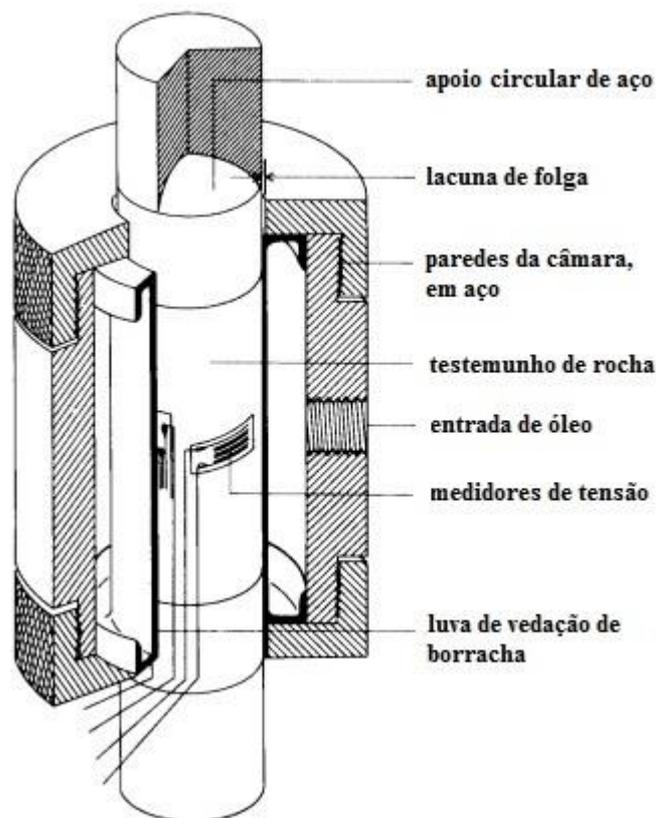
2.3.2 Compressão triaxial

Considerado um dos ensaios mais versáteis utilizado na mecânica das rochas, o ensaio triaxial padrão é um grande fomentador do conhecimento sobre o comportamento de rochas que se tem atualmente (JAEGER et al., 2007).

Na compressão triaxial ocorre simultaneamente a compressão de um cilindro de rocha (ou de solo) e a aplicação da tensão confinante, de maneira axissimétrica (GOODMAN, 1989). Apesar do nome, o ensaio consiste em aplicar uma tensão vertical σ_1 e duas tensões confinantes (σ_2 e σ_3) de igual valor, porém em direções perpendiculares.

O teste se dá inserindo-se o corpo de prova dentro de um recipiente de pressão (Figura 15). Em seguida, um recipiente composto de borracha é utilizado para isolar o corpo de prova do fluido confinante, que em geral é óleo. Então, a tensão axial σ_1 é aplicada, e a tensão confinante também, se necessário (BRADY; BROWN, 2005).

Figura 15 – Corte da célula de carga do ensaio triaxial, projetada por Hoek e Franklin.



Fonte: Adaptado de Hoek (2007, p. 193)

A poropressão é em geral medida por um tubo que está conectado à base do corpo de prova. A deformação linear é monitorada através de transformadores diferenciais lineares variáveis e a deformação lateral é obtida por medidores de tensão de resistência elétrica (BRADY; BROWN, 2005).

É recomendado para este ensaio que a tensão de confinamento seja metade da resistência a compressão esperada para a rocha (HOEK; BROWN, 1997 apud ZINGANO, 2002). Jaeger et al. (2007) comentam que é habitual a utilização de corpos de prova cilíndricos, com uma relação comprimento-diâmetro de 2:1 ou de 3:1.

2.3.3 O critério de ruptura de Mohr Coulomb

Entende-se que a tensão de pico de uma amostra de rocha que é submetida a um esforço deviatório será maior se esta rocha estiver sob confinamento. A variação da tensão de pico σ_1 devido à tensão confinante σ_3 é conhecida como *critério de ruptura* (GOODMAN, 1989).

Hoek e Brown (1980) citam que um critério de ruptura terá uso significativo para o projetista de uma escavação quando satisfizer as seguintes condições:

- Descrever adequadamente a resposta de uma amostra de rocha intacta para qualquer condição de tensão que possa ser encontrada no subterrâneo. Essas condições vão desde tensão de tração uniaxial até tensão de compressão triaxial;
- Ser capaz de prever a influência de um ou mais conjuntos de descontinuidades sobre o comportamento de uma amostra de rocha. Esse comportamento pode ser altamente anisotrópico, dependendo da inclinação das descontinuidades em relação à tensão aplicada;
- Ele deve fornecer alguma forma de projeção, mesmo que seja aproximada, para o comportamento de uma massa de rocha em grande escala, contendo vários conjuntos de descontinuidades.

A quantidade de critérios de ruptura desenvolvidos até então, e que são úteis para uso cotidiano, ainda é bastante limitada, ou direcionada apenas para uma aplicação específica (HUDSON; HARRISON, 2000).

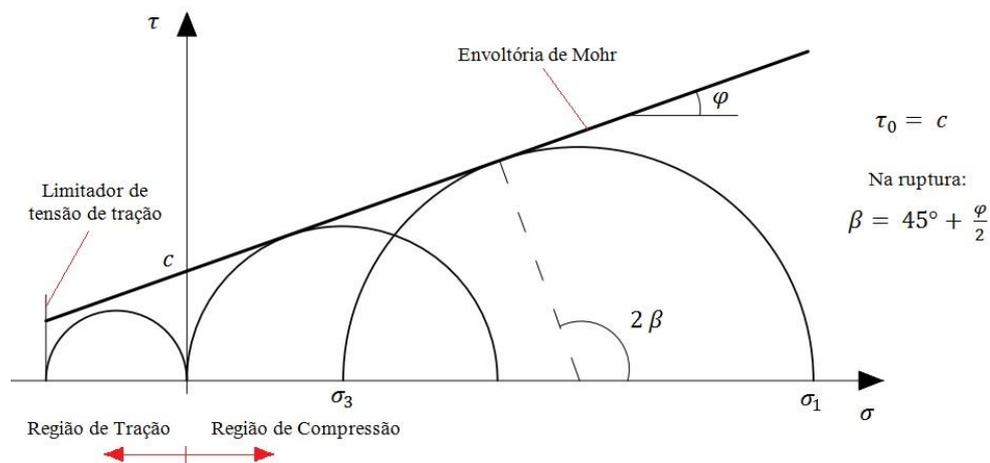
O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é provavelmente o critério de ruptura mais simples e mais difundido pelo mundo. Este método consiste em traçar uma envoltória linear que tangencia uma certa quantidade de círculos de Mohr, sendo que estes últimos representam

combinações críticas de tensões principais. O critério é estabelecido em termos de tensão normal e cisalhante no plano, representados pelo ponto onde a envoltória de ruptura toca o círculo de Mohr (GOODMAN, 1989).

Coulomb postulou em 1776, que a resistência ao cisalhamento de solos e rochas esta submetida a 2 fatores – uma constante coesiva e uma componente friccional que depende da tensão normal (BRADY; BROWN, 2005).

Utilizando este conceito de coesão (ou resistência ao cisalhamento quando nenhuma força normal é aplicada) e de ângulo de atrito interno, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb utiliza a envoltória de ruptura como região limitante, ou seja, coordenadas $\sigma \times \tau$ abaixo da envoltória representam condições estáveis, e coordenadas $\sigma \times \tau$ acima da envoltória representam condições inacessíveis de se obter sob carregamento estático (HUDSON; HARRISON, 2000). Os elementos deste critério de ruptura são mostrados na Figura 16.

Figura 16 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Adaptado de Hudson e Harrison (2000, p. 108)

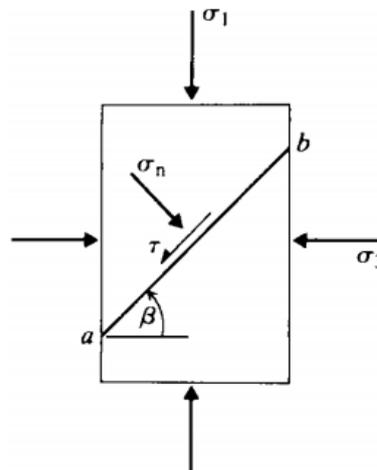
Por esse critério ter sido desenvolvido para tensões compressivas, faz-se necessário utilizar um limitador de tração (*tension cut-off*) para fornecer resultados mais realistas quando se analisa à resistência à tração do material (HUDSON; HARRISON, 2000).

A tensão de cisalhamento (τ) a ser desenvolvida em em um plano ab (Figura 17) é dada pela Equação 11:

$$\tau = c + \sigma_n \times \tan \varphi \quad (11)$$

Onde c é a coesão do solo ou da rocha, φ é o ângulo de atrito e σ_n é a tensão normal.

Figura 17 – Plano de ruptura



Fonte: Brady e Brown (2005, p.105).

Hudson e Harrison (2000) antecipam que o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é mais adequado para pressões confinantes elevadas, quando o material rompe devido ao desenvolvimento de um plano de cisalhamento. Para baixas pressões confinantes e para o caso uniaxial, a ruptura ocorre em virtude do incremento gradual das microfissuras sub-paralelas aos planos principais de tensão.

Apesar de ser um critério largamente utilizado, Brady e Brown (2005) citam alguns motivos entre os quais este não é um critério de resistência de pico particularmente satisfatório para materiais rochosos, como:

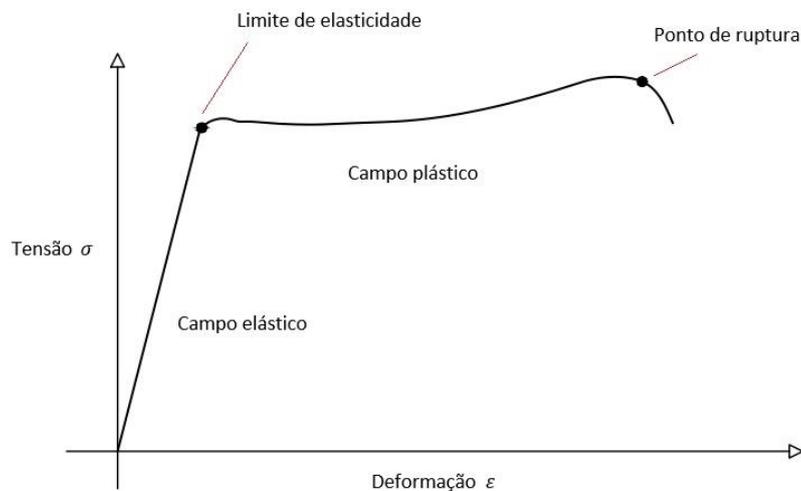
- Ele implica que a maior força de cisalhamento ocorre no pico de tensão, que não ocorre realmente;
- Ele sugere uma direção de ruptura por cisalhamento, que nem sempre vai de acordo com os ensaios experimentais; e
- A envoltória de ruptura real é não-linear, enquanto o critério usa uma aproximação linear.

Apesar das suas limitações, esse critério ainda é fortemente utilizado como um método de rápido desenvolvimento e aplicação para a engenharia, e é especialmente significativo e válido para maciços rochosos com descontinuidades (HUDSON; HARRISON, 2000).

2.3.4 Efeitos da plastificação em rochas

Tensão e deformação são fenômenos consequentes, e seus fundamentos são oriundos das investigações experimentais sobre deformações elásticas. A base teórica para os estudos das relações entre as tensões aplicadas aos materiais e suas consequentes deformações são as curvas tensão-deformação, conforme mostrado na Figura 18 (FIORI; WANDRESEN, 2014).

Figura 18 – Diagrama genérico de tensão-deformação e os campos de deformação.



Fonte: Adaptado de Fiori e Wandresen (2014, p.18).

Quando o limite de elasticidade (*yield stress*) é atingido, uma deformação permanente se soma à deformação elástica. Essa deformação permanente, ou plástica, irá permanecer mesmo que o esforço seja removido, enquanto a componente elástica é por definição, não-permanente (FOSSSEN, 2017).

Quando se trata de deformações em rochas, Fiori e Wandresen (2014, p.19) lembram que os limites em geral não são bem definidos:

As rochas sob tensão se rompem dentro do domínio elástico, em um ponto denominado *ruptura frágil (brittle failure)*, e a tensão correspondente é chamada de *resistência frágil (brittle strenght)*. Se a rocha não se romper, atinge-se um ponto na curva, o limite de elasticidade, a partir do qual a declividade da curva decresce progressivamente, delineando um patamar em que a rocha se deforma permanentemente. Nesse caso, ao se removerem as forças solicitantes, o corpo não mais recupera sua forma inicial, permanecendo deformado. O patamar é, portanto, o domínio de deformação plástica. O limite de elasticidade pode estar bem-definido, marcado por uma brusca mudança de inclinação da curva tensão-deformação, porém, na prática, a transição entre esses dois campos é feita de maneira suave, sendo mais difícil ser marcado com precisão.

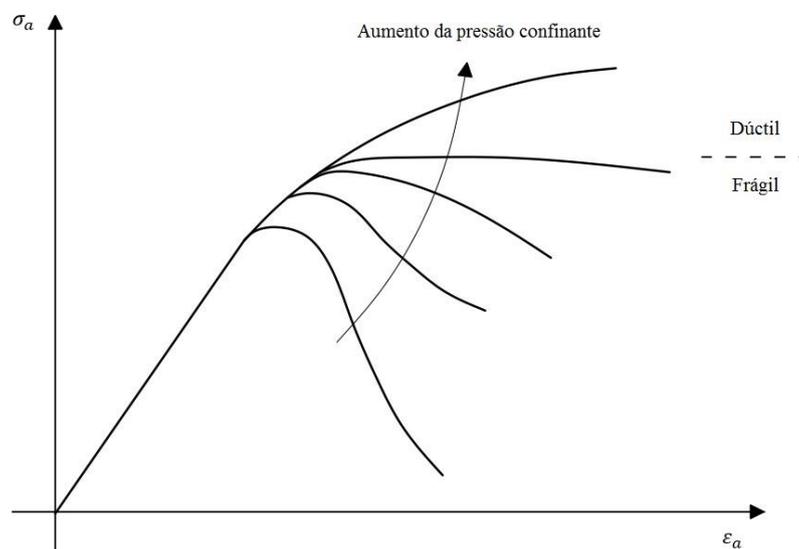
Hoek (1980) explana que existem três maneiras de classificar a ruptura em rochas: frágil, dúctil ou de transição frágil-dúctil.

A ruptura frágil ocorre nos casos onde a capacidade da rocha de resistir à cargas impostas diminui com o aumento das deformações, e em geral esse tipo de falha é associado à baixas ou nenhuma deformação permanente antes da ruptura. É uma falha que pode ocorrer de forma bruta ou catastrófica, dependendo das condições impostas (HOEK, 1980).

Já o comportamento plástico (ou dúctil) faz o material acumular deformações permanentes ou fluir sem fraturamentos macroscópicos, até que o limite de resistência seja alcançado (FIORI; WANDERSEN, 2014). A ruptura dúctil ocorre em materias que suportam deformações permanentes sem perda de capacidade de resistir à aplicação de cargas. Rochas em condições naturais geralmente não possuem comportamento dúctil (HOEK, 1980).

A ductilidade aumenta com o incremento das tensões confinantes e da temperatura (Figura 19), apesar que a maioria das rochas apresentará comportamento frágil em condições naturais (HOEK, 1980).

Figura 19 – Variação de comportamento conforme se aumenta a tensão confinante e representação do limite frágil-dúctil (linha tracejada)



Fonte: Adaptado de Hudson e Harrison (2000, p. 102).

O comportamento de transição frágil-dúctil por sua vez só existe quando há um aumento nas tensões confinantes. A tensão de confinamento na qual a redução pós-pico da resistência desaparece, é chamada de tensão de transição frágil-dúctil (BRADY; BROWN, 2005).

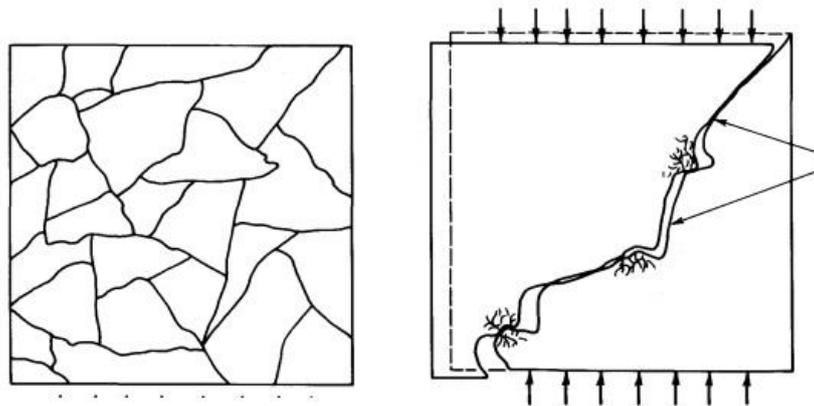
Como uma rocha se comportará antes da ruptura depende de uma série de fatores. Fiori e Wandresen (2014) lembram que variadas condições influenciam no processo de deformação dos materiais rochosos, como: a pressão confinante litostática, a temperatura, anisotropia e heterogeneidades, o tempo de deformação, entre outros.

Sobre esses fatores, um dos mais importantes é a influência da pressão confinante. De acordo com estes referidos autores, numerosos experimentos demonstraram que a pressão confinante nas rochas acaba por causar:

- a) Aumento do limite de ruptura das rochas;
- b) Aumento da resistência à ruptura;
- c) O escoamento plástico antes do colapso;
- d) A cicatrização de superfícies de fraturas e de microfissuras dos cristais.

O fato da resistência da maioria das rochas aumentar com o incremento da tensão confinante é especialmente impactante no caso das rochas fraturadas (Figura 20), uma vez que o confinamento faz com que seja necessário uma energia adicional para que um bloco fraturado deslize sobre o outro (GOODMAN, 1989).

Figura 20 – Influência do confinamento em maciços fraturados



Fonte: Goodman (1989, p. 72)

Fossen (2017) explica que conforme uma rocha se deforma pode haver um aumento do esforço aplicado (*hardening*) no material, ou uma redução deste esforço (*softening*).

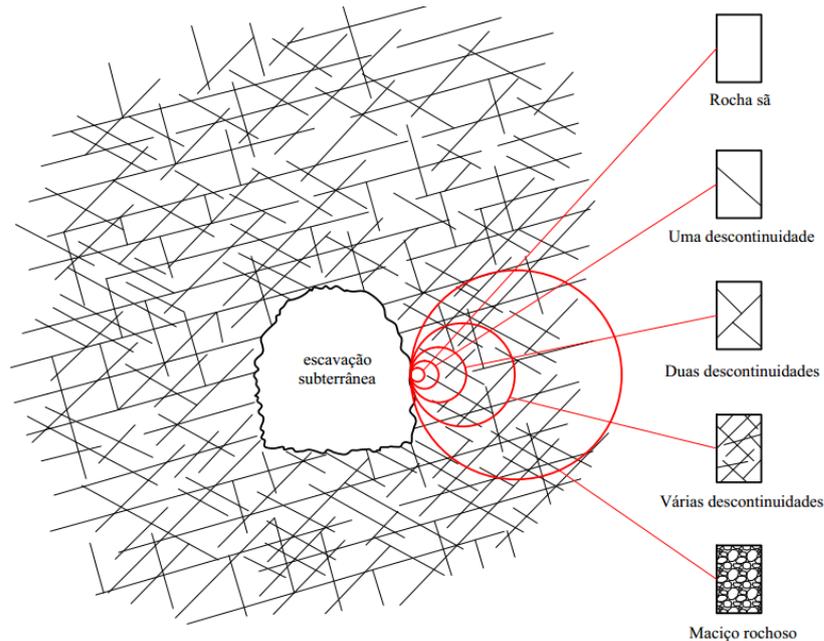
2.4 COMPORTAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Mesmo que se entenda plenamente o comportamento da rocha intacta, deve-se atentar para o fato que na natureza ela se encontra numa situação extremamente heterogênea. Em geral, o engenheiro ou geólogo se deparará com uma situação única, composta por difentes blocos de rocha e separados por juntas e descontinuidades. Desta forma, tanto as propriedades da rocha intacta como do maciço devem ser consideradas (BIENIAWSKI, 1989).

Uma das dificuldades de se obter um critério de ruptura realista para um maciço rochoso encontra-se na heterogenidade do material, que pode transitar facilmente de rocha intacta para rocha fortemente fissurada, de acordo com o tamanho da amostra. Assim, o projetista de uma escavação deve estar consciente de todos os estágios de transição para um maciço rochoso (HOEK; BROWN, 1980).

Zingano (2002) comenta que esse efeito de escala (Figura 21) influencia na caracterização geomecânica do maciço rochoso, e que dependendo do tamanho da escavação, o maciço rochoso terá comportamento diferenciado. Em geral os maciços mais fraturados terão resistência menor que os maciços com poucas fraturas.

Figura 21 – Transição de rocha intacta para rocha fortemente fissurada, conforme se aumenta o tamanho da escavação. (efeito de escala)



Fonte: Adaptado de Hoek (1980, p 132).

Ao se considerar a mudança de comportamento na transição de rocha intacta para um maciço fortemente fissurado, deve-se entender que a quantidade e qualidade dos dados experimentais descreve rapidamente conforme há um afastamento da análise em rocha intacta (HOEK, BROWN, 1980).

Testes em amostras com fissuras são muito mais caros: a remoção do testemunho de sondagem, o transporte, preparo e carregamento da amostra são mais complexos, e conseqüentemente existe uma gama menor de informações e resultados na literatura sobre esses processos (HOEK, BROWN, 1980).

O primeiro método racional para classificação de maciços foi formulado por Terzaghi, em 1946, e foi utilizado majoritariamente no projeto de túneis ao redor do mundo por mais de 40 anos. Este método consiste em classificar a carga de rocha sobre as escavações, a fim de projetar arcos de metal para seu suporte (BIENIAWSKI, 1989).

Posteriormente, variados métodos de classificação foram introduzidos e difundidos pelo globo. Os tópicos a seguir tratam dos métodos de classificação mais marcantes para este estudo: RQD, RMR, Q de Barton e o GSI

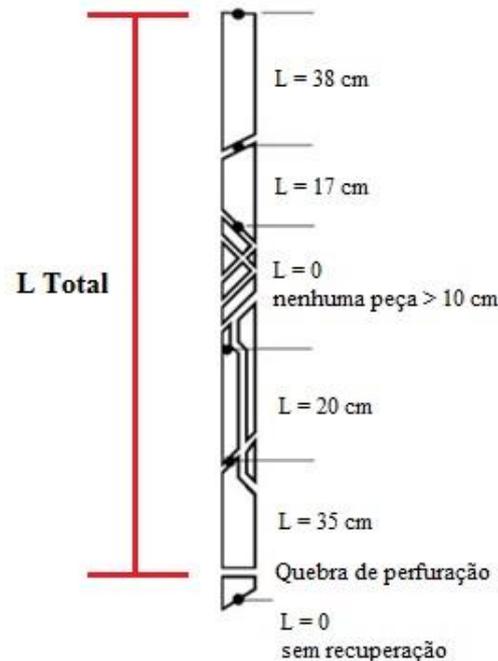
2.4.1 RQD

O índice de Rock Quality Designation (RQD) foi introduzido por Deere há mais de 50 anos, e classifica a rocha de acordo com a qualidade de recuperação do testemunho. Tal índice é amplamente utilizado na identificação de zonas rochosas de baixa qualidade, e que merecem maior atenção quanto à segurança das escavações (BIENIAWSKI, 1989).

Determina-se o RQD através da razão entre o somatório de pedaços intactos de um determinado testemunho de sondagem - sendo que só contam os pedaços maiores de 10 cm de comprimento, pelo comprimento total do testemunho (BRADY; BROWN, 2005). De um modo resumido, define-se o RQD como a porcentagem de pedaços de testemunho maiores que 100mm sobre o comprimento total do testemunho removido (HOEK, 2007).

As medições dos fragmentos do testemunho podem ser feitas de 2 maneiras: de ponta à ponta e ao longo da linha central do testemunho, ou entre regiões cujo comprimento circular está completo - perímetro cheio (BRADY; BROWN, 2005). Os autores afirmam que em geral adota-se o primeiro caso, conforme mostrado na Figura 22.

Figura 22 – Procedimento de cálculo do RQD



Fonte: Bieniawski (1989) apud Hoek (2007, p.56).

O comprimento total do testemunho deve ser preferencialmente baseado no comprimento de perfuração utilizado em campo, e nunca excedendo 1,5 metro (BIENIAWSKI, 1989).

O valor encontrado deve ser multiplicado por 100 para obter-se o valor em percentual, conforme demonstra a Equação 12:

$$RQD = 100 * \frac{\sum x_i}{L} \quad (12)$$

Onde $\sum x_i$ é o somatório dos pedaços intactos dentro de um testemunho e L o comprimento total do testemunho.

Para obtenção do RQD, a ISRM recomenda um testemunho de, no mínimo, diâmetro NX (54,7mm), perfurado com barrilete duplo. Logo, a qualidade do maciço pode ser classificada relacionando o RQD obtido com a tabela a seguir, proposta por Deere em 1968 (BIENIAWSKI, 1989).

A relação do índice RQD com a qualidade o maciço é mostrada na Tabela 2.

Tabela 2 – Procedimento de cálculo do RQD

RQD (%)	Qualidade da rocha
<25	Muito ruim
25-50	Ruim
50-75	Regular
75-90	Boa
90-100	Excelente

Fonte: Bieniawski (1989, p. 38).

Goodman (1989) lembra que embora o RQD seja um indicador barato, não deve ser utilizado sozinho para descrever a situação de um maciço rochoso pois desconsidera fatores como orientação das juntas e material de preenchimento.

Entre os principais problemas da utilização do RQD, Brady e Brown (2005) destacam que:

- Confia-se no operador para distinguir fraturas naturais daquelas causadas pela perfuração;
- A resistência da rocha na perfuração pode influenciar o resultado;
- Se um maciço rochoso tiver uma descontinuidade espaçada uniformemente a cada 0,1 m ou a cada 5m o RQD vai ser 100 em ambos os casos;
- Em um maciço rochoso anisotrópico o valor de RQD dependerá da orientação da perfuração realizada.

Apesar disso, o RQD é hoje ainda vastamente empregado, principalmente porque seu resultado serve como parâmetro para utilização nos sistemas de classificação RMR e Q de Barton (BIENIAWSKI, 1989).

2.4.2 RMR

O sistema Rock Mass Rating (RMR), conhecido também como Classificação Geomecânica, foi desenvolvido por Bieniawski em 1973, e passou por adaptações ao longo dos anos, conforme mais estudos ficaram disponíveis e também para se adaptar aos padrões internacionais (BIENIAWSKI, 1989).

Para classificar um maciço rochoso pelo sistema RMR são necessários 6 parâmetros:

- a) Resistência à compressão uniaxial do material;
- b) Rock Quality Designation (RQD);
- c) Espaçamento das descontinuidades;
- d) Condição das descontinuidades;
- e) Condição do lençol freático;
- f) Orientação das descontinuidades;

A tabela proposta pelo autor do método fornece um valor numérico a ser atribuído a cada um dos 5 primeiros parâmetros citados, de acordo com o intervalo em que estes se encontram. O valor do sexto parâmetro - orientação das descontinuidades, é encontrado através de um ajuste que leva em consideração fatores como o *dip* e o *strike* (HUDSON; HARRISON, 2000).

Um trecho do índice RMR, que indica a nota a ser dada a rocha de acordo com a sua resistência, é mostrado pela Figura 23.

Figura 23 – Fragmento da tabela para determinação do índice RMR.

Parâmetro		Intervalo de valores							
1	Resistência da rocha intacta	Resistência pelo índice point-load (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para baixos intervalos é preferível usar a resistência à compressão uniaxial		
		Resistência à compressão uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
		Nota	15	12	7	4	2	1	0

Fonte: Adaptado de Hudson e Harrison (2000, p. 194).

Brady e Brown (2005) lembram que os parâmetros utilizados não necessariamente contribuem com a mesma importância para o valor final de RMR.

Ao final, o índice RMR é obtido pelo somatório dos valores atribuídos à cada parâmetro, adicionado ao ajuste da orientação das descontinuidades, conforme demonstrado na Equação 13:

$$RMR = \sum (\text{valor dos parâmetros}) + (\text{valor de ajuste da orientação}) \quad (13)$$

Por fim, o valor do índice RMR é relacionado com a Figura 24 para obtenção da qualidade do maciço:

Figura 24 – Relação final do índice RMR, para obtenção da qualidade do maciço.

Nota	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe n°	I	II	III	IV	V
Descrição do maciço	Muito bom	Bom	Regular	Ruim	Muito ruim

Fonte: Adaptado de Hudson e Harrison (2000, p. 194).

Eventualmente podem ser encontradas condições diferentes de qualidade em um mesmo maciço rochoso, e nesses casos é essencial que se identifique a condição mais crítica para o estrato rochoso e que se trabalhe com esses valores (BIENIAWSKI, 1989).

O sistema de classificação geomecânica encontrou ampla aplicação ao redor do mundo, em projetos como túneis, taludes, fundações e minas, sendo a maior parte dessas aplicações foi no campo da engenharia de túneis (GOODMAN, 1989).

2.4.3 Q de Barton

Este índice consiste em um sistema de classificação desenvolvido por Barton et al., em 1974, como um meio de estimar o suporte necessário para escavações em rocha dura na Escandinávia (BIENIAWSKI, 1989). De maneira similar ao método RMR, o Q de Barton expressa-se em atribuir valores numéricos à seis parâmetros diferentes:

- a) Rock Quality Designation (RQD);
- b) Número de conjuntos de descontinuidades (J_n);
- c) Rugosidade da descontinuidade mais desfavorável (J_r);
- d) Grau de alteração da junta menos resistente (J_a);
- e) Condição de entrada de água (J_w);
- f) Condição de tensão atuando sobre o maciço (SRF - Stress Reduction Factor);

Ao se correlacionar esses seis parâmetros, obtém-se a equação do Q de Barton, conforme retratada abaixo (Equação 14):

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (14)$$

Segundo Bieniawski (1989), uma das principais motivações para se utilizar o Q de Barton é a forma como esse método fornece informação para os 3 quocientes da equação: o primeiro quociente está relacionado à geometria do maciço rochoso, pois o valor de Q aumenta conforme o RQD cresce e o número de descontinuidades é reduzido; o segundo está associado à resistência ao cisalhamento inter-bloco, já que o valor de Q aumenta com o incremento da rugosidade das descontinuidades; e por fim, o terceiro quociente representa o fator ‘meio’, pois está relacionado ao fluxo e a pressão de água, e também ao estado de tensão *in situ* do maciço rochoso.

O valor de Q originado desta equação ficará em um intervalo entre 0,001 e 1000, em escala logarítmica. O sistema de Barton define 9 classes geotécnicas para classificação do maciço rochoso, variando de excepcionalmente ruim, quando $Q < 0,01$, até excepcionalmente boa quando $Q > 400$ (BRADY; BROWN, 2005).

A utilização de índices de classificação de maciços ainda é uma atividade controversa. Por um lado, criam oportunidades para o empiricismo em projetos de túneis, minas e outros trabalhos em rocha. Por outro lado, a utilização dessas tabelas para encontrar os valores adequados obriga o projetista a efetuar um exame minucioso das características do material rochoso (GOODMAN, 1989).

2.4.4 GSI

O *Geological Strength Index* (GSI) foi desenvolvido por Hoek em 1994, e adaptado por Hoek e Marinos no ano 2000, objetivando vencer algumas das principais deficiências constatadas na utilização do índice RMR. Esse índice foi desenvolvido especificamente para contabilizar as propriedades de um maciço rochoso que influenciam em sua resistência e deformação (BRADY; BROWN, 2005).

Hoek (2007) comenta que o GSI fornece um número, que combinado com as propriedades da rocha sã, pode ser utilizado para estimar a redução na resistência do maciço rochoso para diferentes condições geológicas.

Ele considera o maciço rochoso como isotrópico, e desconsidera a influência do lençol freático e de tensões *in situ*, uma vez que estes dois últimos já são levados em conta em modelos computacionais (SINGH; GOEL, 1999).

No início de sua utilização, esse índice era estimado diretamente do RMR. Com o passar dos anos porém, os valores obtidos se tornaram duvidosos, principalmente quando se tratavam de maciços rochosos de baixa qualidade. Logo, o GSI passou a ser definido através de tabelas próprias, independente assim do RMR (HOEK, 2007).

Como a resistência de um maciço rochoso fraturado depende das condições da rocha e da tendência de cada pedaço em deslizar ou rotacionar um sobre outro, o GSI procura levar esses fatores em consideração: relacionando as linhas, que representam estrutura do maciço, com as colunas, que são as condições da superfície (BRADY; BROWN, 2005).

A Figura 25 retrata a relação entre classificação do maciço e condição das descontinuidades na superfície, utilizada para efetuar a leitura do GSI. Preferencialmente, estima-se um intervalo de valores para o GSI, em vez de um valor único (HOEK, 1998 apud SINGH; GOEL, 1999).

Figura 25 – Tabela para obtenção do GSI, através de inspeção visual.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) PARA MACIÇOS FISSURADOS (Hoek e Marinos, 2000). Serve para estimar o valor médio do GSI de acordo com a litologia, estrutura e condições da superfície. Escolher um intervalo de valor, e nunca um valor exato. Quando trabalhar com maciços entre regular e muito fraco, um salto para a direita deve ser feito se estiver na condição de rocha molhada.		CONDIÇÃO DA SUPERFÍCIE				
		MUITO BOA Muito rugosa, sem intemperismo	BOA Rugosa, com leve intemperismo	REGULAR Lisa, com intemperismo mediano	FRACA Alto intemperismo, com preenchimento de fragmentos angulosos de rocha	MUITO FRACA Intemperismo muito alto, com preenchimento de material não compactado
ESTRUTURA		REDUZ A QUALIDADE DA SUPERFÍCIE →				
	INTACTA OU MACIÇA - Testemunhos intactos ou rocha maciça in situ, com poucas e bem espaçadas descontinuidades	90 80			N/A	N/A
	BLOCOS - Maciço rochoso pouco perturbado e com bom intertravamento. Blocos em geral em formato de cubos		70 60			
	MUITO FRATURADA - Maciço rochoso pouco perturbado e com bom intertravamento. Blocos em geral em formato de cubos			50		
	FRATURADA E PERTUBADA - Rocha dobrada, com blocos angulares, formada pela intersecção de muitos conjuntos de descontinuidades.			40 30		
	DESAGREGADA - Intertravamento fraco e forte fissuração do maciço, com uma mistura de pedaços de rocha angulares e arredondadas.				20	
	LAMINADA - Ausência de blocos devido a fraca xistosidade ou a existência de planos de cisalhamento.	N/A	N/A			10

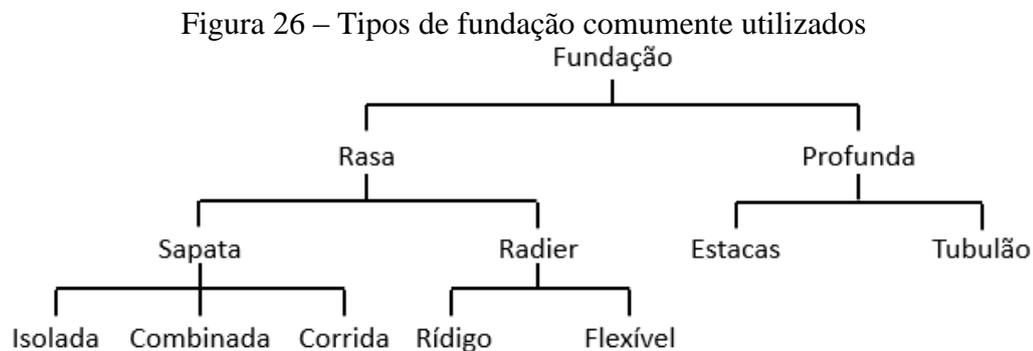
Fonte: Adaptado de Brady e Brown (2005, p. 82).

Hoek (2007) diz que a decisão mais importante a ser tomada é quando se deve usar o GSI: se o espaçamento entre as descontinuidades for grande em relação às dimensões da escavação, não se deve utilizar esse index e as descontinuidades devem ser tratadas individualmente; porém, se elas forem pequenas em relação ao tamanho da escavação, o GSI pode ser utilizado com segurança.

2.5 FUNDAÇÕES E MEIOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Uma fundação é definida como a parte de uma estrutura que se encontra em contato direto com o solo, e é através dela que ocorre a transmissão de cargas da estrutura para o solo (TOMLINSON, 2001).

As fundações são convencionalmente divididas em dois grandes grupos: fundações superficiais (rasas ou diretas) e fundações profundas. Esta classificação depende da profundidade de solo que será afetada pela fundação, e pode ser dividida posteriormente em subgrupos (Figura 26).



Fonte: Adaptado de Som e Das (2006, p. 65).

Sobre o projeto deste tipo de estrutura, explica Bell (2007, p. 539) “O projeto de fundações incorpora três operações essenciais: calcular as cargas transmitidas pelas fundações ao solo e rocha que a suporta, determinar o comportamento destes solos e rochas, e projetar uma fundação adequada para isso”.

Terzaghi (1943) doutrina que “Se uma carga é aplicada em uma área limitada de solo ou abaixo da superfície do solo, a área carregada recalca. Se o recalque devido a um incremento de carga for plotado em um gráfico com a carga por unidade de área, obtemos a curva de recalque” (p. 118, tradução nossa).

Curvas carga-recalque podem ter diferentes formas, mas existem dois tipos característicos. A ruptura é dita generalizada quando ocorre de forma brusca, após uma curta transição, e é tida como ruptura localizada quando a curva é mais abatida, e com uma tangente inclinada no ponto extremo (LOPES; VELLOSO, 2011).

2.5.1 Fundações Rasas

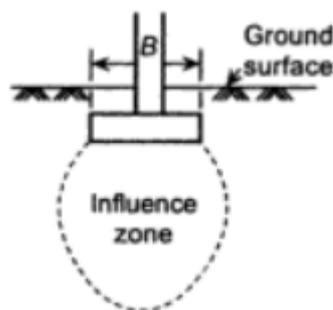
O parâmetro principal que define a interface entre uma fundação rasa e o solo que a suporta é a tensão admissível. Esta força de contato por unidade de área, que atua no fundo da fundação teve sua importância reconhecida por engenheiros no século XIX, e que veio a formar a base para as teorias de recalque e capacidade de suporte (CODUTO, 2001).

Outro parâmetro importante é conhecer as dimensões da fundação. Terzaghi (1943) considera como fundação rasa aquela cuja largura $2B$ é igual ou maior que a profundidade de assentamento, ou seja, a distância da superfície até a base da fundação.

O item 3.1 da NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2010) define uma fundação superficial como “Elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”. (p. 2).

Uma fundação rasa transmite a carga para o solo imediatamente abaixo dela (Figura 27). Fundações rasas são mais baratas que profundas, mas ficam restritas à imposição de pequenas cargas e a capacidade geotécnica do solo próximo à superfície (SOM e DAS, 2006).

Figura 27 – Área de influência de uma fundação direta.



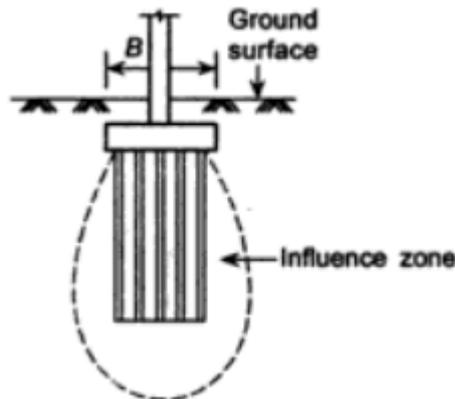
Fonte: Som e Das (2006, p. 66).

A grandeza fundamental para o projeto de fundações diretas é a determinação da tensão admissível, quando o projeto utilizou-se de um coeficiente de segurança global ou, a determinação tensão resistente de projeto quando consideram-se fatores de segurança parciais (ABNT NBR 6122:2010).

2.5.2 Fundações Profundas

O item 3.7 da NBR 6122 (ABNT, 2010) define uma fundação profunda como “elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões”. (p.3). A Figura 28 apresenta um tipo genérico de fundação profunda, com um bloco sobre estacas.

Figura 28 – Área de influência de uma fundação profunda.



Fonte: Som e Das (2006, p. 68).

Fundações profundas são geralmente classificadas pelo tipo de deslocamento que impoem ao solo, podendo ser estacas de grande ou pequeno deslocamento, sem deslocamento, ou estacas de substituição.

Em seguida, pode-se subdividir essa classificação de acordo com o material na composição da estaca ou ainda pelo procedimento de execução utilizado.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO

A região escolhida para este estudo é o bairro Universitário, na cidade de Criciúma. O município de Criciúma (Figura 29) está localizado na porção sul do estado de Santa Catarina, nas coordenadas geodésicas 28° 40' 42" de latitude sul e 49° 22' 13" de longitude oeste.

Figura 29 - Localização da cidade de Criciúma no território catarinense.



Fonte: Adaptado de Google Maps (2018) e IPAT (2007).

O bairro Universitário (Figura 30) situa-se na região centro-oeste do município, e, como grande parte da cidade, seu subsolo foi objeto de intensa atividade extrativista nos últimos 50 anos, efetuado por diversas companhias mineradoras.

Figura 30 - Localização da região foco deste estudo (em vermelho).

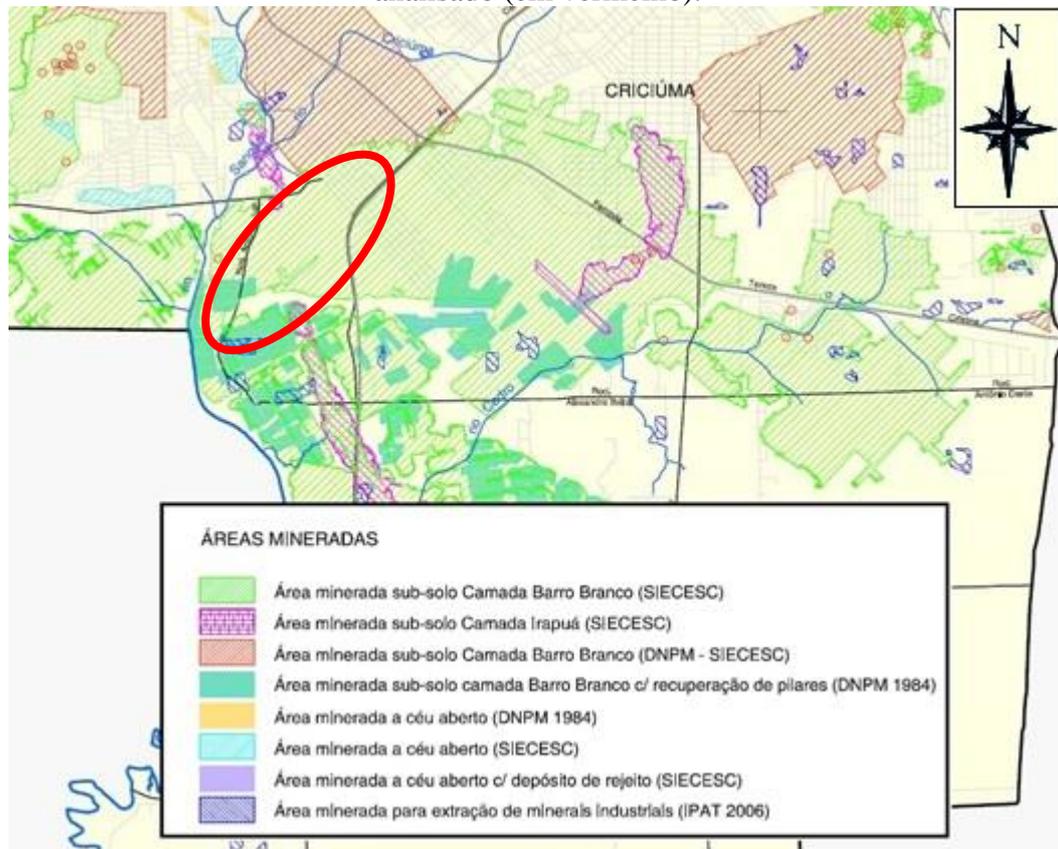


Fonte: Adaptado de IPAT (2007).

Até a data da produção desse trabalho, a Prefeitura Municipal de Criciúma fornecia em seu site oficial o mapa do município, com as demarcações das zonas mineradas (Figura 31). Esse mapeamento é feito baseando-se em plantas de antigas companhias mineradoras e relatórios do DNPM.

É perceptível que o bairro Universitário encontra-se acima de galerias de carvão em praticamente toda sua extensão. Segundo o mapa da Prefeitura, a maior parte da mineração se deu na camada Barro Branco, sendo que em alguns pontos ao sul do bairro houve mineração nesta mesma camada com recuo de pilares, variação conhecida por ser uma agravante para manifestações patológicas na construção civil.

Figura 31 – Mineração no território criciumense, por tipo, com destaque para o bairro analisado (em vermelho).



Fonte: Adaptado de IPAT (2007).

Este autor deve ainda destacar que as plantas fornecidas pela prefeitura podem conter certa margem de erro, sendo esta afirmação baseada em relatos de alguns moradores de Criciúma que são ex-funcionários de companhias mineradoras.

Foram consultadas 4 pessoas por este autor, e, segundo estes mineiros aposentados, as companhias que possuíam a concessão para extração no subsolo do Bairro Universitário afetaram esses serviços na década de 70 e 80, e os equipamentos de mapeamento utilizados estavam sujeitos a variados erros de medição.

Outro ponto destacado por esses cidadãos é que cada empresa de mineração recebia do DNPM a concessão para extrair carvão em determinada região. Devido à precariedade dos instrumentos da época e a falta de fiscalização por órgãos competentes, muitas vezes uma mineradora acidentalmente invadia a concessão de outra, e quando isto ocorria essa área deixava de ser mapeada.

3.2 CONTEXTUALIZAÇÃO

De acordo com Zingano et al. (2004), a região sul do Brasil detém 100% das reservas de carvão do país, com uma produção anual média de 8 milhões de toneladas. De toda a produção nacional, metade é feita por lavra subterrânea, pelo método de câmara-e-pilares, assim, problemas envolvendo ruptura de pilares, piso e teto são questões a serem estudadas.

Historicamente, o carvão brasileiro foi descoberto em 1827, no município de Lauro Müller, em Santa Catarina, e foi inicialmente explorado por uma companhia inglesa. Com o passar do tempo, o carvão catarinense, que era considerado de baixa qualidade, deixou de despertar o interesse estrangeiro e sua concessão foi repassada para indústrias cariocas (CPRM, 2002).

Em 1904, o Governo Brasileiro cria a Comissão de Estudos das Minas de Carvão, com o intuito de avaliar a potencialidade do carvão nacional, tendo em vista a crescente necessidade de recursos energéticos no país (CPRM, 2002). Nesse mesmo ano, o Dr. Lauro Müller, então Ministro da Indústria, nomeia o geólogo americano Dr. Israel Charles White (Figura 32) como chefe desta comissão, sendo que este passaria os próximos 2 anos com sua equipe estudando e mapeando a região sul-catarinense.

Figura 32 – Extração de amostras de carvão para estudo, a pedido do Dr. White.



Fonte: Belolli et al. (2002, p. 7).

A publicação final do geólogo ficou conhecida como “Relatório White” e é considerado um marco nos estudos geológicos da Bacia do Paraná, já que muitas das unidades geológicas desta bacia foram por ele classificadas e denominadas, servindo como base para estudos posteriores.

Fundado por imigrantes italianos em 1880, o município de Cresciúma (hoje Criciúma), crescia lentamente através da agricultura. Em 1920, a extração de carvão na cidade atingiu escala comercial, e proporcionou um surto de crescimento econômico e demográfico. Segundo Milioli (1993), esse processo dinamizador associado à mineração trouxe consigo as características mais comuns de uma urbanização descontrolada: desmatamento, erosão, deslizamentos e poluição do solo, do ar e da água.

O carvão da região voltou a atrair olhares de investidores americanos e ingleses, principalmente no período das duas grandes guerras, quando os recursos energéticos eram mais escassos. Belolli et al. (2002) lembram que o auge da exploração do carvão na região, que trouxe desenvolvimento econômico, investimentos e empregos, ocorreu entre 1940 e 1970.

De forma resumida, pode-se dizer que a extração do carvão impulsionou economicamente várias cidades da região, e sua história está atrelada à construção da Ferrovia Teresa Cristina, e dos portos de Laguna e Imbituba (BELOLLI et al, 2002).

Coulon (1990) lembra que a profundidade média da camada de carvão em Criciúma encontra-se entre 35 e 45 metros de profundidade, e que o método de mineração utilizado é o de câmara-e-pilar.

Na década de 70, o DNPM passou a autorizar as empresas carboníferas a efetuarem a remoção parcial dos pilares após a conclusão da lavra nos painéis, visando aumentar a produtividade das minas subterrâneas (SCOTTO, 2011 apud RUIZ, 2014). Essa conduta teve relação direta no aumento dos casos de subsidência da região, ampliando a área afetada e comprometendo obras de construção civil, além da perda de solo cultivável na zona rural (BRUM; VAZ, 2003 apud RUIZ 2014).

Segundo Ruiz (2014), esses efeitos resultaram em um crescimento do número de conflitos entre moradores e companhias mineradoras, envolvendo ações civis públicas, e resultando na suspensão da medida autorizada pelo DNPM, pelo governo Collor em 1990.

Atualmente alguns processos judiciais sobre danos à propriedade privada encontram-se em andamento na Justiça Federal, envolvendo moradores das cidades de Criciúma, Treviso, Urussanga, Siderópolis, Forquilha e Lauro Müller (BACCIN, 2011 apud RUIZ, 2014).

Em Criciúma, a subsidência das minas de carvão ocorre na região central e arredores da cidade, sendo que as áreas mais afetadas encontram-se na região periférica, cujos moradores

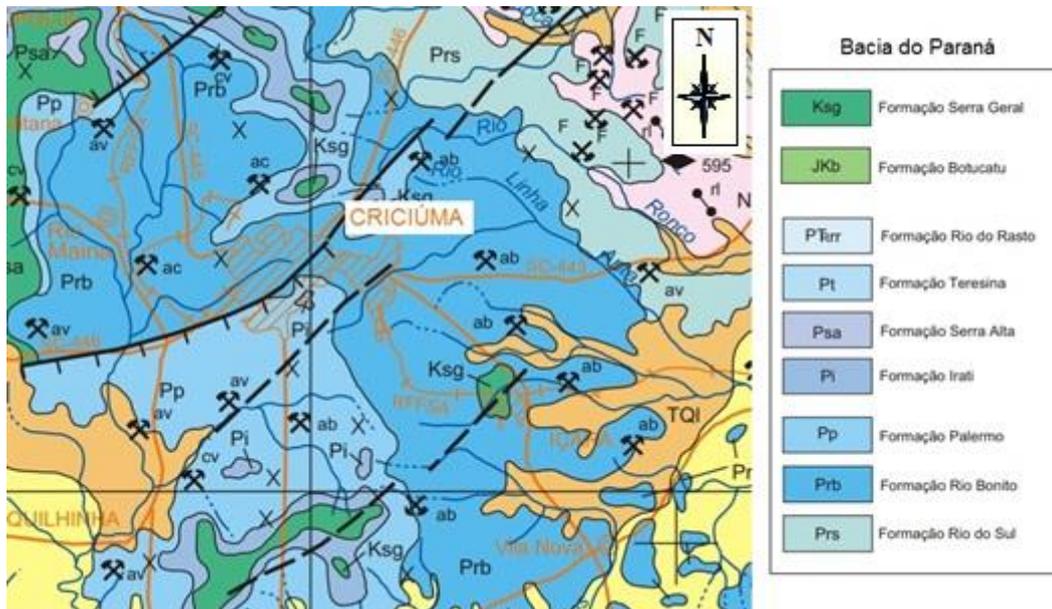
em geral são pessoas de menor grau de informação, e mais suscetíveis à injustiças nas negociações quando constatados danos às suas residências (MILIOLI 1993 apud RUIZ 2014).

3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

As informações geológicas da região foram obtidas através de dados fornecidos pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), do Serviço Geológico do Brasil. A seção do mapa geológico utilizada neste trabalho é a *Folha SH-22-X-B*, conhecida também como Folha Criciúma.

A carta geológica da Folha Criciúma evidencia que a cidade está situada sobre um conjunto de formações geológicas distinto, composto majoritariamente pela Formação Palermo e Formação Rio Bonito (Figura 33); contendo ainda algumas áreas sobre a Formação Irati e Formação Serra Geral.

Figura 33 – Mapa geológico da cidade.



Fonte: Adaptado de SILVA (2000).

Rio Bonito e Palermo são formações geológicas da Bacia do Paraná, ambas datadas do Período Paleozóico. A formação Rio Bonito é de particular interesse neste estudo, já que é nela que se encontra toda a camada do carvão catarinense, localizada esta principalmente em seu terço superior.

A denominação da camada “Rio Bonito” foi proposta por White (1908), e caracteriza o conjunto de rochas areníticas associadas a pelitos e camadas de carvão da região. A formação Rio Bonito apresenta uma espessura mínima de 103 metros, máximas de 208 metros e média de 140 metros (SILVA, 2000).

A mesma carta geológica citada anteriormente apresenta como definição para a formação Rio Bonito:

Arenitos finos e grosseiros, cinza esbranquiçados, localmente conglomeráticos, com estratificações paralelas, cruzadas tabular e acanalada; arenitos sigmoidais e arenitos quartzosos, bem selecionados. Siltitos cinza com lentes de arenitos muito finos, apresentando laminações paralela e ondulada e bioturbação, folhelhos escuros carbonosos, leitões e camadas de carvão”. (SILVA, 2000).

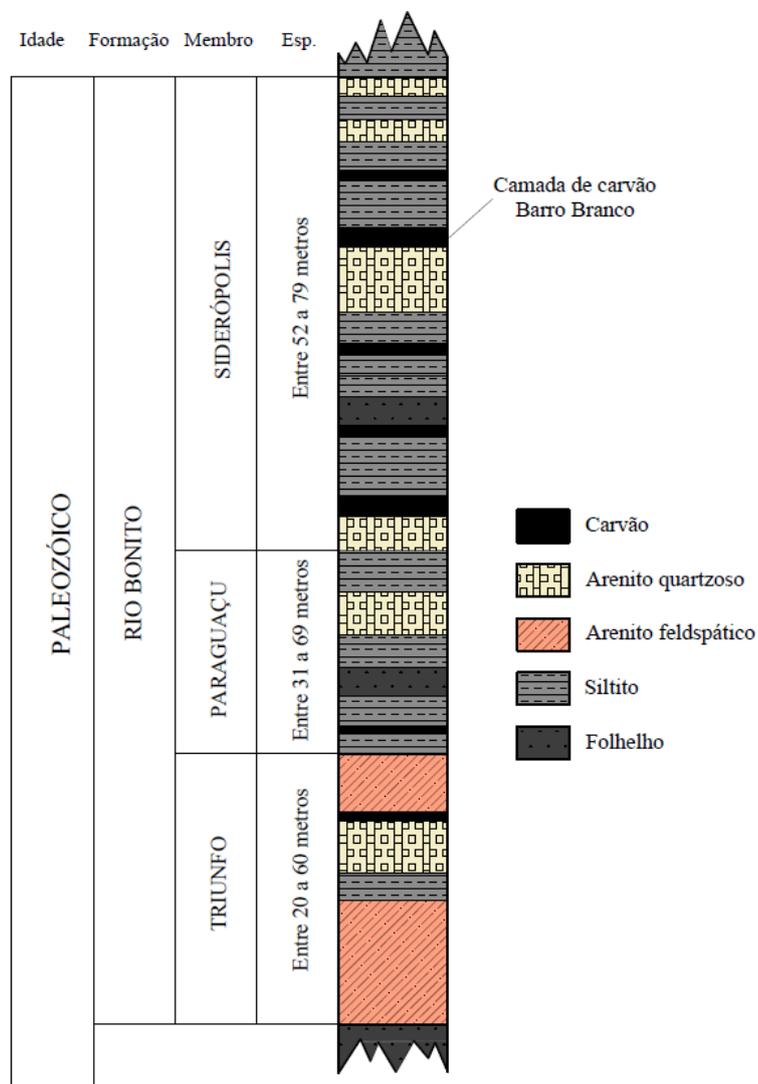
Posteriormente, Schneider et al. (1974) propuserem as denominações Triunfo, Paraguaçu e Siderópolis para os membros que compõem a formação Rio Bonito, tendo ampla aceitação em seu uso em toda a bacia do Paraná (CPRM, 2002).

O membro Triunfo constitui a base da formação Rio Bonito, e é composto majoritariamente por arenitos e conglomerados cinza-claros ou esbranquiçados. Secundariamente são encontrados folhelhos, argilitos, siltitos escuros e carbonosos (SILVA, 2000).

O membro Paraguaçu situa-se no trecho intermediário da formação, e é caracterizado por sedimentação predominantemente pelítica. Esta unidade é composta principalmente por siltitos e folhelhos escuros, possuindo pequenas intercalações de arenitos quartzosos (SILVA, 2000).

Siderópolis corresponde ao terço superior da formação Rio Bonito (Figura 34), e é constituída por espessa camada de arenitos com intercalações de siltitos, folhelhos carbonosos e carvão mineral, sendo este último apresentado em diversas camadas.

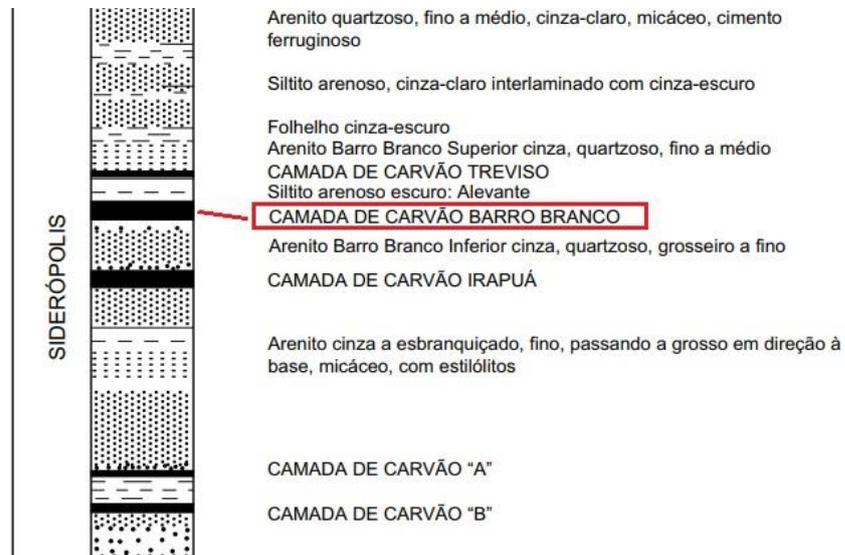
Figura 34 – Formação Rio Bonito e suas subdivisões.



Fonte: Adaptado de SILVA (2000).

É no membro Siderópolis que se encontra a camada de carvão Barro Branco, que é possivelmente a camada de carvão mais explorada na região, e objeto indireto deste estudo. Uma representação geral deste membro, e suas respectivas camadas é apresentada por Bortoluzzi (1978) apud SILVA (2000), conforme mostrado a seguir na Figura 35.

Figura 35 – Composição geral do membro Siderópolis, com destaque para a camada Barro Branco.



Fonte: Bortoluzzi (1978) apud SILVA (2000, p. 4).

Os arenitos do Siderópolis possuem em geral granulometria entre fina a muito fina, existindo somente lentes de arenito com granulometria grossa. Os siltitos variam de cinza escuro a preto, sendo carbonosos e muitas vezes contendo impressões de plantas. O membro Siderópolis é conhecido por sua abundância em leitos carbonosos (Figura 36), uma vez que a maior parte das 10 camadas de carvão existentes está contida nessa unidade (SILVA, 2000).

Figura 36 – Camada de carvão Barro Branco, no município de Treviso-SC.



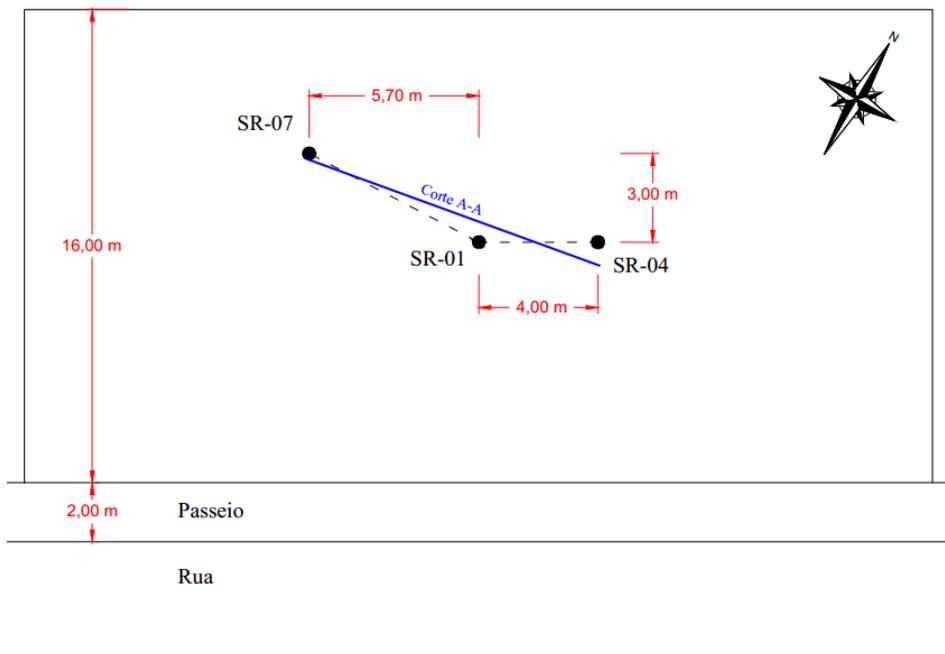
Fonte: CPRM (2002).

3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Os dados geotécnicos obtidos neste trabalho correspondem à pontos de sondagem mista (SPT e rotativa) realizados pela empresa Savi Fundações e Sondagens Ltda., sediada no Município de Criciúma. O terreno da execução destes serviços está localizado na região nordeste do bairro Universitário.

No terreno em questão foram realizados 3 pontos de sondagem: os primeiros metros de perfuração foram executados com base nos métodos tipicamente usados para sondagem SPT (trado e retrolavagem), e ao se atingir o substrato rochoso deu-se continuidade através de sondagem rotativa. A localização dos furos de sondagem rotativa (SR) no terreno é mostrada na Figura 37.

Figura 37 – Pontos de sondagem no terreno, com detalhe para o corte em azul, a ser utilizado para elaboração do perfil estratigráfico.

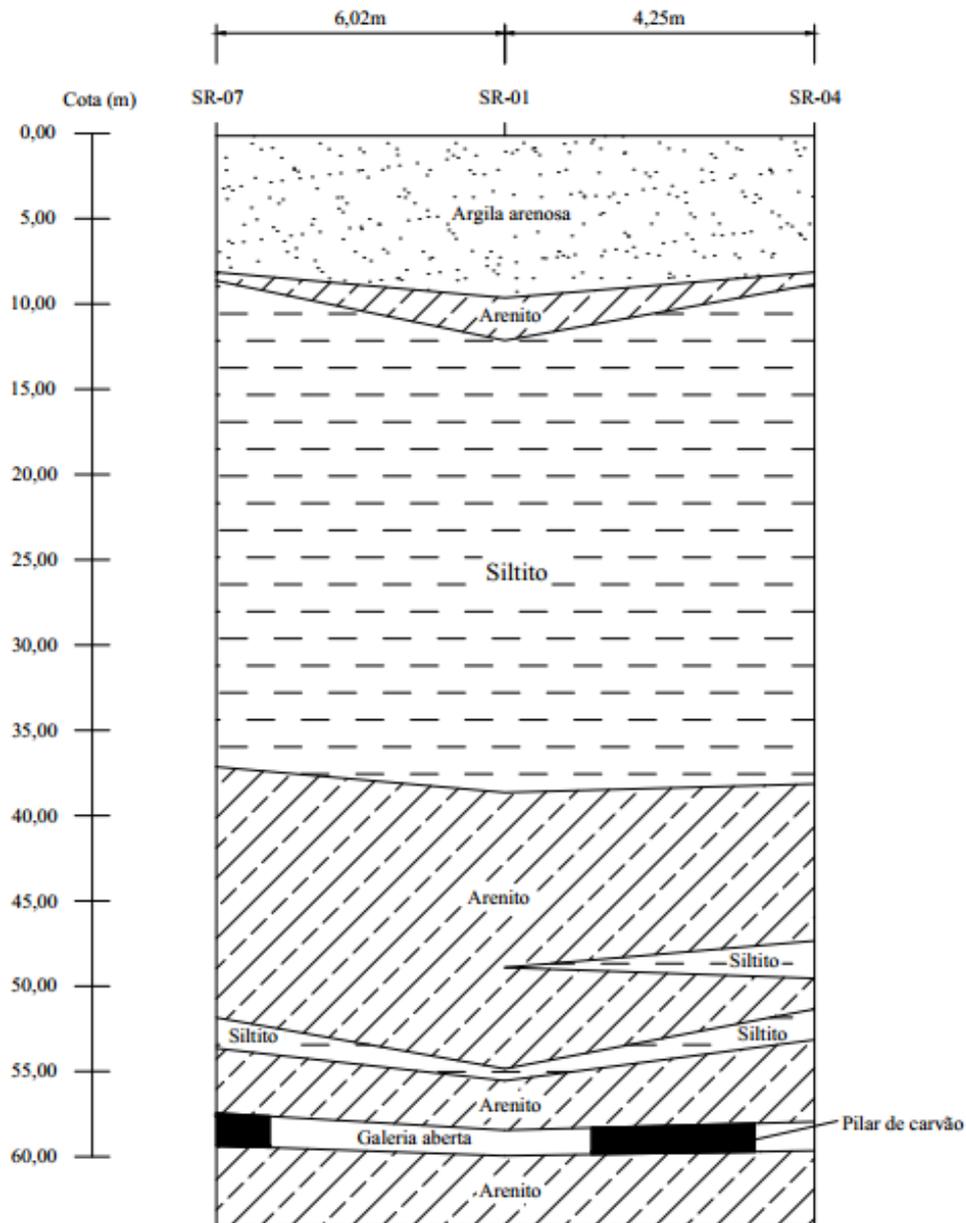


Fonte: Autor (2018).

A partir dos boletins de sondagem é possível elaborar um perfil estratigráfico do terreno (Figura 38). O perfil servirá como base para o cálculo das tensões impostas sobre os pilares e para a modelagem no software de elementos finitos.

Os laudos de sondagem utilizados para geração do perfil encontram-se disponíveis no Apêndice A.

Figura 38 – Perfil estratigráfico gerado à partir dos furos de sondagem (Corte A-A).



Fonte: Autor, 2018.

O perfil concebido para o terreno revela que após os metros iniciais de argila existe um sistema de intercalações entre siltitos e arenitos, até que por fim sejam atingidas as antigas galerias de mineração de carvão.

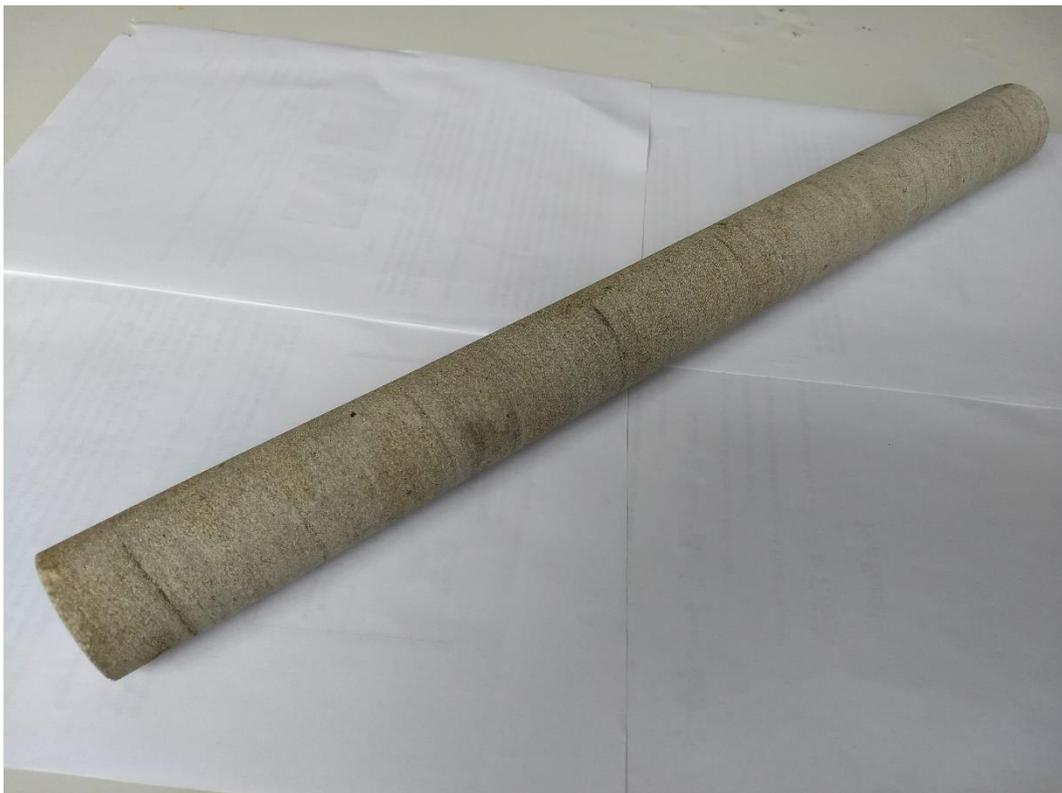
O furos de sondagem SR-07 e SR-04 atingiram pilares de carvão na profundidade aproximada de 57 metros, enquanto SR-01 atravessou o teto de uma galeria, onde o carvão já havia sido removido.

Tal perfil indica que nesta região o sistema piso-pilar-teto é formado por arenito, carvão e arenito, e não arenito, carvão e siltito, como o demonstrado na Figura 35, que é o aspecto padrão da Formação Rio Bonito. Essas estratificações serão consideradas durante a modelagem geomecânica, tendo-se em vista que neste trabalho será feita a determinação dos parâmetros geomecânicos dos siltitos e arenitos.

Arenitos são rochas sedimentares cujos grãos são predominantemente de quartzo, independente desses grãos serem angulosos ou arredondados. Já os siltitos são as rochas sedimentares de granulação muito fina, em que mais de 50% dos grãos são do tamanho aproximado do silte – diâmetro de partículas entre 0,02mm e 0,002mm (MENEZES, 2013).

O aspecto geral dos arenitos e siltitos da região é mostrado nas figuras 39 e 40, que representam alguns dos testemunhos doados pela empresa citada e que serão utilizados nos ensaios de laboratório, para obtenção dos parâmetros geomecânicos dos materiais.

Figura 39 – Testemunho de arenito extraído do terreno estudado.



Fonte: Autor (2018).

Os arenitos utilizados neste estudo são referentes à profundidade média de 45 metros. O laudo de sondagem caracteriza os arenitos desta profundidade como de cor cinza claro a

branca, coerente, com granulometria fina e isento ou com poucas fraturas, além de apresentarem aspecto não-friável.

Menezes (2013) lembra que *arenito friável* é o termo utilizado para aqueles arenitos cujo o cimento que une os grãos é fraco, ou seja, se esfarela com facilidade. Quando essa rocha possui forte cimentação, é chamada *arenito silicificado*.

Figura 40 – Testemunho de siltito extraído do terreno estudado.



Fonte: Autor (2018).

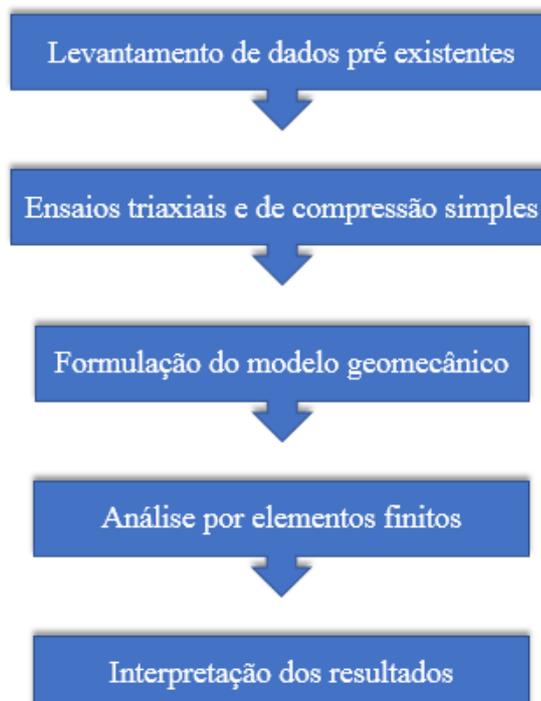
Os testemunhos em siltito utilizados neste estudo são refentes a profundidade média de 35 metros. Os laudos caracterizam os siltitos desta profundidade como sendo de cor cinza escura à preto, coerente e não-friável, com poucas ou nenhuma fratura, e algumas vezes com passagens de lâminas de arenito

De acordo com Silva (2000), a camada de carvão Barro Branco possui espessura variando de 1 a 2,3 metros. Nos furos de sondagem obtidos para este estudo, tal camada apresentou espessura média de 1,5 metros.

4 METODOLOGIA

Neste capítulo são tratadas as etapas executadas durante a elaboração deste estudo. As atividades apresentadas se referem ao levantamento de dados, amostragem, elaboração do modelo e análise dos dados, e a ordem destas etapas é mostrada pelo fluxograma da Figura 41.

Figura 41 – Fluxograma das atividades propostas neste estudo.



Fonte: Autor (2018).

Os tópicos a seguir abordam as atividades relatadas no fluxograma e os passos seguidos por este autor na realização de cada uma delas. O último item do fluxograma, referente à apresentação dos resultados, é apresentado no Capítulo 5.

4.1 LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES

Os dados inicialmente obtidos para este estudo correspondem às plantas de zonas de mineração de carvão, fornecidas pela prefeitura municipal, e a carta geológica do município, obtido do CPRM.

Posteriormente, foram obtidos os laudos de sondagem SPT e sondagem rotativa de um terreno no bairro Universitário, e também alguns testemunhos de rocha, em arenito e siltito, todos doados pela empresa de fundação e sondagem da cidade de Criciúma. Essas etapas encontram-se descritas com suas particularidades no capítulo 3.

Por fim, a critério de melhor entendimento sobre o comportamento dos pilares de carvão em áreas de mineração do tipo câmara-e-pilar, e para facilitar a etapa da modelagem da geometria no software, foi feita uma visita *in loco* a uma das minas de carvão (Figura 42) na região sul de Santa Catarina.

Figura 42 – Característica típica de um pilar de mina de carvão na região sul-catarinense, quando a extração se dá pelo método câmara-e-pilar.

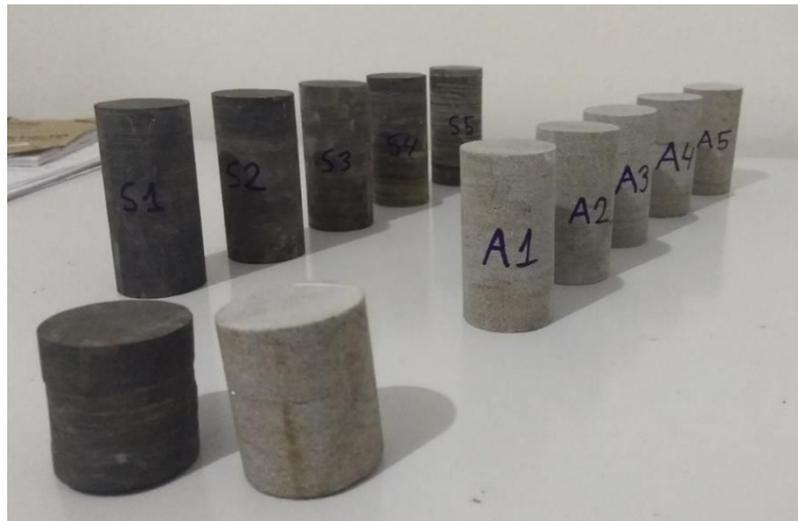


Fonte: Autor (2018).

4.2 ENSAIOS DE LABORATORIO

Os testemunhos de arenito e siltito fornecidos pela empresa mencionada foram devidamente cortados, numerados, e enviado ao laboratório da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, a fim de realização de ensaios triaxiais e de resistência à compressão simples.

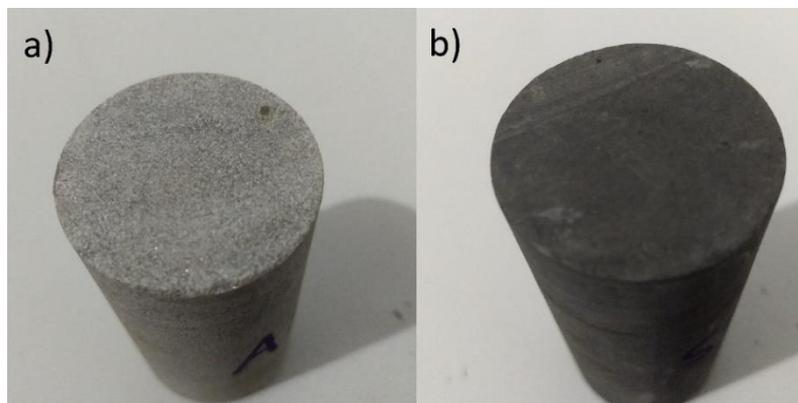
Figura 43 – Numeração dos siltitos (S1 a S5) e arenitos (A1 a A5) após o corte.



Fonte: Autor (2018).

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 possuem diâmetro de 40mm. A Figura 44 detalha melhor estes testemunhos.

Figura 44 – Detalhamento da face dos corpos de prova – (a) arenito e (b) siltito.



Fonte: Autor (2018).

O equipamento para ensaios triaxiais em rocha utilizado neste trabalho é o *RTX-3000*, fabricado pela *GCTS Testing Systems*, conforme retratado na Figura 45.

De acordo com informações do fabricante, o RTX-3000 é um equipamento automatizado servo-controlado que permite a realização de ensaios triaxiais em rocha, segundo as recomendações da ISRM. O equipamento permite aplicação de pressões estáticas ou dinâmicas, e possui um sistema de aquecimento e controle de temperatura de até 150°C.

Figura 45 – Equipamento de ensaio triaxial (RTX-3000) no laboratório da PUC- Rio.



Fonte: Autor (2018).

A capacidade do RTX-3000 é para aplicação de tensões confinantes de até 200 MPa, forças axiais de até 300 kN e aplicações de poro-pressão da ordem de 210 MPa, enquanto ao mesmo tempo pode monitorar deformações axial e radial das amostras. As dimensões da célula de carga permitem corpos de prova de diâmetro entre 25 e 63mm, com altura até 2,5 vezes o diâmetro.

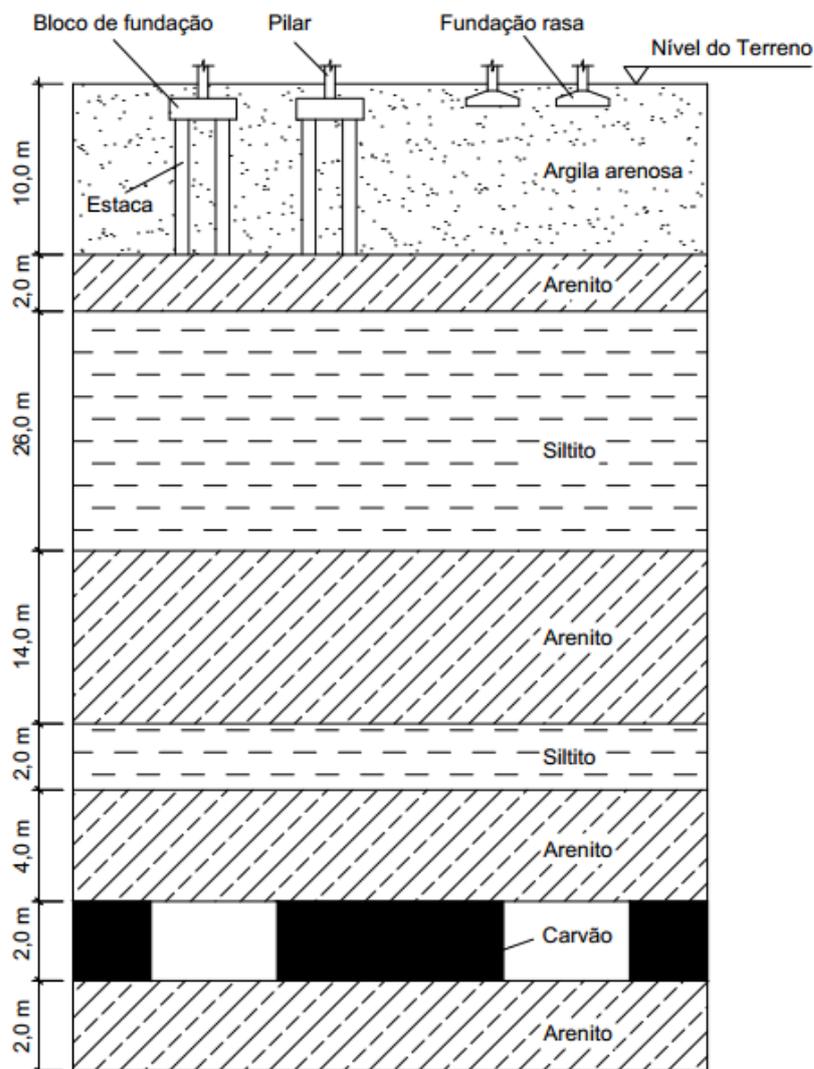
Ressalta-se que os parâmetros de resistência dos testemunhos a serem obtidos nos ensaios triaxiais serviram como dados de entrada para alimentar o modelo simulado no software de elementos finitos, a ser explicado posteriormente.

4.3 FORMULAÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO

O modelo geomecânico corresponde a interpretação física dos fenômenos encontrados em campo, e que influenciam em uma análise de fundação profunda apoiada em rocha, considerando-se os variados estratos e as galerias de carvão sob eles.

Para idealização do problema foi utilizado como base o perfil estratigráfico da Figura 38, e assim, chegando-se no modelo disposto na Figura 46.

Figura 46 – Idealização do problema.



Fonte: Autor (2018).

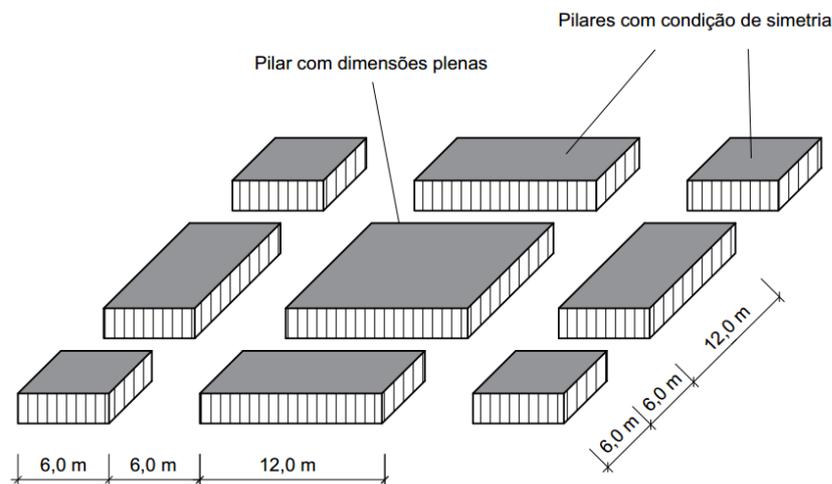
O modelo gerado no software não pode ser idêntico à condição real, uma vez que ocasionaria complexidades extremas na modelagem e a necessidade de uma capacidade computacional muito elevada.

Seria inviável também inserir todas as condições *in situ* uma vez que estão sendo consideradas nesta análise as fissuras no maciço, e que este autor não obteve testemunhos de arenito e siltito em cada metro de profundidade. Entende-se porém que o modelo deve ser uma representação consistente da realidade, ainda que de maneira simplificada.

Os estratos, que apresentam dimensões variáveis nos laudos de sondagem, serão modelados como planos para facilitar a convergência do modelo. Da mesma forma, as espessuras foram arredondadas. Como o objetivo deste trabalho é analisar o incremento de carga causado por fundações de construções no bairro, acredita-se que esses detalhes são de menor importância.

Como não foram fornecidas pelo DNPM informações sobre as dimensões dos pilares de carvão da mina localizada no subsolo do terreno analisado, serão adotadas dimensões comuns de pilares de mineração antigas da região, com formato quadrado de 12x12 metros. Os pilares das extremidades do modelo terão condições de simetria, uma vez que, o comportamento será igual para cada pilar, sendo que o único pilar que terá dimensões plenas será o pilar central, conforme retratado na Figura 47.

Figura 47 – Dimensões propostas para os pilares de carvão.



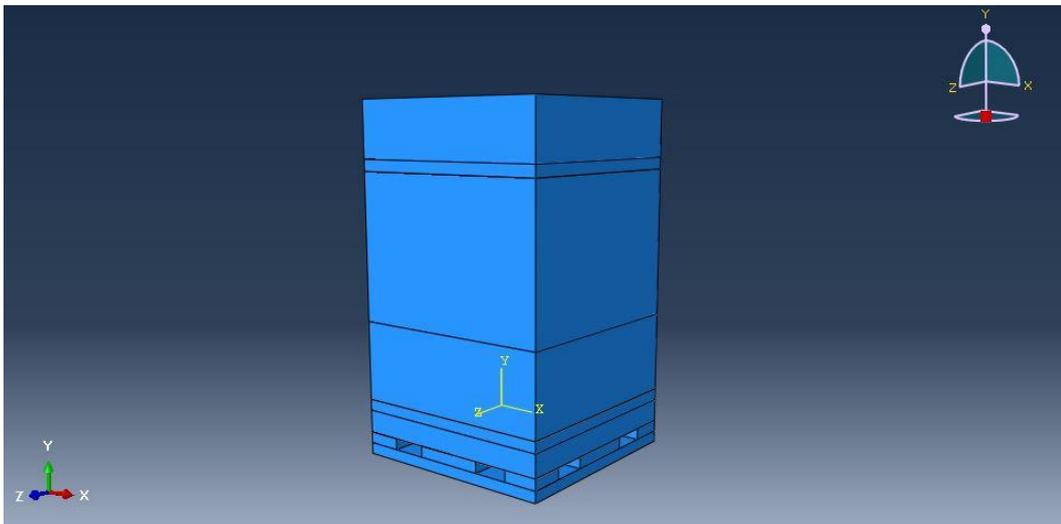
Fonte: Autor (2018).

As estacas mostradas na figura 46 representam as fundações prediais que poderão surgir na região no futuro, e serão apoiadas no substrato rochoso, como é a prática comum na região. Já as fundações rasas representam as residências térreas unifamiliares, que atualmente encontram-se na região.

Tanto as fundações rasas como as profundas serão representadas como cargas pontuais no modelo (Figura 48), uma vez que o interesse deste estudo restringe-se ao comportamento e a resposta do subsolo à imposição de tensões.

As fundações rasas serão modeladas como cargas pontuais aplicadas na superfície, sendo que em cada sapata será considerada como uma força de 10 toneladas (100 kN). Serão modeladas 9 sapatas espaçadas em 4 metros cada

Figura 48 – Modelagem da condição proposta.



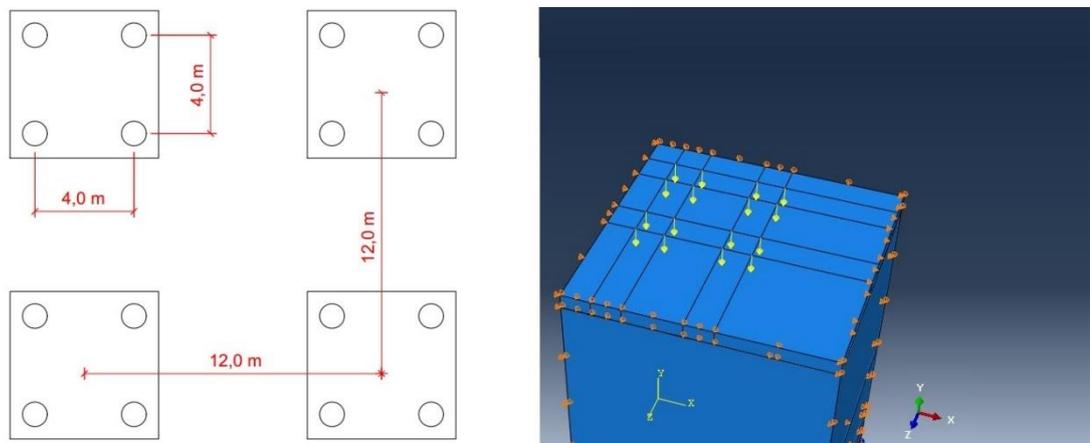
Fonte: Autor (2018).

As cargas que representam as estacas serão aplicadas diretamente na primeira camada de arenito, 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.

Conforme informado pelo engenheiro da empresa consultada, os maiores prédios que o plano diretor possibilita nesta região possuem em média 200 toneladas (2000 kN) por pilar, logo, essa carga será dividida por 4 para considerar uma fundação padrão de 4 estacas por bloco.

Os blocos serão espaçados em 12 metros, de centro à centro. Já as estacas de um mesmo bloco contarão com espaçamento de 4 metros entre si. Os espaçamentos utilizados e o processo de aplicação de cargas pontuais no modelo é retratado na Figura 49.

Figura 49 – Dimensões e modelagem das estacas como cargas pontuais de 500 kN, aplicadas na camada de arenito.

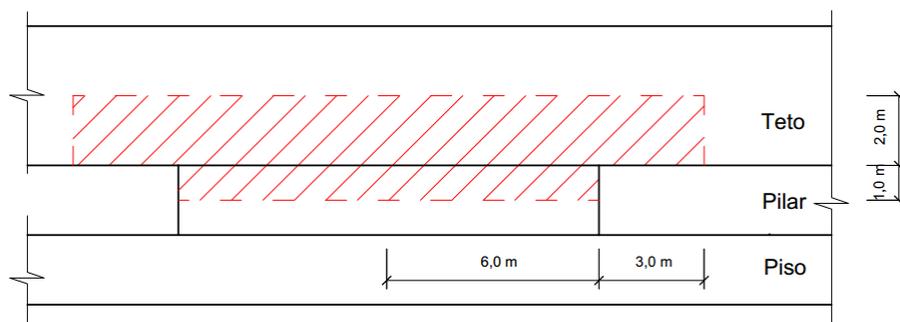


Fonte: Autor (2018).

Como a modelagem proposta na Figura 48 considerará todos os estratos existentes no perfil, sua volumosa extensão impedirá um melhor refino da malha devido às limitações de capacidade computacional.

Assim, uma segunda geometria (Figura 50) será proposta e modelada no software, 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.

Figura 50 – Medidas da nova geometria a ser modelada, em vista lateral.



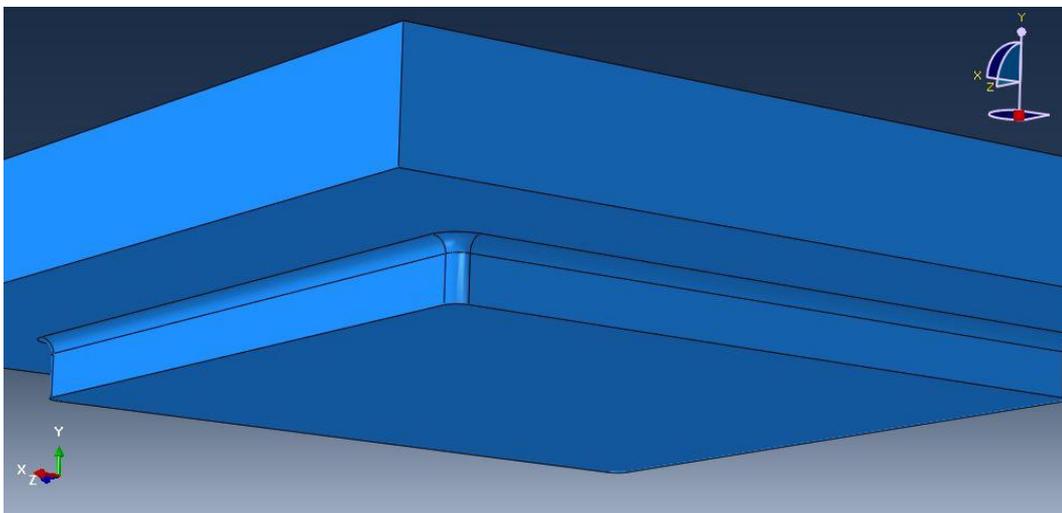
Fonte: Autor (2018).

Desta forma, a primeira modelagem servirá para entender o modo de propagação de tensões da superfície até os pilares de carvão. Os valores de tensão vertical obtidos na primeira simulação serão aplicados no teto dos pilares de carvão, na segunda modelagem.

A segunda geometria proposta levará 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 à problemas de inconsistência no equilíbrio de forças do modelo.

Essa segunda modelagem objetiva uma otimização da malha, e contará com a remoção dos cantos vivos das bordas do pilar de carvão (Figura 51), uma vez que esta particularidade na geometria induz à picos de tensão que são desconexos com a tensão real atuante, conhecidos como singularidades geométricas.

Figura 51 – Modelagem da região de interesse, com arredondamento das bordas do pilar para evitar efeitos de singularidade geométrica nos resultados.



Fonte: Autor (2018).

Espera-se que a nova geometria apresente resultados mais consistentes de tensão e deformação devido ao melhor refino da malha utilizada e à remoção dos cantos vivos do modelo.

Os parâmetros de resistência das camadas de siltito e arenito serão inseridos de acordo com os resultados dos ensaios triaxiais, a serem apresentados posteriormente. Para a camada carvão será utilizado os valores encontrados por Zingano (2002) em seu estudo, uma vez que tal autor trabalhou com a determinação da resistência deste material através de um variado número de testemunhos. A tabela com os parâmetros de Zingano (2002) encontra-se disponível no Anexo B.

Já a argila arenosa será inserida com os parâmetros típicos deste material, e foram obtidos de Velloso e Lopes (2011).

4.4 ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS

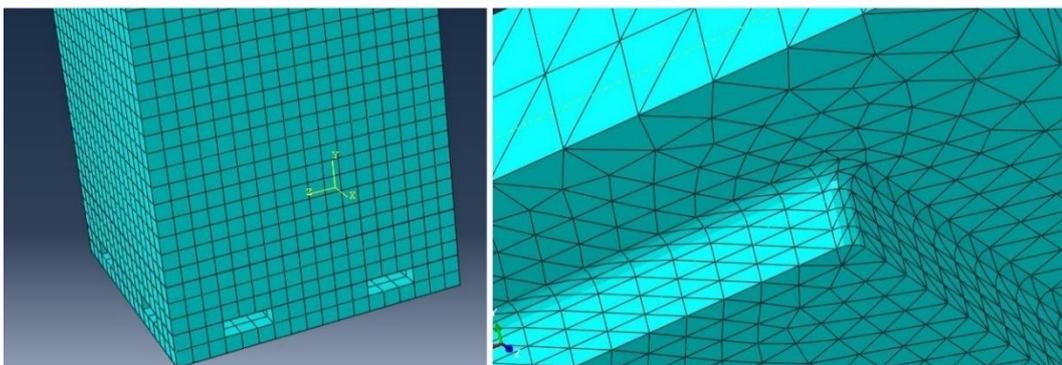
A análise por elementos finitos se dá na geração de uma malha tridimensional dentro da geometria proposta na etapa da modelagem. Por definição, um software de elementos finitos apenas compreende o que ocorre na simulação em alguns pontos discretos, que são pré-definidos na malha, chamados de nós.

Toda a região existente no espaço entre os nós é desconhecida para o programa, e para obter informações como tensão ou deformação nesta região é feita uma interpolação dos valores obtidos em nós localizados nas proximidades. O grau do polinômio interpolador é escolhido pelo usuário, mas também está atrelado ao elemento de malha selecionado.

A malha escolhida na primeira modelagem foi uma malha com elementos hexagonais, utilizando-se de um polinômio interpolador do tipo quadrático. Segundo o manual do software, as malhas hexagonais possuem um algoritmo mais consistente em sua formulação, devem ser escolhidas sempre que possível. O ponto negativo dessa malha é que sua utilização está restrita à geometrias mais simples, e nem sempre ela pode ser selecionada.

A segunda simulação utilizou uma malha do tipo tetraédrica, com polinômio interpolar também quadrático. Devido as complexidades da geometria, como os arredondamentos nas bordas do pilar, a malha do tipo hexaédrica não pode ser selecionada. Entende-se que essa escolha deva ser compensada utilizando-se um melhor refino de malha nessa nova simulação, tendo em vista as diminutas dimensões da segunda modelagem em relação à primeira. Essas diferenças são demonstradas na Figura 52.

Figura 52 – Diferenças de tipo de elemento e tamanho de malha utilizadas na primeira e segunda modelagem.

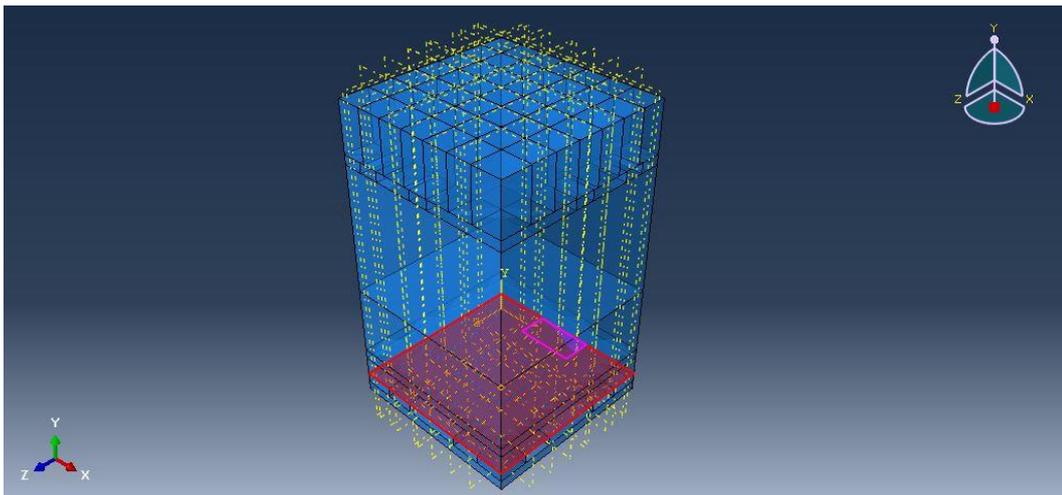


Fonte: Autor (2018).

Em ambas as modelagens, as condições de contorno serão aplicadas nas laterais e na base do modelo, de modo a restringir o deslocamento dos estratos e representando condições de confinamento. Não serão 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 foi do tipo *tie*, que utiliza contatos do tipo superfície-superfície (Figura 53). Nessa metodologia, deve-se escolher uma superfície ‘mestra’ e uma superfície ‘escrava’ sempre que existir condição de contato. Ressalta-se que em todas as simulações, quando houve contato entre dois diferentes materiais a superfície mestra escolhida sempre foi a de maior rigidez, conforme recomendado no manual, e seguiu a seguinte ordem decrescente: arenito, siltito, carvão e solo.

Figura 53 – Aplicação de contato no limite de duas superfícies de materiais distintos.



Fonte: Autor (2018).

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.

5 RESULTADOS

Os tópicos a seguir retratam os resultados obtidos durante este trabalho: resultados de laboratório, de validação do modelo e resultados das simulações numéricas.

5.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATORIO

Utilizando-se do perfil estratigráfico proposto na Figura 38 foram calculadas as tensões confinantes impostas na condição *in situ*, na profundidade em que cada material foi retirado. Estas tensões servem como base para selecionar as tensões utilizadas nos ensaios triaxiais, que devem ser próximas à condição real.

A relação de cada tensão confinante aplicada em cada corpo de prova (CP) nos ensaios encontra-se disponível na Tabela 3.

Tabela 3 – Tensões confinantes (σ_3) induzidas nos ensaios triaxiais.

	Tensão confinante aplicada		
	1° CP	2° CP	3° CP
Siltito a 35,00 metros de profundidade	0,85 Mpa	2 MPa	4 MPa
Arenito a 45,00 metros de profundidade	0,5 MPa	1 MPa	2 MPa

Fonte: Autor (2018).

O resultado dos ensaios triaxiais deste trabalho foi fornecido em 4 estágios: assentamento da máquina, carregamento do corpo de prova até o cisalhamento, descarregamento e verificação da estabilização do descarregamento.

Os valores de interesse nesse estudo estão na etapa 2, cisalhamento do corpo de prova, em particular no trecho elástico da curva tensão-deformação, de onde foram obtidos os valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Esta etapa consiste na estabilização da tensão de confinamento e em acréscimos mínimos da tensão-desvio, até atingir a ruptura.

As Tabelas 4 e 5 retratam os valores obtidos nos ensaios e utilizados como parâmetros de resistência para as rochas.

Tabela 4 – Parâmetros de resistência dos siltitos ensaiados.

	Silito
Módulo Secante (GPa)	5
Coefficiente de Poisson	0,1
Coesão (MPa)	6
Ângulo de atrito	54°

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5 – Parâmetros de resistência dos arenitos ensaiados.

	Arenito
Módulo Secante (GPa)	25
Coefficiente de Poisson	0,15
Coesão (MPa)	5
Ângulo de atrito	70°

Fonte: Autor (2018).

Enquanto o ângulo de atrito e a coesão são parâmetros únicos para todos os CPs ensaiados, outros parâmetros como o módulo secante e o coeficiente de Poisson variam durante o ensaio, e devem ser escolhidos em determinado ponto a ser definido pelo autor, respeitando as condições de elasticidade do material.

Para este estudo, utilizou-se os valores de módulo secante e coeficiente de Poisson para deformação axial de 0,2%, baseado em recomendações da literatura técnica.

Os parâmetros de resistência apresentados nas Tabelas 4 e 5 divergem daqueles apresentados por Zingano (2002), apesar de que o referido autor trabalhou na mesma região. Acredita-se que essas diferenças de valores decorrem da grande heterogeneidade das rochas sedimentares, conforme retratado no Capítulo 2.

Os gráficos derivados dos ensaios triaxiais e que retratam a variação destes parâmetros, conforme o incremento da deformação axial, encontram-se disponíveis para consulta nos Apêndices A e B.

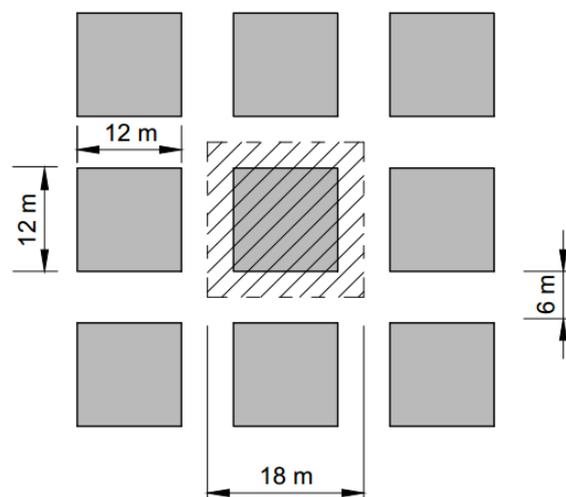
5.2 RESULTADO DA VALIDAÇÃO DO MODELO

Em seu estudo, Zingano (2002) realizou medições *in situ* de tensões verticais que atuam em pilares de mineração de carvão no sul de Santa Catarina. O autor cita que este monitoramento ocorreu em pilares de dimensões 12x12 metros, situados a uma profundidade de 5 metros abaixo da superfície, e de onde derivavam valores de tensão de compressão entre 0,5 e 0,75 MPa. Assim, os resultados destas medições serão utilizados como parâmetro para validação do modelo.

Desta maneira, modelou-se no mesmo software um pilar de carvão com 2 metros de altura e 12 metros de base e largura, que sustenta uma camada de arenito com 4 metros de espessura, de modo que o centro do pilar ficasse à uma profundidade de 5 metros. A largura total de cada galeria ao redor do pilar foi projetada com 6 metros.

Levando-se em conta a teoria da área tributária proposta por Hoek e Brown (Figura 12), o pilar projetado deve receber apenas metade da carga do teto de cada galeria, ou seja, 3 metros em cada lado, resultando na geometria demonstrada na Figura 54.

Figura 54 – Pilar modelado (centro), com a porção do teto de arenito (hachurado).



Fonte: Autor (2018).

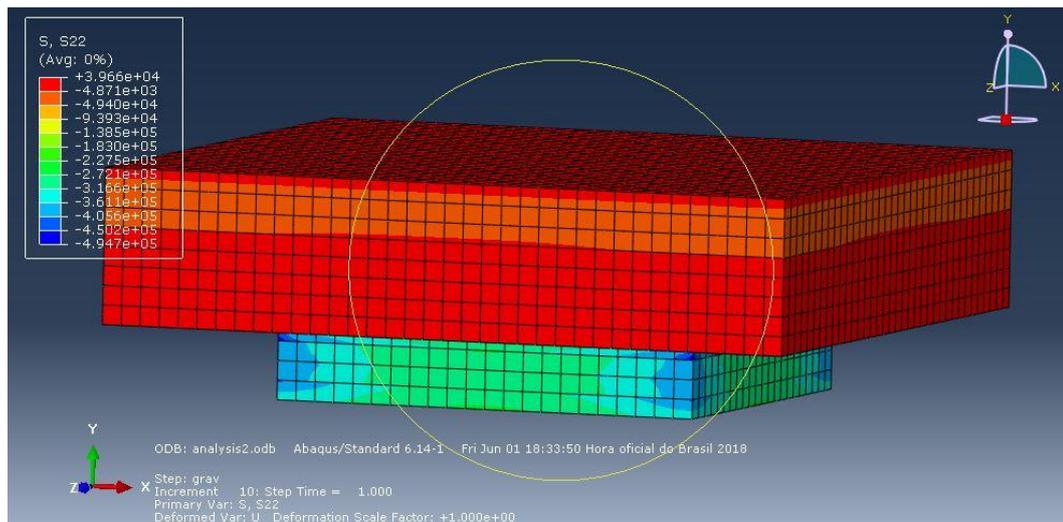
Os parâmetros de resistência utilizados para o carvão e o arenito são a densidade, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, a coesão e o ângulo de atrito. Esses parâmetros também foram obtidos de Zingano (2002), e são os mesmos encontrados no Anexo B.

Na simulação o arenito recebeu restrição de deslocamento lateral, representando um confinamento, já que na condição *in situ* trata-se de um maciço rochoso. O pilar de carvão

recebeu restrição de deslocamento vertical em sua base, mas não obteve restrições de deslocamento nas laterais, uma vez que este encontra-se desconfinado.

Ao se utilizar uma condição de contato entre os materiais e aplicar uma condicionante gravitacional, o peso do teto de arenito pressiona o pilar de carvão, resultando nas tensões verticais mostradas na Figura 55.

Figura 55 – Tensões verticais (S22), em Pascal, atuando sobre o conjunto pilar-teto.



Fonte: Autor (2018).

A abertura das galerias induz a ocorrência de forças de tração no arenito (consideradas positivas no software). Já o pilar de carvão é majoritariamente submetido à forças compressivas.

Quando se omite a primeira linha de elementos, devido aos erros gerados por singularidade geométrica, os valores de tensão vertical máximos encontram-se próximos de 0,5 MPa, condizentes, portanto, com as medições relatadas anteriormente.

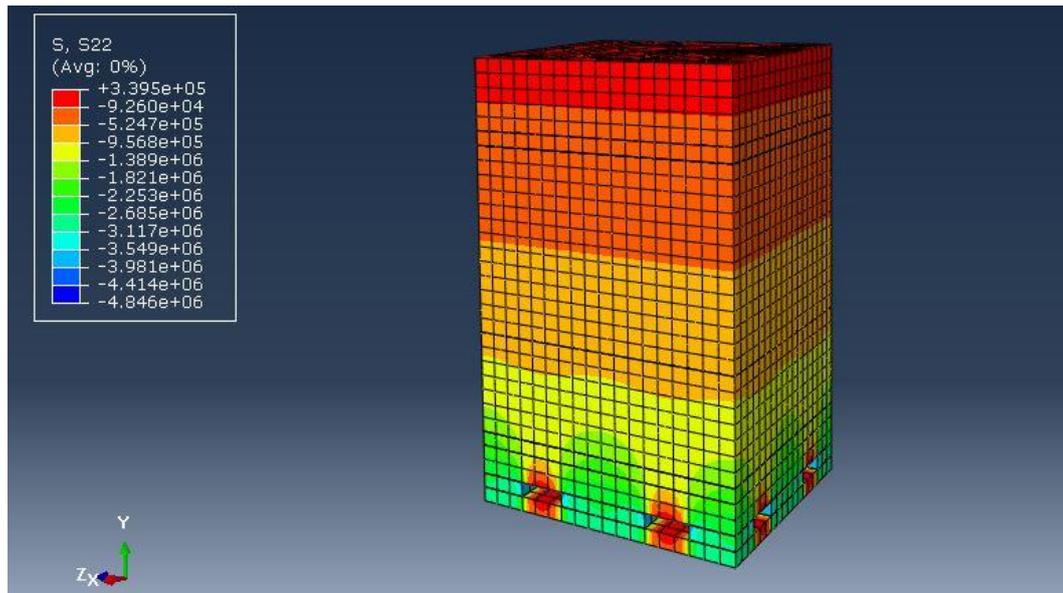
5.3 RESULTADO DAS ANÁLISES

O resultado das simulações é obtido quando o software consegue convergir ou quando os critérios de parada solicitados são atendidos. Nas simulações realizadas nesse trabalho, utilizou-se a convergência padrão do programa.

Ressalta-se que a primeira modelagem serve para entender os fenômenos envolvidos, e não para uma análise minuciosa das tensões, uma vez que efeitos de singularidades geométricas e do pobre refino da malha podem influenciar nos resultados.

Os resultados do primeiro modelo (Figura 56) mostram 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 negativas).

Figura 56 – Tensões verticais (S22), em Pascal, atuando sobre o modelo.



Fonte: Autor (2018).

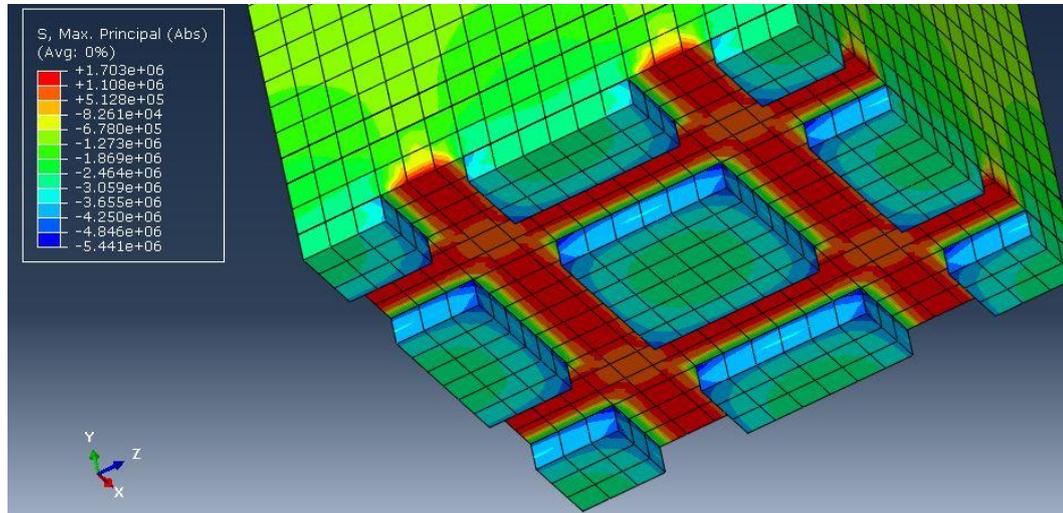
De maneira análoga, em regiões acima das escavações percebe-se inicialmente um alívio de tensões compressivas, e posteriormente uma mudança de tensões compressivas para tensões de tração, sendo essas últimas representadas pelo software como positivas.

As tensões verticais observadas nos pilares nesta simulação são da ordem de 5 MPa, enquanto as no teto e piso são da ordem de 350 kPa. Apesar de ter-se utilizado uma malha grosseira nessa primeira modelagem, pode-se evidenciar as diferentes maneiras em que o teto e o pilar das galerias são solicitados.

Outro ponto a ser destacado por este autor é que existe uma semelhança no comportamento entre o teto e o piso da galeria. As simulações revelam que cruzamentos das galerias são também pontos concentradores de tensão, tanto de tensões de tração no teto quanto de tensão de compressão nos pilares, conforme retratado na Figura 57.

Ao se plotar as tensões máximas que atuam no modelo, o software revela solicitações máximas de compressão na ordem 5,7 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 pela Figura 57.

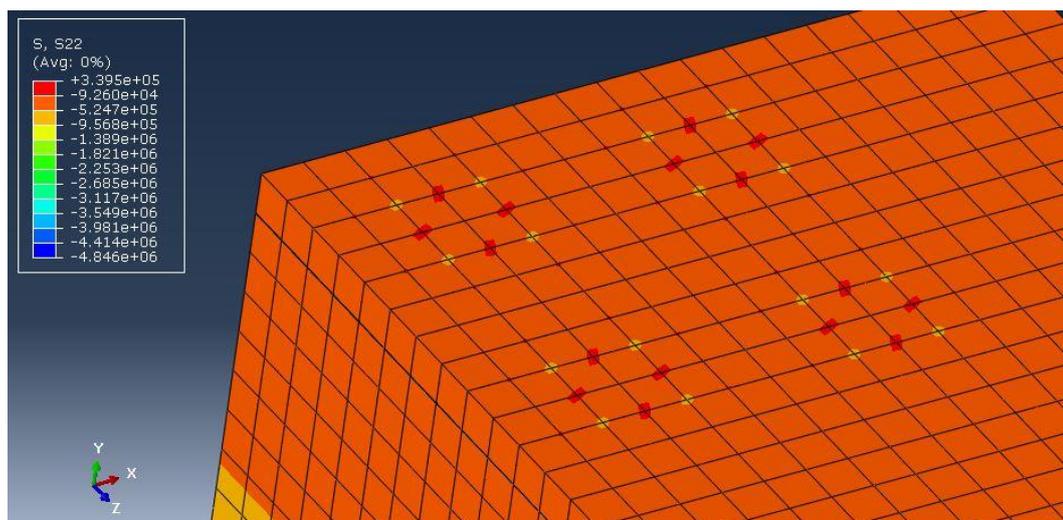
Figura 57 – Tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, atuando no teto e pilares das galerias.



Fonte: Autor (2018).

O princípio de Saint-Venant foi notado nesta análise. Este postulado cita que forças agindo sobre uma pequena proporção de material induzem à resultados errôneos, elevando as tensões em pontos de aplicação de força ou nos apoios. Estes pontos representando picos de tensão irreais são mostrados na Figura 58, e foram desconsiderados das análises.

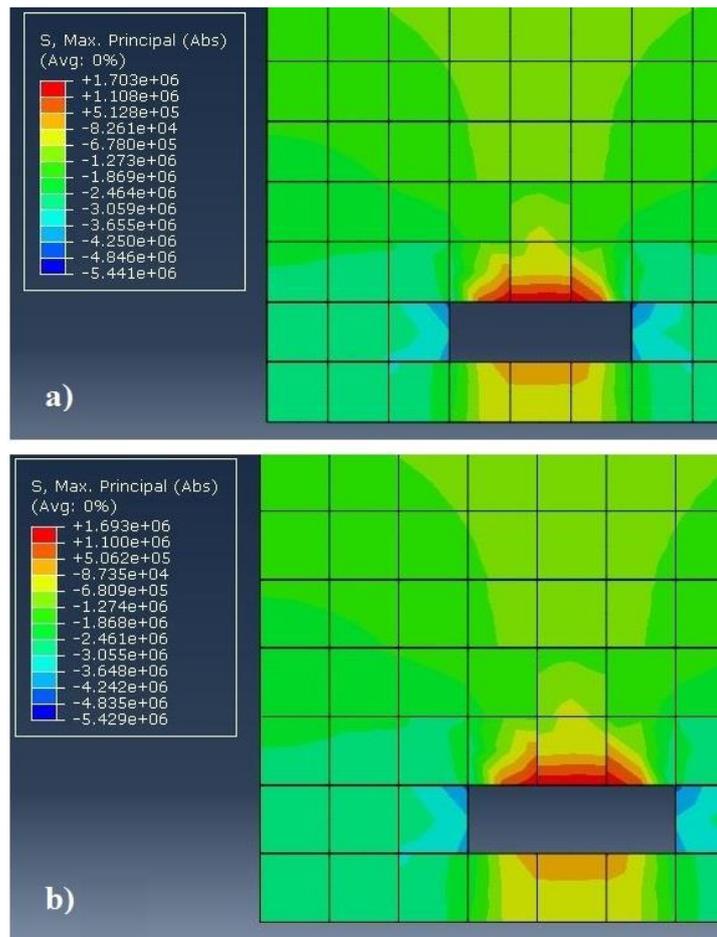
Figura 58 – Ocorrência do Princípio de Saint-Venant em alguns nós.



Fonte: Autor (2018).

Uma adaptação da primeira modelagem foi feita a critério de comparação. Após a primeira simulação, 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 59.

Figura 59 – Diferenças de tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, no modelo: (a) com e (b) sem aplicação das cargas das fundações rasas e profundas.



Fonte: Autor (2018).

Logo, percebe-se 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.

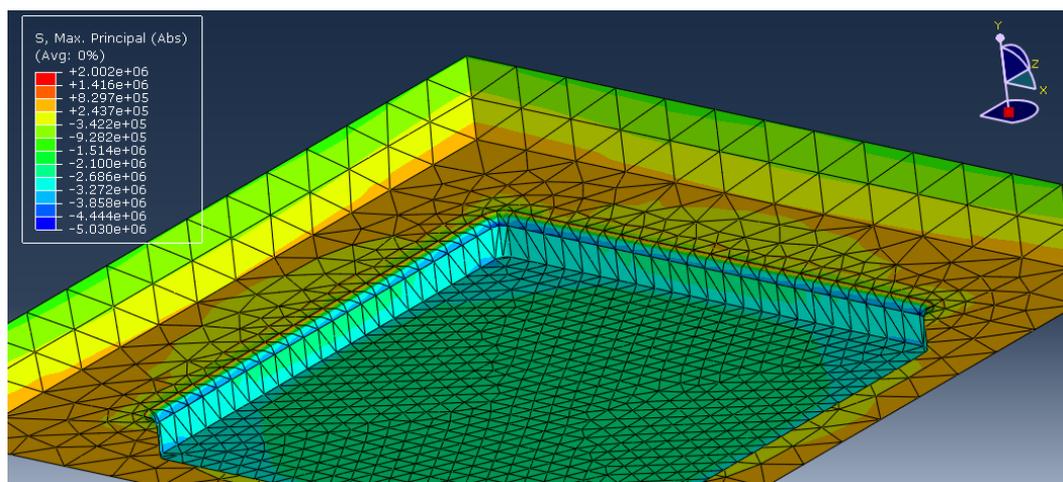
Para os deslocamentos verticais não foi percebida diferença nos resultados: com ou sem aplicação das cargas os recalques nos pilares de carvão obtidos foram da ordem de 0,5 mm e no teto de arenito das galerias de 2 mm.

A segunda modelagem tratou de uma análise localizada em um dos pilares, com uma malha composta por 16.000 elementos. As cargas que atuavam acima das galerias de mineração obtidas da primeira simulação foram aplicadas sob 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. Essa redução da tensão de compressão sobre as galerias escavadas caracteriza o alívio de tensão vertical, promovido pelo desvio das linhas de fluxo, conforme demonstrado previamente na Figura 7.

A Figura 60 retrata as tensões máximas atuantes no modelo após à aplicação dessas cargas sob forma de pressão.

Figura 60 – Tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, atuantes na segunda simulação.

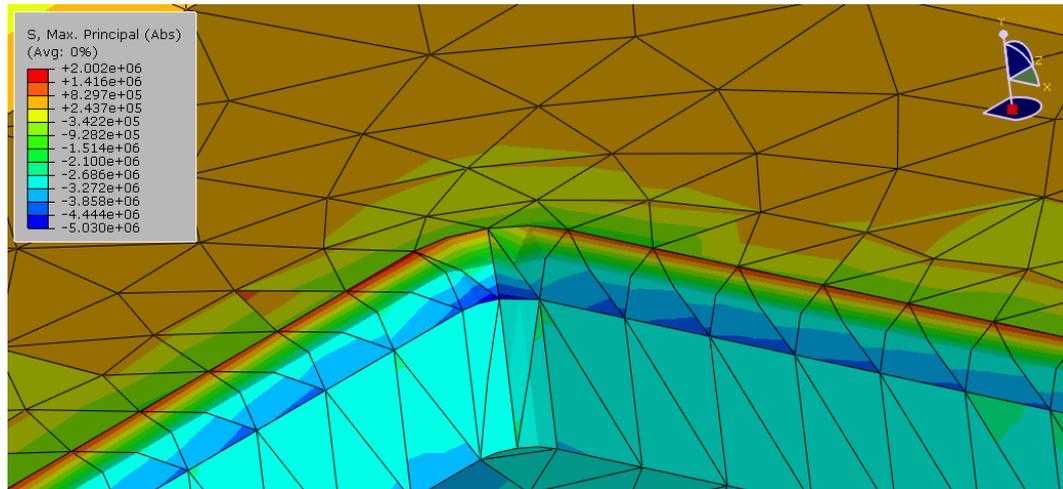


Fonte: Autor (2018).

Nota-se que os resultados obtidos foram semelhantes aos da primeira análise. Compreende-se que o raio de curvatura utilizado não foi suficiente para evitar problemas de singularidade geométrica, já que os nós localizados na interseção entre o pilar de carvão e o teto de arenito ainda revelam picos de tensão de tração, conforme mostrado na Figura 61.

Este autor acredita que esses valores são resultados de inconsistências da modelagem, e não representam a situação real, de modo que tais valores foram desconsiderados desta análise.

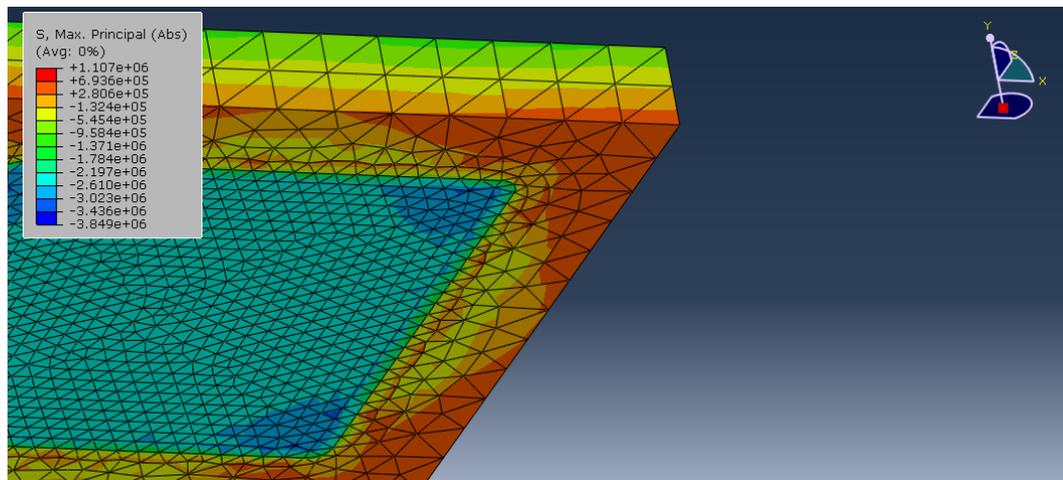
Figura 61 – Ocorrência de pontos de tração na conexão pilar-teto.



Fonte: Autor (2018).

Após a 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. Esta mudança é mostrada na Figura 62.

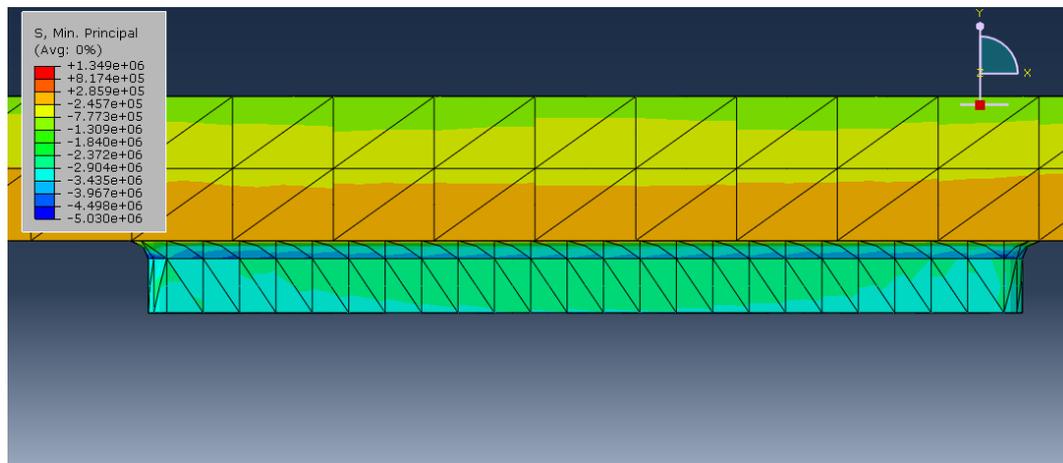
Figura 62 – Teto de arenito visto de baixo: em azul a parte em contato com o pilar; em laranja e amarelo a parte sobre as galerias escavadas.



Fonte: Autor (2018).

Já as tensões de compressão máximas (plotadas pelo software como tensões principais mínimas) são da ordem de 5 MPa, e estão localizadas nos pilares de carvão, conforme exibido na Figura 63. Nota-se que estes valores estão próximos aos resultados encontrados na primeira simulação realizada.

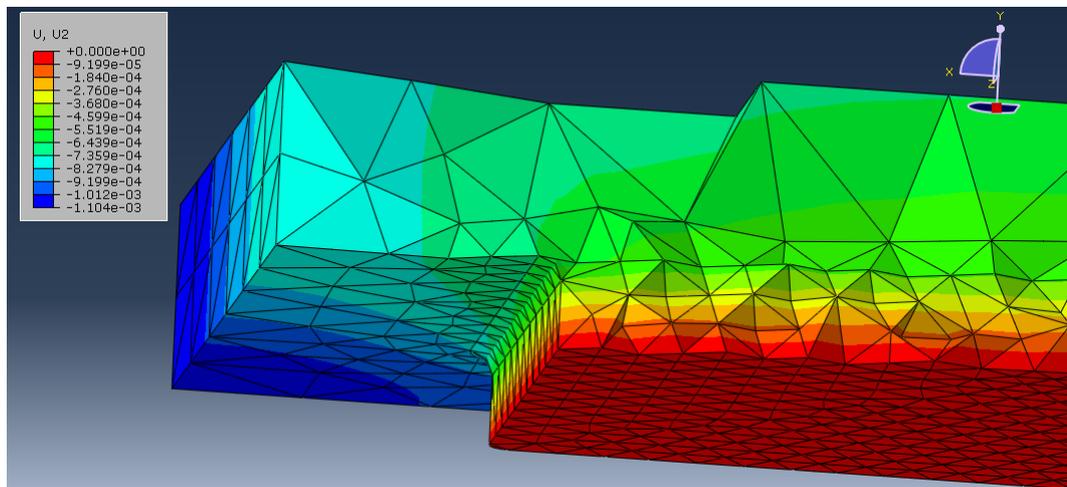
Figura 63 – Tensões máximas de compressão (S, Min. Principal), em Pascal, atuantes na segunda modelagem.



Fonte: Autor (2018).

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, conforme mostrado na Figura 64.

Figura 64 – Deslocamentos verticais (U2), em metros, atuantes no conjunto teto-pilar.



Fonte: Autor (2018).

Como os pilares não podem se deslocar verticalmente, já que estão apoiados no piso, era esperado que seu deslocamento fosse menor que aquele do teto de arenito, uma vez que este, possui um vazio abaixo, ocasionado pela abertura das escavações. Esse 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. Este autor considera que esta variação é decorrente do refino da malha e da remoção dos cantos vivos das análises.

Da mesma forma, a segunda simulação reduziu o deslocamento vertical no teto de arenito de 2 mm para 1 mm, e manteve o deslocamento 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 da profundidade em que estudou. Se levarmos 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, fato evidenciado também pela quantidade de fissuras e pela desagregação do material nesta região, percebida por ocasião da visita à mina subterrânea.

Obter a resistência à tração de materiais rochosos é uma tarefa um pouco mais complexa. 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, o teto de arenito estaria sujeito à 33% da sua capacidade máxima para tração, apesar 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, conforme explicado no Capítulo 2, fato este que conduz a uma grande variabilidade dos parâmetros de resistência destas rochas.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES GERAIS

Este trabalho tratou da análise de tensões aplicadas por fundações de edificações habitacionais construídas em regiões sujeitas previamente por atividades de mineração subterrânea do tipo câmara-e-pilar. Objetivou-se relacionar as tensões impostas pelas fundações rasas e profundas no maciço rochoso com os casos de subsidência ocorrentes na região.

As informações apresentadas neste capítulo são provenientes da pesquisa realizada, do levantamento de dados efetuado na região e da combinação entre ensaios de laboratório e simulações numéricas realizadas.

Os ensaios de laboratório indicam uma moderada variação nos parâmetros de resistência dos materiais, já que os dados obtidos aqui divergiram daqueles relatados por Zingano (2002). Esse fato já era esperado, levando-se em conta a heterogeneidade de rochas sedimentares.

As simulações pelo método de elementos finitos indicam 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 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 este autor acredita serem 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, uma vez que esses valores encontram-se abaixo dos valores máximos propostos na literatura, como 40 mm para

recalque total e 25 mm para recalque diferencial relatado por Skempton e MacDonald (1956) e os 50 mm propostos por Poulos et al. (2001).

O valores de tensão obtidos também não foram suficientes para ocasionar plastificação ou ruptura das rochas que ali se encontram.

Conforme relatado na simulação comparativa, a aplicação de cargas pontuais na superfície do solo e no substrato rochoso mostrou-se irrisória quando comparada 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 por degradação natural ou como uma forma de alívio de tensões. Esse fenômeno provavelmente se dá em regiões acima de minas antigas, que utilizaram 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 não induzam à subsidência, a ocorrência desse fenômeno no subsolo pode vir a ocasionar danos na superfície, causados pelo reposicionamento do estratos.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante a elaboração deste estudo foram percebidos algumas dificuldades onde um maior entendimento da situação julga-se necessário, e que podem vir a se tornar tópicos de interesse para pesquisa e trabalhos futuros. Assim, para implementação e aprimoramento dos resultados desta pesquisa, esse autor sugere:

- Realizar um estudo similar, porém em regiões da cidade onde as minas subterrâneas são mais rasas, como os casos relatados entre 15 e 30 metros;
- Utilizar-se de testemunhos obtidos à cada metro de sondagem, almejando maior precisão na obtenção dos parâmetros de resistência destes materiais;
- Fazer um estudo de validação da malha utilizada, promovendo um refino gradativo e estudando sua variação dos resultados;
- Estudar métodos de melhoramento para as fundações da região, que visem maior resistência contra subsidência de minas de carvão no subsolo.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- BARTON, et al., Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock mechanics and rock engineering**, v. 6, n. 4, p. 189-236, 1974.
- BAUER, R. A., TRENT, B. A., DUMONTELLE, P. B. Mine subsidence in Illinois: facts for homeowners. **Environmental Geology - Illinois State Geological Survey**, p. 144. 1993.
- BELL, F. G. **Engineering geology**. 2 ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2007.
- BELOLLI, M. **A história do carvão de Santa Catarina**. Criciúma: Imprensa Oficial do Estado de Santa Catarina, 2002.
- BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering rock mass classifications**: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. New York: John Wiley & Sons, 1989.
- BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. **Rock mechanics for underground mining**. 3 ed. Dordrecht: Springer Science and Business Media, 2005.
- CAN, E.; KUSCU, S.; KARTAL, M. E. Effects of mining subsidence on masonry buildings in Zonguldak hard coal region in Turkey. **Environmental Earth Sciences**, n. 66, p. 2503-2518, 2011.
- CHAPMAN, D.; METJE, N.; STÄRK, A. **Introduction to tunnel construction**. London and New York.: Spoon Press, 2010.
- CODUTO, D. P. **Foundation design**: principles and practice. 2 ed. New Jersey: Prentice Hall, 2001.
- COMPANHIA DE PESQUISA E RECURSOS MINERAIS. **Excursão virtual pela Serra do Rio do Rastro, SC** – de I. C. White. Rio de Janeiro, 1908. Relatório final apresentado em pdf. Porto Alegre: CPRM, 2002. Disponível em: <<http://docplayer.com.br/1077655-Excursao-virtual-pela-serra-do-rio-do-rastro-sc-coluna-white.html>>. Acesso em: 15 jan. 2018.
- COULON, F. K. Fenômeno de subsidência: acidente em Criciúma – SC. In: SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE RISCO GEOLÓGICO URBANO, 1., São Paulo 1990. **Anais...** São Paulo: ABGE, 1990. p. 173-180.
- DAY, R. W. **Foundation engineering handbook**: design and construction with the 2006 international building code. New York: McGraw Hill Professional, 2005.
- DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 8 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- FIORI, A. P.; WANDRESEN, R. **Tensões e deformações em geologia**. São Paulo: Oficina de textos, 2014.

- FOSSSEN, H. **Geologia estrutural**. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2017.
- GAYARRE, F. L et al. Forensic analysis of buildings affected by mining subsidence. **Engineering Failure Analysis**. n. 17, p. 270-285, 2009.
- GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1989.
- HARTMAN, H. L. **Introductory mining engineering**. New York: John Wiley & Sons, 1987.
- HEALY, P. R.; HEAD, J. M. **Construction over abandoned mined workings**. London: CIRIA, 2002.
- HOEK, E. 2007. **Practical Rock Engineering**. Disponível em: <<https://www.rocsience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>>. Acesso em: 10 mar. 2018.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. **Underground excavations in rock**. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- HOEK, E.; MARINOS, P. GSI: A Geological Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. **International Conference on Geotechnical and Geological Engineering**, Melbourne, 19-24. November 2000, 1422-1446. 2002.
- HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. **Engineering rock mechanics: An introduction to the principles**. Oxford: Elsevier Science Ltd, 2000.
- INSTITUTO DE PESQUISAS AMBIENTAIS E TECNOLÓGICAS (IPAT) da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC). **Mapa de localização da cidade de Criciúma no território catarinense**. Instituto de pesquisas ambientais e tecnológicas. Criciúma, 2007.
- _____. **Mapa de zonas mineradas da cidade de Criciúma**. Instituto de pesquisas ambientais e tecnológicas. Criciúma, 2007.
- JAEGER, J. C. et al. **Fundamentals of rock mechanics**. Oxford: Blackwell Publishing, 2007.
- KAISER, P. K. Underground works in hard rock tunneling and mining. **International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering**, n. 2, p. 841-926, 2000.
- KOTYRBA, A.; KORTAS, L. 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, 2016.
- KRATZSCH, H. **Mining subsidence engineering**. Berlin: Springer-Verlag, 1983.
- KURNIAWAN, A. et al. **General dictionary of geology**. Yogyakarta: Environmental Geographic Student Association, 2009.
- LIAN, X.; DAI, H. Mapping the degree of damage to houses of Paifang village, Anhui, China, caused by underground coal extraction. **Environmental Earth Sciences**. v. 75, n. 182, p. 1-11, 2016.
- LUNARDI, P. **Design and construction of tunnels**. Berlin: Springer, 2008.

MCLEAN, A. C.; GRIBBLE, C. D. **Geology for civil engineers**. 2 ed. Glasgow: Taylor & Francis, 2005.

MENEZES, S. O. Rochas: **Manual de fácil estudo e classificação**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

MILIOLI, G. **Mineração de carvão e desenvolvimento sustentado na região sul de Santa Catarina – Estudo exploratório de percepção, valores e atitudes num bairro do município de Criciúma**. Dissertação (Mestrado em Filosofia) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p.152. 1993.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. Foundations and retaining structures – research and practice. In: **15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. v. 4. P. 2527-2606. Istanbul, 2001.

RUIZ, M. S. et al. Abordagens de conflitos socioambientais em casos de subsidência de minas de carvão no Brasil e nos EUA. **Ambiente & Sociedade**. v. XVII, n. 2, p. 129-156, 2014.

SALMI, E. F.; NAZEM, M.; KARAKUS, M. The effect of rock mass gradual deterioration on the mechanism of post-mining subsidence over shallow abandoned coal mines. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Science**. n. 91, p. 59-71. 2017.

SHEOREY, P. R. **A theory of in-situ stress in isotropic and transversely isotropic rock**. International Journal of Rock Mechanics. p. 23-34, 1994.

SCHNEIDER, R.L.; MÜHLMANN, H.; TOMMASI, E.; MEDEIROS, R. A.; DAEMON, R. F.; NOGUEIRA, A. A. Revisão estratigráfica da Bacia do Paraná. In: Congresso Brasileiro de Geologia. , Porto Alegre, 1974. Anais ... SBG , 1974. v. 1, p.41-65.

SILVA, M. A. S. **Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil**. Criciúma, Folha SH.22-X-B. Estado de Santa Catarina. Escala 1:250.000. Brasília: CPRM, 2000.

SINGH, B.; GOEL, R. K. **Rock mass classification – A practical approach in civil engineering**. Oxford: Elsevier Science Ltd, 1999.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. **Allowable settlement of buildings**. Proc. ICE, n.3. v.5. p. 727-768, 1956.

SOM, N. N.; DAS, S. C. **Theory and practice of foundation design**. New Delhi: Prentice Hall of India, 2006.

TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; RICHARD, F. E. Measurement of stresses in rock. **Geotechnique**. n. 12. p. 105-124, 1952.

TOMLINSON, M. J. **Foundation design and construction**. 7 ed. Harlow: Pearson, 2001.

TONG, L. et al. Risk assessment and remediation strategies for highway construction in abandoned coal mine region: lessons learned from Xuzhou, China. **Bulletin of engineering geology and the environment**. n. 75, p. 1045-1066, 2015.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. v.1.

WALTHAM, T. et al. Collapses of old mines in Korea. **Engineering geology**. n. 118, p. 29-36, 2011.

WALTHAM, T. **Foundations of engineering geology**. 2 ed. London: Spoon Press, 2002.

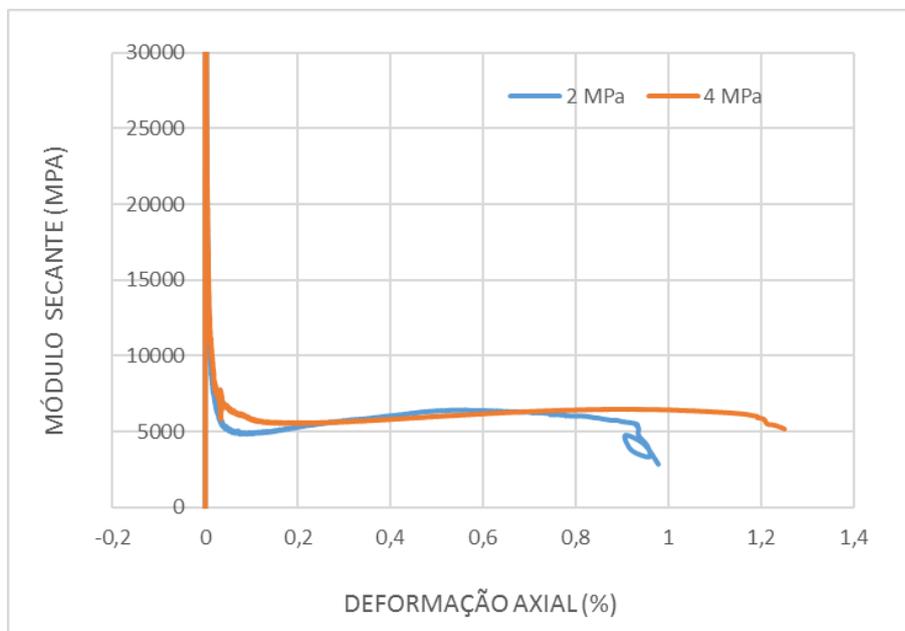
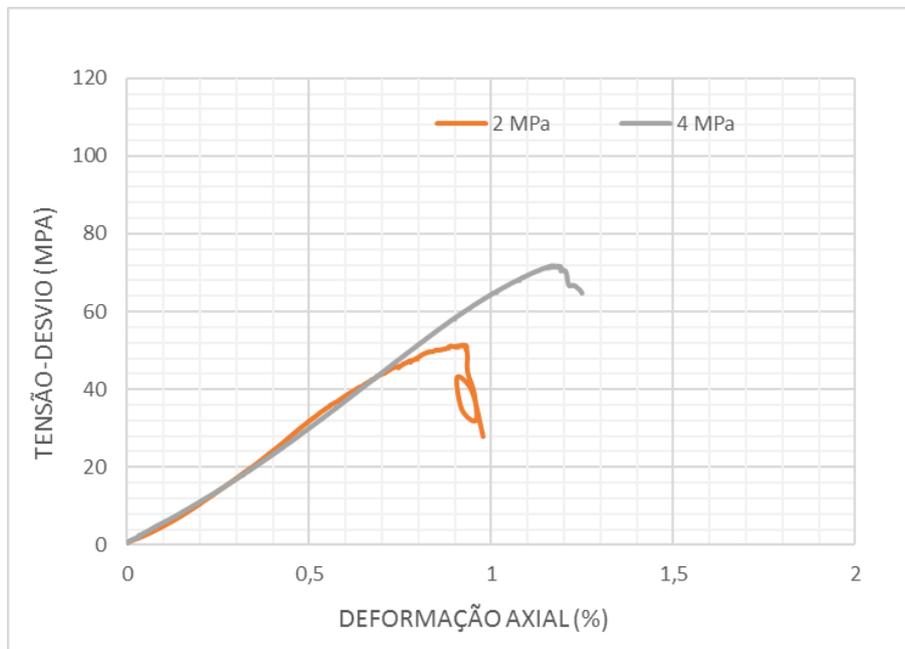
YOU, M. Strength criterion for rocks under compressive-tensile stresses and its application. **Journal of rock mechanics and geotechnical engineering**. n. 7, p. 434-439, 2015.

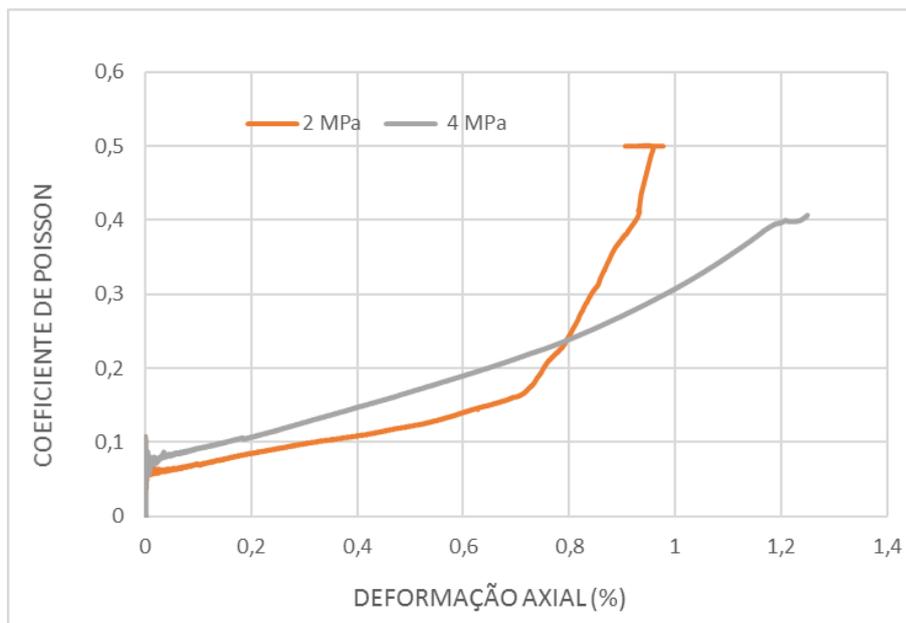
ZINGANO, A. C. **Modelamento geomecânico para o dimensionamento de pilares de carvão**. Tese (Doutorado em Engenharia de Minas) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 203. 2002.

ZINGANO, A. C.; KOPPE, J. C.; COSTA, J. F. C. L. Colapso de pilares em mina subterrânea de carvão - mina do Barro Branco - Santa Catarina. In: **Congresso brasileiro de mina subterrânea**, 3., 2004, Belo Horizonte. Anais... Brasília: IBRAM, 2004. v.1.

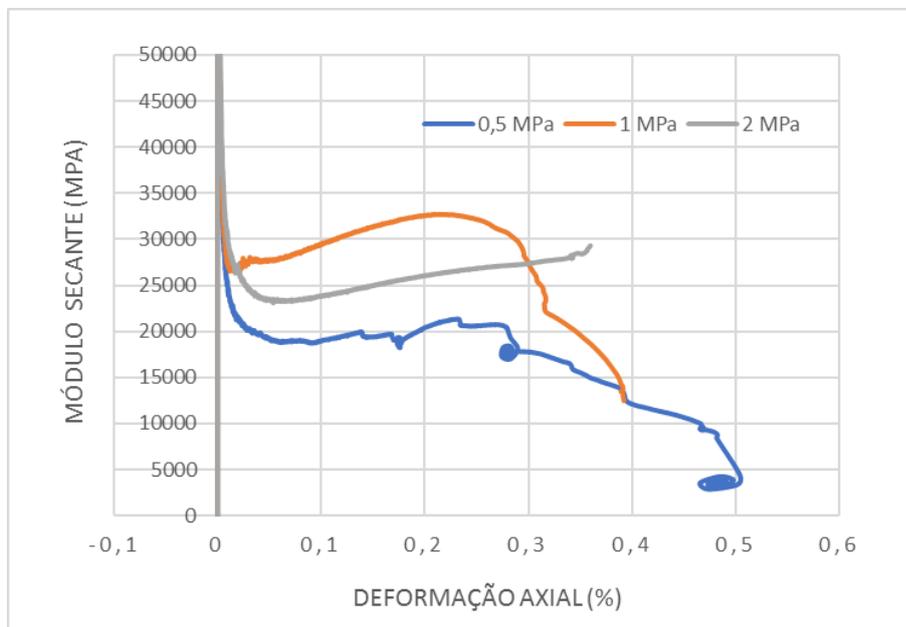
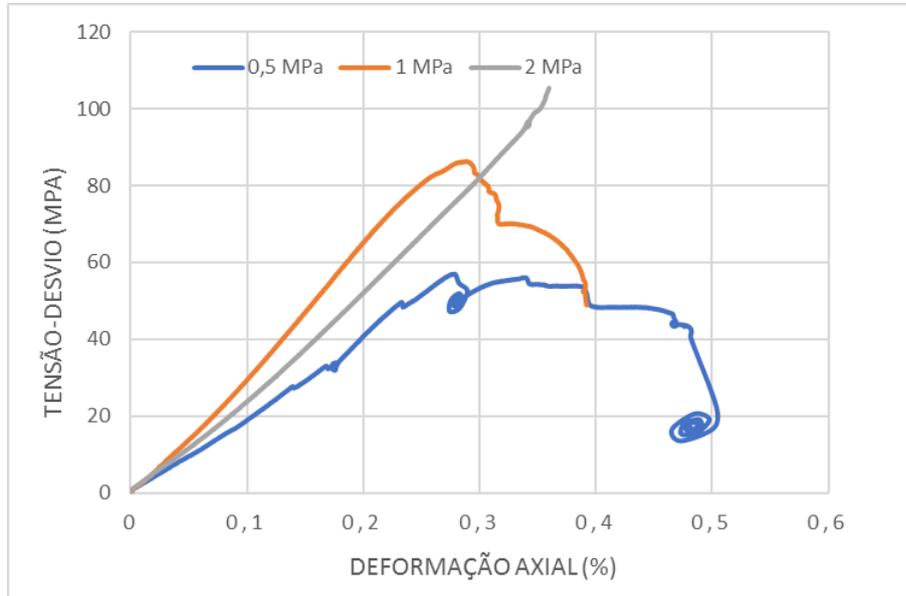
ZINGANO, A. C. et al. Pilar-barreira entre painéis de lavra para a mina de carvão. **Revista escola de minas de Ouro Preto**. n. 60, p. 219-226. 2007.

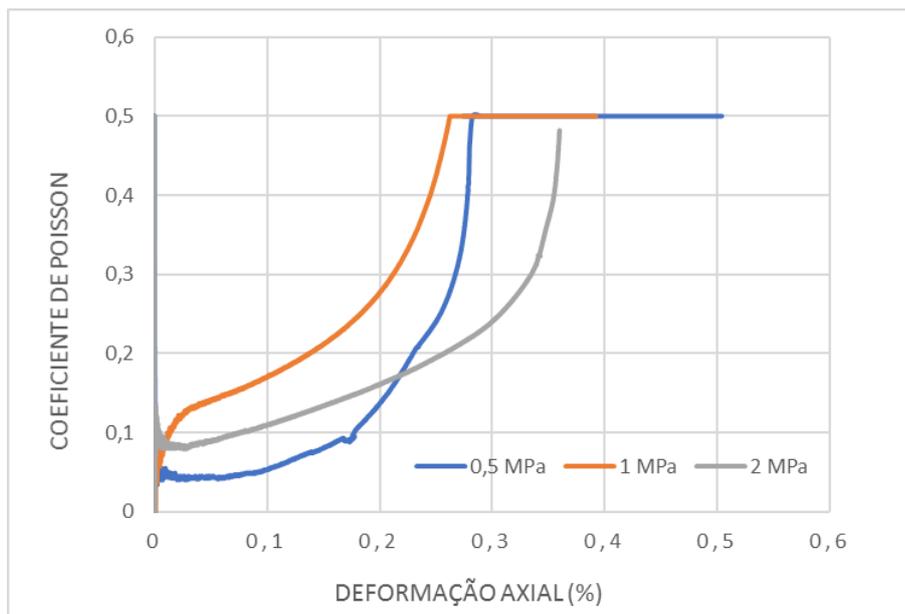
APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ENSAIOS PARA OS TESTEMUNHOS DE SILTITO





APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS PARA OS TESTEMUNHOS DE ARENITO





ANEXO A – LAUDOS DE SONDAGEM SPT UTILIZADOS

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente:

Ref.: 066/2015

Local:

Escala: 1/100

Data: 13/08/2015

Desenhista:

Engº:

Des. Nº:

SONDAGEM: SM. 01.a

COTA: 0,00

REVESTIMENTO (m) 0,00 A 6,00

Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	Amostrador { \varnothing interno: 34,9 mm \varnothing externo: 50,8 mm	Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm
			Penetração (golpes/30cm)		Gráfico				
Nível d'água	\varnothing Da coroa		Nº de Golpes		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				
			1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40	
1	①	0,80	6	7		Argila arenosa, cor marrom escura, de consistência média			
2	②		8	8		Argila arenosa, cor vermelha, de consistência média, a mole			
3	③	2,80	4	4					
4	④		6	8					
5	⑤		9	10					
6	⑥		12	14		Argila arenosa, cor bege, de consistência média, a rija, a média, a rija, a dura			
7	⑦		10	12					
8	⑧		16	18					
9	⑨	9,00	38	39		Silte argiloso, cor bege, de consistência dura			
10		9,50	43	50					
11			10/01		Arenito fino, cor cinza claro, coerente, não friável, isento fraturas				
12		12,00							
13					Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, isento de fraturas				
14									
15		14,50			Siltito, cor cinza escuro, coerente, pouco friável, isento de fraturas				
16		15,50							
17					Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, isento de fraturas				
18		17,70							
19		18,20			Basalto cristalizado, pouco coerente, não friável, bem fraturado				
20					Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, isento de fraturas				
Profundidade do nível água			80	60	40	20			
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		ENSAIO DE L.T.	TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	PERFURAÇÃO (M)	TRADO
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)			10			0,00_A_1,00_
Inicial: 5,50 m 13/07/2015			Recup. nula			10			CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
Final: 45,00m 31/07/2015			ROTATIVA		10		0,00_A_60,00_		

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente:

Ref.: 066/2015

Local:

Escala: 1/100

Data: 13/08/2015

Desenhista:

Engº:

Des. Nº:

SONDAGEM: SM. 01.b

COTA: 0,00

REVESTIMENTO (m) 0,00 A 6,00

Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing	
			Penetração (golpes/30cm)		Gráfico		\varnothing interno:	\varnothing externo:
Nível d'água	\varnothing Da coroa	Nº de Golpes	1º e 2º				2º e 3º	
			1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40
							Amostrador {	
							Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm	
							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
21							Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, isento de fraturas	
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31							Siltito, cor preta, com passagens de lâminas de arenito e incrustação de basalto, coerente, não friável, isento de fraturas	
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
							Arenito fino, cor cinza claro, passando a zebrado com passagens de siltito, coerente, não friavel, isento de fraturas	
							TRADO	
							PERFURAÇÃO (M)	
							CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	
							0,00 A _1,00_	
							0,00 A _60,00_	

Profundidade do nível d'água

80 60 40 20

MEDIDO EM DIA CHUVOSO

Recuperação (%)

() SIM (X) NÃO

Fragmentos/m(N)

Inicial: 5,50 m

13/07/2015

Final: 45,00m

31/07/2015

Recup. nula

ROTATIVA

ENSAIO DE L.T.

TEMPO MINUTO

AVANÇO cm

10

10

10

TRADO

0,00 A _1,00_

CIRCULAÇÃO DE ÁGUA

0,00 A _60,00_

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente:

Ref.: 034/2016

Local:

Escala: 1/100

Data:

Desenhista:

Engº:

Des. Nº:

SONDAGEM: SR.04.B

COTA: 0,00

REVESTIMENTO (m) __0,00__ A __20,00__

Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ interno: } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ externo: } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$	Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm
			Penetração (golpes/30cm)						
Nível d'água	\varnothing Da coroa		Nº de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
			1º e 2º	2º e 3º	10	20			
21									
22									
23									
24									
25									
26									
27									
28									Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38		38,00							
39									Arenito fino, cor cinza claro passando a zebrado, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1
40									
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20			
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		FRAGMENTOS		ENSAIO DE L.T.		
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)		ROTATIVA				
Inicial:	5,00 m	07/04/2016	Recup. nula		TEMPO MINUTO		AVANÇO cm		PERFURAÇÃO (M)
Final:	Não encontrado	26/04/2016			10				
					10				
					10				TRADO
									__ A __
									CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
									__0,00__ A __60,00__

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente:

Ref.: 034/2016

Local:

Escala: 1/100

Data:

Desenhista:

Eng°:

Des. N°:

SONDAGEM: SR.04.C

COTA: 0,00

REVESTIMENTO (m) 0,00 A 20,00

Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ interno: } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ externo: } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$	Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm	
			Penetração (golpes/30cm)							
Nível d'água	\varnothing Da coroa		N° de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL			
			1° e 2°	2° e 3°	10	20				30
41										
42										
43										
44										
45									Arenito fino, cor cinza claro passando a zebrado, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1	
46										
47		47,20								
48									Siltito, cor cinza escuro, com lâminas de arenito, corente, não friável, isento de fraturas A1 - F1	
49		49,40								
50									Arenito fino, cor esbranquiçada, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1	
51		51,20								
52									Siltito, cor preta, com lâminas de arenito, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1	
53		53,00								
54										
55									Arenito fino, cor esbranquiçada, coerente, não friável, com uma fratura à 60° A1 - F1	
56		56,00								
57									Arenito fino, cor cinza escuro, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1	
58		57,80								
59									Galeria aberta, não atulhada	
60		59,50 60,00							Arenito fino, cor cinza escuro, micáceo, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1	
Profundidade do nível água			80	60	40	20				
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)				ENSAIO DE L.T.		TEMPO MINUTO	AVANÇO cm
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)				10			
Inicial: 5,00 m 07/04/2016			Recup. nula				10			
Final: Não encontrado 26/04/2016			ROTATIVA				10			
							PERFURAÇÃO (M)		TRADO	
									__ A __	
									CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	
									<u>0,00</u> A <u>60,00</u>	

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente:

Ref.: 094/2016

Local:

Escala: 1/100

Data:

Desenhista:

Eng°:

Des. N°:

SONDAGEM: SR.07.A

COTA: 0,00

REVESTIMENTO (m) __ 0,00 __ A __ 8,00 __

Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ interno: } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ externo: } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$	Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm
			Penetração (golpes/30cm)		Gráfico				
Nível d'água	\varnothing Da coroa		N° de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
			1° e 2°	2° e 3°	10	20			
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8		8,00							
9		8,50							Arenito fino, cor amarelada, coerente, pouco friável, isento de fraturas A1 - F1
10									
11									
12									
13									
14									Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, com duas fraturas à 60° A1 - F2
15									
16									
17									
18									
19									
20									

Profundidade do nível d'água

80 60 40 20

MEDIDO EM DIA CHUVOSO

Recuperação (%)

() SIM (X) NÃO

Fragmentos/m(N)

Inicial: 10,50 m 18/08/2016

Final: Não encontrado 15/09/2016

Recup. nula

ROTATIVA

ENSAIO DE L.T.

TEMPO MINUTO

AVANÇO cm

10

10

10

PERFURAÇÃO (M)

TRADO

__ A __

CIRCULAÇÃO DE ÁGUA

0,00 A _60,00

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente:

Ref.: 094/2016

Local:

Escala: 1/100

Data:

Desenhista:

Engº:

Des. Nº:

SONDAGEM: SR.07.B

COTA: 0,00

REVESTIMENTO (m) __0,00__ A __8,00__

Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ interno: } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ externo: } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$	Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm			
			Penetração (golpes/30cm)		Gráfico							
Nível d'água	\varnothing Da coroa		Nº de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
			1º e 2º	2º e 3º	10	20				30	40	
21		23,20							Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, com duas fraturas à 60° A1 - F2			
22												
23												
24												
25		30,00							Siltito, cor cinza claro, coerente, não friável, com uma fratura a 45° A1 - F1			
26												
27												
28												
29		37,00							Siltito, cor cinza escuro, coerente, não friável, com uma fratura a 45° A1 - F1			
30												
31												
32												
33												
34												
35												
36												
37												
38									Arenito fino, cor cinza claro, passando a zebrado, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1			
39												
40												
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20						
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)				ENSAIO DE L.T.		TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	PERFURAÇÃO (M)	TRADO
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)						10			__ A __
Inicial:	10,50 m	18/08/2016	Recup. nula						10		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	__0,00__ A __60,00
Final:	Não encontrado	15/09/2016	ROTATIVA						10			

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente:

Ref.: 094/2016

Local:

Escala:

Data:

Desenhista:

Engº:

Des. Nº:

SONDAGEM: SR.07.C

COTA: 0,00

REVESTIMENTO (m) 0,00 A 8,00

Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO		Revestimento \varnothing 66,5 mm	Amostrador { \varnothing interno: 34,9 mm \varnothing externo: 50,8 mm	Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm		
			Penetração (golpes/30cm)						
Nível d'água	\varnothing Da coroa		Nº de Golpes		Gráfico				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40	
41									
42									
43									
44									
45									Arenito fino, cor cinza claro, passando a zebrado, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1
46									
47		47,00							
48									
49									Arenito fino, cor esbranquiçada, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1
50									
51									
52		51,70							
53									Siltito, cor preta, com lâminas de arenito, coerente, não friável, isento de fraturas A1 - F1
54		53,50							
55									
56									Arenito fino, cor cinza claro, coerente, não friável, com uma fratura na vertical A1 - F1
57									
58		57,30							
59									Carvão mineral
60		59,20							
60,00		60,00							Arenito fino, cor cinza claro, não friável, com uma fratura na vertical A1 - F1
Profundidade do nível água			80	60	40	20			
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		ENSAIO DE L.T.	TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	PERFURAÇÃO (M)	TRADO
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)			10			__ A __
Inicial: 10,50 m	18/08/2016		Recup. nula			10			CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
Final: Não encontrado	15/09/2016		ROTATIVA		10		__ 0,00_ A __ 60,00		

ANEXO B – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE ZINGANO (2002).

<i>Rocha</i>	γ (kg/m ³)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	c (MPa)	ϕ (graus)	σ_n (MPa)	ν	E (GPa)
<i>Carvão</i>	1900	(22.72) 28.61	(5.68) 4.06	1.39	21.33	9.00	0.25	(4.33) 3.57
<i>Arenito</i>	2700	(77.90) 92.50	(19.48) 18.92	5.96	25.56	30.00	0.18	(17.44) 14.39
<i>Argilito</i>	2300	(26.28) 24.32	(6.57) 2.79	1.02	17.59	7.00	0.30	(1.77) 3.69
<i>Siltito</i>	2500	(37.99) 23.01	(9.50) 6.12	1.70	31.82	9.00	0.22	(7.37) 3.60