

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**MODELAGEM DE RUPTURA DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM  
MACIÇOS ROCHOSOS COM ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO**

**ERICK RÓGENES SIMÃO SOARES**

**ORIENTADOR: LEANDRO LIMA RASMUSSEN  
CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: 351/2021**

**BRASÍLIA/DF: MARÇO/2021**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**MODELAGEM DE RUPTURA DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM  
MACIÇOS ROCHOSOS COM ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO**

**ERICK RÓGENES SIMÃO SOARES**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE**

**APROVADA POR:**

---

**LEANDRO LIMA RASMUSSEN, Dr. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Dr. (UnB)  
(CO-ORIENTADOR)**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, Dr. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**PEDRO PAZZOTO CACCIARI, Dr. (UnB)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 08 DE MARÇO DE 2021.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

RÓGENES, ERICK

Modelagem de ruptura de obras subterrâneas em maciços rochosos com elevadas tensões de campo [Distrito Federal] (2021)

xviii, 120 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2021)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

- |               |                               |
|---------------|-------------------------------|
| 1. Túneis     | 2. Rede de Fraturas Discretas |
| 3. Voronoi    | 4. Mineração Subterrânea      |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre                    |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

RÓGENES, E. (2021). Modelagem de ruptura de obras subterrâneas em maciços rochosos com elevadas tensões de campo. Dissertação de Mestrado, Publicação (351/2021), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Erick Rógenes Simão Soares

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Modelagem de ruptura de obras subterrâneas em maciços rochosos com elevadas tensões de campo

GRAU: Mestre / ANO: 2021

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor

---

Erick Rógenes Simão Soares  
Rua do Comércio, 76, Centro  
CEP 57515000 –Senador Rui Palmeira/AL - Brasil

## **DEDICATÓRIA**

Às três pessoas mais importante da minha vida: Alessandra, Neto e Renilda.

## **AGRADECIMENTOS**

O mestrado foi uma grande oportunidade de crescimento pessoal e profissional. Agradeço imensamente a todos envolvidos durante esta etapa da minha vida.

A minha companheira Alessandra, pelo o carinho, companheirismo e paciência ao longo desse caminho. Aos meus pais, Neto e Renilda, pelo amor e cuidado, sem os quais não chegaria até esse ponto.

Aos meus orientadores, Leandro e Márcio, pela ajuda, compressão, incentivo e disponibilidade mesmo em horários não comerciais, obrigado pela amizade. Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo apoio financeiro em parte da pesquisa.

Agradeço à Igreja em Brasília, pelo acolhimento e suporte, em especial ao amigo Fernando que muito contribuiu nesse sentido. Agradeço também ao amigo Josias, pelo suporte dado durante minha chegada em Brasília.

Por fim, agradeço a Deus, por tudo.

# MODELAGEM DE RUPTURA DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM MACIÇOS ROCHOSOS COM ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO

## RESUMO

Neste trabalho, uma nova abordagem numérica baseada no Método dos Elementos Finitos com esquema de cálculo implícito, denominada *Continuum Voronoi Block Model-CVBM*, é proposta para representar o processo de fraturamento em rochas duras e também a ruptura de obras subterrâneas com elevadas tensões de campo. Nesse modelo, desenvolvido com o programa RS2, o meio rochoso é simulado por meio de um conjunto de blocos, formados por um mosaico Voronoi, unidos em suas interfaces por elementos de junta. Para confirmação da ferramenta, representou-se numericamente diferentes estudos de caso em escala de laboratório (granito Lac du Bonnet rosa e granito de Creighton) e de campo (túnel Mine-By e pilar de Creighton). Na escala laboratorial, o modelo provou ser robusto e descreveu relevantes macropropriedades da rocha em ensaios convencionais: tensão de iniciação de início de fratura, tensão de dano de fratura, resistência à compressão simples e triaxial, resistência à tração, Módulo de Young e coeficiente de Poisson. O modelo calibrado para laboratório serviu como base para um estudo de sensibilidade que analisou como as propriedades influenciam as respostas macroscópicas, gerando assim uma metodologia de calibração para os ensaios brasileiro e de compressão simples. Em escala de campo, o modelo foi capaz de representar de forma explícita o processo de deterioração do maciço, capturou a geometria de ruptura e os deslocamentos de convergência das escavações. Os estudos de casos reais embasaram o uso do CVBM para estudos paramétricos que buscaram avaliar a influência das famílias de descontinuidades no comportamento de obras subterrâneas profundas. Verificou-se que a presença de descontinuidades tende a promover um alívio de tensões devido ao cisalhamento entre elas. Conseqüentemente, a presença de descontinuidades no maciço com elevadas tensões *in situ* tende a favorecer integridade do maciço. Tais resultados evidenciam a potencialidade do CVBM e endossam seu uso para modelagem do comportamento de obras subterrâneas com elevadas tensões de campo.

# FAILURE MODELLING OF UNDERGROUND WORKS UNDER HIGH FIELD STRESS

## ABSTRACT

In this work, a new numerical approach based on the Finite Element Method and an implicit continuum formulation, called Continuum Voronoi Block Model-CVBM, is proposed to represent the fracturing process in hard rocks and also the rupture of underground works with high field stresses. In this model, developed with the RS2 program, the rock mass was simulated by a set of blocks, formed by a Voronoi mosaic, joined at their interfaces by joint elements. Different case studies were represented on a laboratory (Lac du Bonnet pink granite and Creighton granite) and field scale (Mine-By tunnel and Creighton pillar). The model proved to be robust on the laboratory scale and described the rock's relevant macro-properties in conventional tests: crack initiation stress, crack damage stress, simple and triaxial compression strength, tensile strength, Young's modulus and Poisson's ratio. The calibrated laboratory model served as the basis for a sensitivity study that analyzed how micro-properties influence macroscopic responses, thus generating a calibration methodology for Brazilian and UCS tests. On a field scale, the model represented the mass deterioration process explicitly, captured the rupture geometry, and the excavations' convergence displacements. The real case studies supported the use of CVBM for parametric studies that sought to assess the influence of discontinuity families on deep underground works' behaviour. It was found that the presence of discontinuities tends to promote stress relief due to shear. Consequently, discontinuities in the mass with high *in situ* stresses tend to favour excavation stability. Such results show the CVBM's potential for modelling the behaviour of underground works with high field stress.

## ÍNDICE

<b>1 -INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 - JUSTIFICATIVA .....	1
1.2 - PROBLEMA .....	1
1.3 - OBJETIVOS.....	3
1.4 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
<b>2 -REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 - COMPORTAMENTO DE ROCHAS DURAS EM LABORATÓRIO .....	5
2.2 - COMPORTAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS COM ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO.....	8
2.2.1- SPALLING.....	13
2.2.2- BULKING.....	19
2.3 - REDE DE FRATURAS DISCRETAS.....	22
2.4 - MODELOS DE BLOCOS COLADOS.....	24
<b>3 -CONTINUUM VORONOI BLOCK MODEL .....</b>	<b>27</b>
3.1 - MOSAICO VORONOI .....	28
3.2 - ELEMENTO DE JUNTA DE GOODMAN .....	29
3.3 - MÉTODO NUMÉRICO.....	29
3.4 - HIPÓTESES DO MODELO .....	33
3.5 - PARÂMETROS DO MODELO .....	35
3.6 - CONFIRMAÇÃO FENOMENOLÓGICA .....	36
<b>4 -ESTUDOS DE CASO EM ESCALA LABORATORIAL .....</b>	<b>41</b>
4.1 - PRIMEIRO ESTUDO DE CASO: GRANITO DE CREIGHTON.....	41
4.1.1- CONFIGURAÇÃO DO MODELO .....	41
4.1.2- CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS .....	44
4.1.3- RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO .....	45
4.2 - ANÁLISES DE SENSIBILIDADE.....	51
4.2.1- RIGIDEZ NORMAL E CISALHANTE DAS JUNTAS .....	52



4.2.2-	MÓDULO DE YOUNG ( $E_v$ ) E COEFICIENTE DE POISSON ( $\nu_v$ ) DOS BLOCOS VORONOI .....	55
4.2.3-	COESÃO DAS JUNTAS E DOS BLOCOS.....	56
4.2.4-	ÂNGULO DE ATRITO DAS JUNTAS E DOS BLOCOS.....	57
4.2.5-	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DOS BLOCOS .....	58
4.2.6-	INFLUÊNCIA DO MOSAICO VORONOI .....	59
4.3 -	METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO .....	60
4.4 -	SEGUNDO ESTUDO DE CASO: GRANITO LAC DU BONNET ROSA.....	61
4.5 -	CONCLUSÕES PARCIAIS.....	63
<b>5 -</b>	<b>ESTUDOS DE CASO EM ESCALA DE CAMPO .....</b>	<b>65</b>
5.1 -	PRIMEIRO ESTUDO DE CASO: TÚNEL MINE-BY .....	65
5.1.1-	GEOMETRIA DO MODELO, CONDIÇÕES DE CONTORNO E TENSÕES IN SITU	67
5.1.2-	SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO .....	69
5.1.3-	MOSAICO VORONOI E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....	69
5.1.4-	METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO .....	70
5.1.5-	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	72
5.1.6-	CONCLUSÕES PARCIAIS .....	78
5.2 -	SEGUNDO ESTUDO DE CASO: PILAR DA MINA CREIGHTON .....	79
5.2.1-	GEOMETRIA DO MODELO, MOSAICO VORONOI E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....	82
5.2.2-	CONDIÇÕES DE CONTORNO E TENSÕES IN-SITU.....	83
5.2.3-	SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO E SISTEMA DE SUPORTE.....	84
5.2.4-	METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO .....	86
5.2.5-	CALIBRAÇÃO DO MODELO .....	88
5.2.6-	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	92
5.2.7-	CONCLUSÕES PARCIAIS .....	96
<b>6 -</b>	<b>EFEITO DAS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES EM ESCAVAÇÕES COM ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO .....</b>	<b>97</b>
6.1 -	INFLUÊNCIA DO MERGULHO APARENTE.....	100
6.2 -	INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO .....	103
6.3 -	INFLUÊNCIA DA INTERNSIDADE DE FRATURAMENTO .....	104
6.4 -	INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO .....	106

6.5 - INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	107
6.6 - INFLUÊNCIA DE DUAS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES.....	110
6.7 - CONCLUSÕES PARCIAIS.....	112
<b>7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>114</b>
7.1 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	115
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>117</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Parâmetros do CVBM. ....	36
Tabela 3.2 – Parâmetros do CVBM para verificação fenomenológica.....	38
Tabela 4.1 – Parâmetros do CVBM para o modelo do granito de Creighton .....	45
Tabela 4.2 – Resultados numéricos e laboratoriais do granito de Creighton.....	45
Tabela 4.3 – Efeito da variação do mosaico Voronoi sobre os resultados numéricos do ensaio de compressão simples e tração. ....	60
Tabela 4.4 – Parâmetros do CVBM para o modelo do granito Lac du Bonnet rosa.....	63
Tabela 4.5 – Resultados numéricos e laboratoriais do granito Lac du Bonnet rosa. ....	63
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do Granito Lac du Bonnet cinza, localizado a 420 m de profundidade.....	66
Tabela 5.2 – Parâmetros do CVBM para representar o comportamento do maciço do túnel Mine-By em laboratório. ....	73
Tabela 5.3 – Resultados numéricos e laboratoriais dos ensaios na rocha do túnel Mine-By...	73
Tabela 5.4 – Tensões <i>in situ</i> estimadas para a região do Pilar de Creighton. ....	83
Tabela 5.5 – Estágios aplicados na simulação do Pilar de Creighton .....	85
Tabela 5.6 – Parâmetros do CVBM para representar o comportamento do maciço do Pilar de Creighton em laboratório. ....	89
Tabela 5.7 – Deslocamentos verticais aplicados no contorno superior do modelo para simulação do efeito das escavações adjacentes a estrutura. ....	90
Tabela 5.8 – Parâmetros do CVBM para representar o comportamento do pilar da mina Creighton.....	92
Tabela 6.1 – Configurações e parâmetros base aplicados nas famílias de descontinuidades das análises de sensibilidade.....	99

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Não linearidades apresentadas por rochas duras durante compressão (modificado - Cai & Kaiser, 2013). .....	6
Figura 2.2 - Etapas do processo de fraturamento das rochas: (a) microfissuras pré-existentes, (b) fechamento de fraturas (c) início de fraturamento e (d) início do dano de fratura (modificado - Cai et al., 2004).....	6
Figura 2.3 - Mecanismos de ruptura: (a) Divisão axial e (b) ruptura por cisalhamento (modificado - Diederichs, 2003). .....	8
Figura 2.4 – Diferentes comportamentos do maciço rochoso submetido a uma escavação (Martin et al., 1999).....	9
Figura 2.5 – Influência da diferença geométrica da amostra de laboratório e da parede da escavação na propagação de fraturas (modificado - Diederichs, 2007).....	11
Figura 2.6 – Variação da tensão principal maior em (a) modelo com escavação como projetado e (b) modelo com escavação como executado (modificado - Cai & Kaiser, 2014).....	12
Figura 2.7 – Influência da tensão confinante no mecanismo de ruptura do maciço rochoso em escavações sujeitas a altas tensões de campo (modificado - Kaiser et al., 2015). .....	13
Figura 2.8 - Processo de <i>spalling</i> (modificado - Hamdi et al., 2017) .....	14
Figura 2.9 – (a) Placas de rocha formada pelo <i>spalling</i> , (b) Ruptura por <i>spalling</i> em formato de V e material deteriorado sustentado pelo sistema de suporte (modificado - Martin, 2014). ...	14
Figura 2.10 – Processo de ruptura registrado em um pilar de mina subterrânea (Sorgi & Gennaro, 2011).....	15
Figura 2.11 – (a) Sistema de suporte tipo gabião (Kaiser, 2016a), (b) delimitação da região deteriorada para dimensionamento do sistema de suporte (Oliveira & Diederichs, 2017).....	16
Figura 2.12 – (a) Relação empírica para determinação da profundidade de ruptura por <i>spalling</i> , (b) raio equivalente da escavação e da profundidade de ruptura para túneis não circulares (Martin et al., 1999).....	17
Figura 2.13 – (a) envoltória em formato de S que serve de base para o modelo DISL (Diederichs, 2003) (b) exemplo de parâmetros usados para implementar o DISL (Martin, 2014). .....	18
Figura 2.14 – Parâmetros para determinação do fator de <i>bulking-BF</i> (Groccia et al., 2014). .	20
Figura 2.15 – Ruptura de sistema de suporte causado por <i>bulking</i> : (a) sistema de suporte composto por chumbadores e tela metálica (b) sistema de suporte composto por chumbadores, tela metálica e concreto projetado (Kaiser & Cai, 2013). .....	21

Figura 2.16 – (a) relação entre o fator de <i>bulking</i> e tensão confinante, (b) relação entre o fator de <i>bulking</i> e a deformação tangencial à parede da escavação (Kaiser, 2016a).....	22
Figura 2.17 – Modelos de rede de fraturas discretas: (a) modelo paralelo, (b) modelo Baecher e (c) modelo Veneziano (Dershowitz & Einstein, 1988).....	23
Figura 2.18 – (a) polígonos Voronoi; (b) minerais continentais de um mármore (Potyondy, 2015); (c) trajetória de ruptura em um mosaico Voronoi; (d) tração provocada pela heterogeneidade geométrica dos blocos Voronoi (Ghazvinian et al., 2014).....	24
Figura 3.1 – (a) Processo de discretização usado no CVBM, (b) blocos Voronoi, (c) malha de elementos finitos e (d) elementos de junta de Goodman na interface entre dois blocos.....	27
Figura 3.2 – Regularidade geométrica do mosaico Voronoi: (a) hexágonos regulares, (b) regularidade média e (c) polígonos irregulares. ....	28
Figura 3.3 – Fluxograma do método dos elementos finitos implementado no RS2 (modificado de Walton, 2014).....	30
Figura 3.4 – Etapas envolvidas no método da rigidez inicial para solução de problemas não lineares .....	33
Figura 3.5 – Interação entre blocos Voronoi quando são adotadas juntas com (a) extremidades fechadas e (b) extremidades abertas.....	35
Figura 3.6 – Modelos numéricos para testes fenomenológicos: (a) ensaio de compressão simples (b) pilar hipotético.....	37
Figura 3.7 – Resultados do ensaio de compressão simples: (a) tração desenvolvida na amostra, (b) formação das <i>wing cracks</i> , (c) mecanismo de <i>axial splitting</i> na ruptura e (d) amostra deformada (com fator multiplicador igual a 10). ....	39
Figura 3.8 – Ruptura do pilar hipotético após a imposição de 2% de deformação nas paredes da escavação.....	39
Figura 3.9 – (a) deslocamento horizontais registrado na simulação do pilar hipotético e (b) representação dos dados empíricos de <i>bulking</i> (Kaiser, 2016a) com o uso do CVBM. ....	40
Figura 4.1 –Configuração do modelo para os ensaios: (a) compressão simples e triaxial, e (b) ensaio brasileiro.....	42
Figura 4.2 – Formas para controlar a resistência à tração: (a) ruptura por meio das juntas ou (b) ruptura através dos blocos Voronoi.....	46
Figura 4.3 – Resultados numéricos do ensaio brasileiro e amostra após a ruptura.....	47
Figura 4.4 – Resultados numéricos do ensaio de compressão simples e amostra após a ruptura. ....	48

Figura 4.5 – (a) resultados numéricos do ensaio de compressão triaxial e (b) amostras após a ruptura. ....	49
Figura 4.6 – Comparação entre os resultados numéricos e laboratoriais do granito de Creighton nos ensaios triaxiais: (a) resistência de pico, (b) CI e (c) CD. ....	50
Figura 4.7 – Efeito do $K_n/K_s$ sobre os resultados do modelo. ....	53
Figura 4.8 – Efeito do $K_n/K_s$ sobre o CI, CD e o coeficiente de Poisson. ....	53
Figura 4.9 – Efeito do $K_n$ sobre o CI, CD e o módulo de Young. ....	54
Figura 4.10 – Efeito do $E_v$ sobre o CD e sobre o módulo de Young. ....	55
Figura 4.11 – Efeito do $\nu_v$ sobre a UCS e sobre o coeficiente de Poisson. ....	56
Figura 4.12 - Relação da UCS (a) com a coesão de pico das juntas e (b) com a coesão de pico dos blocos. ....	56
Figura 4.13 – (a) efeito de $\phi_{pv}$ sobre a resistência de pico em ensaios triaxiais ( $\sigma_3=10$ MPa e $\sigma_3=20$ MPa); (b) Efeito de $\phi_{pj}$ sobre a resistência de pico, CI e CD em ensaios triaxiais ( $\sigma_3=10$ MPa). ....	58
Figura 4.14 - Efeito da $T_{pv}$ sobre (a) a resistência à tração do modelo e (b) sobre o CI, CD e UCS. ....	59
Figura 4.15 – Alguns dos modelos aplicados para avaliação da influência do mosaico Voronoi. ....	60
Figura 4.16 – Metodologia de calibração para ensaio de compressão simples e ensaio brasileiro. ....	61
Figura 4.17 - <i>Underground Research Laboratory</i> -URL (Read, 2004). ....	62
Figura 5.1 – Ruptura do túnel Mine-By: (a) Fraturamento por <i>spalling</i> , (b) placa de rocha retirada da região deteriorada e (c) seção final com entalhes em formato de V (Read, 2004). ....	66
Figura 5.2 – Configuração do modelo usado para representar o túnel Mine-By. ....	68
Figura 5.3 – Método da relaxação das tensões usado para simular o efeito 3D do avanço da face do túnel. ....	69
Figura 5.4 – Configuração do modelo de laboratório: (a) ensaio de compressão simples e (b) ensaio de tração brasileiro. ....	70
Figura 5.5 – Metodologia adotada para calibração da ruptura do túnel Mine-by. ....	72
Figura 5.6 – Modelo do túnel Mine-By com resistência <i>in situ</i> equivalente a resistência de laboratório. ....	73
Figura 5.7 – Resultados numéricos com redução da resistência <i>in situ</i> . ....	74

Figura 5.8 – (a) Modelo CVBM do túnel Mine-By calibrado e (b) ruptura registrada em campo (Diederichs, 2007).....	75
Figura 5.9 – Tensões desenvolvidas ao redor do túnel Mine-By: (a) tensão principal maior e (b) tensão principal menor (valores positivos representam compressão).....	76
Figura 5.10 – Evolução da ruptura com o avanço da face do túnel.....	77
Figura 5.11 – Deslocamentos de convergência e fator de <i>bulking</i> obtidos com o modelo calibrado.....	78
Figura 5.12 – Organização do nível 7910 e indicação do pilar analisado (modificado - Walton et al., 2015).....	79
Figura 5.13 – Localização dos extensômetros instalados no pilar entre as galerias 6300 e 6330 (modificado - Walton et al., 2016).....	80
Figura 5.14 – Deslocamentos registrados nos extensômetros instalados no Pilar de Creighton juntamente com a linha de tempo dos eventos de escavação: (a) extensômetros 3 e (b) extensômetro 4 (modificado - Walton et al., 2016).....	81
Figura 5.15 – Configuração do modelo usado para representar o Pilar de Creighton.....	82
Figura 5.16 – Processo de escavação de uma das galerias e aplicação de deslocamentos verticais no contorno superior para simular o efeito da escavação de estruturas adjacentes ao pilar estudado.....	84
Figura 5.17 – Trajetória de tensões registrada no modelo tridimensional elaborado por Walton et al. (2019) no Flac3D.....	87
Figura 5.18 – Detalhe da região adotado como ponto material para registro da trajetória de tensões no centro do pilar e pontos de monitoramento de deslocamento.....	87
Figura 5.19 – Variação das tensões iniciais registradas no centro do pilar: (a) em relação as tensões <i>in situ</i> impostas no modelo e (b) em relação a rigidez normal das juntas. As linhas tracejadas representam o valor alvo da calibração.....	90
Figura 5.20 – Trajetória de tensões registrada no centro do pilar do modelo CVBM em comparação com os resultados de Walton et al. (2016).....	91
Figura 5.21 – Processo de deterioração do pilar de Creighton.....	93
Figura 5.22 – Resultado médio dos deslocamentos registrados numericamente em comparação com os resultados reais registrados no extensômetro 4.....	93
Figura 5.23 – Resultado médio da trajetória de tensões registrada no centro do pilar do modelo CVBM em comparação com o resultado de Walton et al. (2016).....	94
Figura 5.24 – Formação de <i>wing cracks</i> e do mecanismo de <i>spalling</i> durante o décimo estágio da simulação.....	95

Figura 5.25 – Tensões principais desenvolvidas no último estágio da simulação (valores positivos representam compressão).....	95
Figura 6.1 – Malha de elementos finitos na zona interna do modelo Mine-By para o estudo de sensibilidade com rede de fraturas discretas. ....	98
Figura 6.2 – Resultado do modelo Mine-By após rotação das tensões <i>in situ</i> e modificação da malha de elementos finitos.....	98
Figura 6.3 – Resultado do modelo Mine-By após nova calibração: (a) zona deteriorada, (b) tensões principais maiores e (c) tensões principais menores (valores positivos representam compressão).....	99
Figura 6.4 – Resultados do numéricos da influência do mergulho aparente das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo. ....	102
Figura 6.5 – Resultados do numéricos da influência do espaçamento das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo. ....	103
Figura 6.6 – Resultados do numéricos da influência da intensidade de fraturamento em escavações com elevadas tensões de campo. ....	105
Figura 6.7 – Resultados do numéricos da influência da posição das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo. ....	107
Figura 6.8 – DFN utilizada nas análises de sensibilidade das propriedades mecânicas .....	108
Figura 6.9 – Resultados do numéricos da influência do ângulo de atrito das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo. ....	109
Figura 6.10 – Resultados do numéricos da influência da razão $K_n/K_s$ das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo. ....	110
Figura 6.11 – Resultados do numéricos da influência da inserção de duas famílias de descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo.....	111



## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURAS E ABREVIACÕES

[ $B$ ]	Matriz que relaciona deslocamentos com deformações
[ $B$ ] <sup>T</sup>	Matriz que relaciona tensões com forças
[ $D$ ]	Matriz constitutiva
[ $K$ ]	Matriz de rigidez global
[ $K^e$ ]	Matriz de rigidez do elemento finito
[ $K^j$ ]	Matriz de rigidez do elemento de junta
$a$	Raio da escavação
$A$	Área do elemento finito
$a', m_b$ e $s$	Parâmetros empíricos do critério de ruptura de Hoek-Brown
AECL	<i>Atomic Energy of Canada Limited</i>
$BF$	Fator de <i>bulking</i>
CC	Tensão de fechamento de fraturas
CD	Tensão de dano de fratura
CI	Tensão de início de fratura
$C_{pj}$	Coesão de pico das juntas
$C_{pv}$	Coesão de pico dos blocos Voronoi
$C_{rj}$	Coesão residual das juntas
$C_{rv}$	Coesão residual dos blocos Voronoi
CSFH	<i>Cohesion-softening Friction-hardening</i>
CVBM	<i>Continuum Voronoi Block Model</i>
CWFS	<i>Cohesion Weakening-Frictional Strengthening</i>
DFN	<i>Discrete Fracture Network</i>
DISL	<i>Damage Initiation Spalling Limit</i>
$E$	Módulo de Young
$e$	Espaçamento da rede de fraturas discretas
$E_v$	Módulo de Young dos blocos Voronoi
$F_{vmax}$	Força vertical máxima em um ensaio brasileiro
GSI	<i>Geological Strength Index</i>
$K_n$	Rigidez normal
$K_s$	Rigidez cisalhante
MED	Método dos Elementos Discretos
MEF	Método dos Elementos Finitos
$P$	Persistência da rede de fraturas discretas
$P_f$	Profundidade de ruptura
$R$	Raio do corpo de prova
$R_f$	Raio de profundidade de ruptura
RMR	<i>Rock mass rating</i>
$T$	Resistência à tração
$t$	Espessura da amostra em um ensaio brasileiro
$T_{pj}$	Resistência à tração de pico das juntas
$T_{pv}$	Resistência à tração de pico dos blocos Voronoi
$T_{rj}$	Resistência à tração residual das juntas
$T_{rv}$	Resistência à tração residual dos blocos Voronoi
UCS	<i>Unconfined Compressive Strength</i>
URL	<i>Underground Research Laboratory</i>
$V$	Volume do elemento finito
$\{\Delta\epsilon\}$	Vetor de incrementos de deformações

$\{\Delta F\}$	Vetor de incrementos de forças nodais
$\{\Delta \sigma\}$	Vetor de incrementos de tensões
$\{\Delta u\}$	Vetor de incrementos de deslocamentos nodais
$\Delta F_n$	Incremento de força normal
$\Delta F_s$	Incremento de força cisalhante
$\Delta u_n$	Incremento de deslocamento normal
$\Delta u_s$	Incremento de deslocamento cisalhante
$\phi$	Ângulo de atrito
$\phi_{pj}$	Ângulo de atrito de pico das juntas
$\phi_{pv}$	Ângulo de atrito de pico dos blocos Voronoi
$\phi_{rj}$	Ângulo de atrito residual das juntas
$\phi_{rv}$	Ângulo de atrito residual dos blocos Voronoi
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\nu_v$	Coefficiente de Poisson dos blocos Voronoi
$\theta$	Inclinação da rede de fraturas discretas
$\delta_c$	Deslocamento de convergência
$\delta_e$	Deslocamento registrado atrás da zona de ruptura
$\epsilon_{ax}$	Deformação axial
$\epsilon_{axi}$	Deformação axial
$\epsilon_{cv}$	Deformação volumétrica das fraturas
$\epsilon_{lat}$	Deformação lateral
$\epsilon_v$	Deformação volumétrica total
$\sigma_1$	Tensão principal maior
$\sigma_3$	Tensão principal menor
$\sigma_{ax}$	Tensão axial
$\sigma_c$	Resistência a compressão simples
$\sigma_{max}$	Máxima tensão na parede da escavação
$\Psi$	Ângulo de dilatância

## **1 - INTRODUÇÃO**

### **1.1 - JUSTIFICATIVA**

O entendimento adequado do comportamento do maciço antes da execução de uma obra subterrânea é fundamental para a escolha dos métodos de projeto, escolha da técnica de escavação, identificação dos potenciais modos de falha e para o dimensionamento do sistema de suporte, conseqüentemente, prevenção de acidentes (Kaiser, 2016a).

Com relação à construção de túneis, entender o comportamento do maciço possibilita de forma particular a elaboração de contratos mais seguros, minimizando os custos com atrasos e aditivos de preço (Kaiser, 2016a). Na mineração, antecipar a resposta da rocha possibilita uma otimização da exploração dos corpos de minério (Diederichs, 2003). Já no caso de depósitos de resíduos nucleares, o comportamento do maciço deve ser conhecido para que uma correta vedação seja realizada, evitando assim a contaminação do subsolo (Perras & Diederichs, 2016). Poder-se-ia apresentar outras circunstâncias, mas a partir das anteriormente citadas, é possível compreender a relevância de se aproximar o comportamento observado em campo daqueles representados em modelos numéricos.

### **1.2 - PROBLEMA**

Uma das dificuldades enfrentadas no campo da mecânica das rochas é o desenvolvimento de modelos numéricos que representem de forma adequada o comportamento das rochas duras em laboratório, em virtude das não linearidades apresentadas por estas durante o fraturamento sofrido no decorrer do processo de ruptura frágil. Tendo em vista esse desafio, pesquisadores têm desenvolvido modelos que buscam representar o processo de fraturamento por meio do Método dos Elementos Discretos-MED (Rasmussen et al., 2018; Sinha & Walton, 2020) ou em modelos híbridos (Vlachopoulos & Vazaios, 2018; Rasmussen, 2020). Entretanto, a representação desse fenômeno pelo Método dos Elementos Finitos-MEF ainda não foi realizada.

Outros desafios atuais estão relacionados à representação, por meio de modelos numéricos, do comportamento de maciços rochosos, intactos ou fraturados, em obras

subterrâneas profundas. Esses desafios ocorrem porque tais escavações estão submetidas a elevadas tensões de campo e apresentam um processo de ruptura frágil, similar ao que ocorre em laboratório, conhecido como *spalling*, no qual a rocha dura passa por um processo de deterioração e se transforma em um conjunto de blocos fraturados, resultando em problemas como deslocamento e elevados deslocamentos de convergência, fenômeno conhecido como *bulking* (Martin et al. 1999, Kaiser 2016a).

O *spalling* e o *bulking* são mecanismos complexos. No primeiro, a rocha, mesmo estando sob compressão, apresenta um processo de ruptura ligado ao surgimento de campos localizados de tensões de tração (Diederichs, 2003). Enquanto o segundo é gerado por um desajuste geométrico entre os blocos formados a partir do processo de deterioração (Kaiser, 2016a). O *spalling* não pode ser representado no MEF adotando os critérios de ruptura tradicionais, Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, os quais assumem uma mobilização simultânea da resistência por coesão e atrito (Kaiser & Cai, 2013) e o *bulking* não é completamente capturado pelo ângulo de dilatância (Kaiser, 2016b).

Para representar esse tipo de ruptura, pesquisadores desenvolveram modelos constitutivos (Hajiabdolmajid et al., 2002; Edelbro, 2009) e critérios de ruptura (Martin et al. 1999; Diederichs, 2007) baseados na mobilização inicial da resistência coesiva e posterior mobilização da resistência por atrito. Esses modelos têm sido aplicados para prever a profundidade de ruptura causada pelo *spalling* (Oliveira & Diederichs, 2017), entretanto o *bulking* ainda não é representado numericamente e sua determinação é feita atualmente por meio de modelos empíricos (Kaiser, 2019). Outro ponto a destacar é que tais modelos numéricos foram desenvolvidos para maciços rochosos intactos, dessa forma o entendimento sobre o papel das famílias de descontinuidades no comportamento de escavações com elevadas tensões de campo ainda não foi bem estabelecido.

Diante dessas circunstâncias, este trabalho visa contribuir para o preenchimento de tais lacunas mediante simulações com um novo tipo de modelo numérico, chamado *Continuum Voronoi Block Model-CVBM*, o qual permite representar a ruptura frágil em escala de laboratório e de campo. O CVBM foi desenvolvido usando o programa de análise bidimensional RS2 (Rocscience, 2019) e faz uso de células Voronoi interconectadas por elementos de junta de Goodman (Goodman et al., 1968) com o objetivo de representar o meio rochoso, sendo o esquema de solução numérica baseado no Método dos Elementos Finitos de formulação implícita. Deve-se pontuar que modelos MEF gozam de um amplo reconhecimento tanto no

âmbito acadêmico, quanto no âmbito da comunidade técnica, o que potencializa os impactos dos resultados apresentados nessa pesquisa.

### 1.3 - OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa consiste em desenvolver uma nova proposta de modelo numérico para meios rochosos baseado no Método dos Elementos Finitos com esquema de cálculo implícito, o qual seja capaz de representar a ruptura de escavações com elevadas tensões de campo e analisar como famílias de descontinuidade alteram o comportamento dessas escavações.

Entre os demais objetivos desse trabalho, constam:

- Confirmar o *Continuum Voronoi Block Model* como ferramenta para representação dos estágios característicos do processo de ruptura em ensaios de laboratório;
- Desenvolver uma metodologia de calibração do CVBM para o comportamento da rocha duras em ensaios convencionais de compressão e tração;
- Confirmar o *Continuum Voronoi Block Model* como ferramenta para retroanalisar rupturas de escavações com elevadas tensões de campo, buscando representar a profundidade da zona de ruptura frágil e os deslocamentos;
- Avaliar a influência das famílias de descontinuidades no comportamento de escavações com elevadas tensões de campo.

### 1.4 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esse trabalho está estruturado em sete capítulos. No Capítulo 1 realizou-se uma introdução, na qual foi abordado o problema analisado, a motivação do estudo e os objetivos gerais e específicos dessa pesquisa. No Capítulo 2 foi produzida uma breve revisão bibliográfica sobre o comportamento de rochas duras em laboratório, processos relacionados à ruptura de escavações submetidas a elevadas tensões de campo, modelos de rede de fraturas discretas e os modelos de blocos colados.

No Capítulo 3 é apresentada a nova abordagem numérica proposta nessa pesquisa, denominada *Continuum Voronoi Block Model*. Nessa parte da dissertação são abordados a metodologia aplicada nesse modelo numérico, assim como seus parâmetros e as hipóteses estabelecidas para desenvolvimento das simulações apresentadas no decorrer do trabalho.

No Capítulo 4, o comportamento de duas rochas reais (granito Lac du Bonnet rosa e granito de Creighton) foram simuladas em escala de laboratório por meio do CVBM. Nesse capítulo também foram apresentadas análises de sensibilidade e uma proposta de metodologia de calibração para modelos numéricos de ensaios laboratoriais de compressão simples e tração.

No Capítulo 5, dois estudos de caso em escala de campo foram retroanalisados por meio do CVBM. No primeiro caso, simulou-se a profundidade de ruptura do túnel Mine-By. Já no segundo foi representado o comportamento de um pilar na mina Creighton, ambas as estruturas escavadas em maciços intactos submetidos a elevadas tensões de campo.

No Capítulo 6, estudos de sensibilidade foram conduzidos para entender o papel das famílias de descontinuidades no comportamento de obras subterrâneas com elevadas tensões de campo. Por fim, no Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

## 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo foi discorrido acerca da literatura pertinente ao entendimento do processo de ruptura das rochas duras em laboratório e em escavações com elevadas tensões de campo, bem como dos modelos numéricos aplicados para representar o comportamento da rocha intacta e do maciço fraturado.

### 2.1 - COMPORTAMENTO DE ROCHAS DURAS EM LABORATÓRIO

Segundo NRCS (2012) rochas duras são definidas como aquelas que possuem uma resistência à compressão simples ou UCS (*Unconfined Compressive Strength*) superior a 100 MPa. Essas rochas quando submetidas à compressão apresentam um processo de ruptura ligado ao surgimento de tensões de tração em seu interior (Kaiser & Cai, 2013). Esse fenômeno acontece devido à microestrutura da rocha que apresenta microfissuras pré-existentes e heterogeneidade nos grãos. Essa heterogeneidade é, de acordo com Lan et al. (2010), decorrente de aspectos como: geometria (variação no tamanho e formato dos grãos), rigidez (diversidade de minerais) e contatos entre partículas (comprimento e propriedades mecânicas). Tais elementos provocam desvios no fluxo de tensões, gerando um processo de fraturamento que resulta em algumas não linearidades no comportamento macroscópico da rocha.

Devido a essas não linearidades, o comportamento das rochas duras sujeitas à compressão foi dividido por Bieniawski (1967a) em cinco etapas: (1) fechamento de microfissuras pré-existentes; (2) comportamento linear-elástico; (3) propagação estável das fraturas; (4) propagação instável das fraturas e (5) formação de macro fraturas. Todas essas fases estão representadas na Figura 2.1 e na Figura 2.2.

Na primeira fase ocorre o fechamento das microfissuras pré-existentes (Figura 2.2a). Essa etapa é caracterizada por um comportamento não linear da rocha na curva tensão axial ( $\sigma_{ax}$ )-deformação axial ( $\varepsilon_{ax}$ ), na qual ocorre um aumento progressivo do módulo de Young (E) até que a tensão de fechamento de fraturas (*crack closure-CC*) é atingida e o módulo torna-se constante (Figura 2.2b). Também é possível identificar o CC a partir da curva deformação volumétrica das fraturas ( $\varepsilon_{cv}$ )-deformação axial ( $\varepsilon_{ax}$ ). Nessa curva o CC corresponde ao ponto em que a  $\varepsilon_{cv}$  se torna horizontal (Martin & Chandler, 1994).

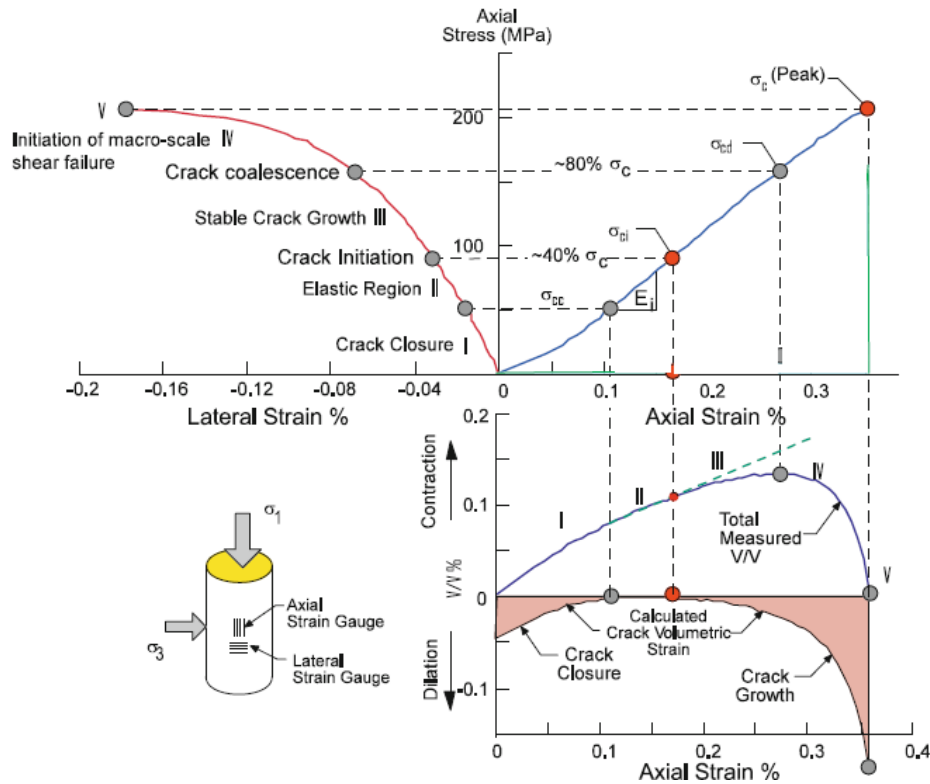


Figura 2.1 - Não linearidades apresentadas por rochas duras durante compressão (modificado - Cai & Kaiser, 2013).

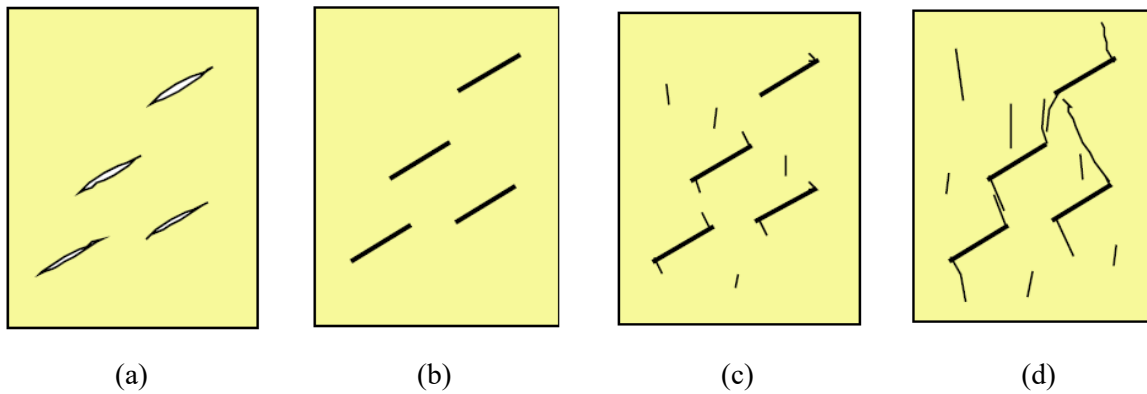


Figura 2.2 - Etapas do processo de fraturamento das rochas: (a) microfissuras pré-existent, (b) fechamento de fraturas (c) início de fraturamento e (d) início do dano de fratura (modificado - Cai et al., 2004)

Quando ocorre o fechamento das microfissuras pré-existent orientadas aproximadamente na direção perpendicular a tensão vertical, a rocha passa a apresentar um comportamento linear-elástico. Segundo Eberhardt et al. (1998) é nessa fase que são registradas as propriedades elásticas: módulo de Young e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Entretanto, deve-se destacar que o comportamento registrado nessa fase não é perfeitamente elástico pois, se um descarregamento for realizado, deformações plásticas serão registradas.



A fase de resposta linear-elástica da rocha é interrompida quando ocorre a abertura de novas microfissuras e/ou reabertura das microfissuras que foram fechadas na primeira fase (Figura 2.2c). A tensão que caracteriza esse início é chamada de tensão de início de fratura (*crack initiation*-CI) e pode ser identificada por meio do ponto em que a curva tensão axial ( $\sigma_{axi}$ )-deformação lateral ( $\epsilon_{lat}$ ) deixa de ser linear (Diederichs, 2007) ou quando a curva  $\epsilon_{cv}$ - $\epsilon_{ax}$  deixa de ser horizontal (Martin & Chandler, 1994). Ao atingir o CI, a rocha passa a sofrer um processo de fraturamento estável, no qual ocorre a propagação das fraturas na direção da tensão principal maior com a formação das *wing cracks* (Diederichs, 2003). O termo estável significa que a propagação das fissuras ocorre de forma controlada, ou seja, se o carregamento for interrompido, o processo de fraturamento é cessado (Eberhardt et al., 1998).

A propagação das fraturas ocorre até que elas começam a interagir (Figura 2.2d) e então é iniciado o processo de fraturamento instável, no qual mesmo se o carregamento for interrompido as fraturas continuam a se propagar (Bieniawski, 1967a). A tensão que marca essa transição é chamada de tensão de dano de fratura (*crack damage* - CD) e é identificada como o ponto onde a curva  $\sigma_{axi}$ - $\epsilon_{ax}$  deixa de ser linear novamente (Diederichs, 2007) ou como o ponto onde ocorre a inversão da deformação volumétrica total ( $\epsilon_v$ ) na curva  $\epsilon_v$ - $\epsilon_{ax}$  (Martin & Chandler, 1994).

Nos níveis de tensões acima do CD, as fraturas continuam se propagando de forma instável até que se formam macrofraturas e o material atinge a ruptura. A tensão que provoca a ruptura é identificada como sendo a resistência de pico ( $\sigma_c$ ) e, após ela ser atingida, ocorre uma queda brusca na tensão axial suportada pela rocha. Esse comportamento é definido por Bieniawski (1967a) como ruptura frágil e é por conta dele que as rochas duras são também conhecidas como rochas frágeis. Bieniawski (1967a) relata que a resistência de pico não representa a resistência a longo prazo da rocha e que isso é explicado pelo fato de que, ao atingir o CD, o fraturamento instável é iniciado e a rocha entra em processo de colapso mesmo sem aumentar a tensão aplicada. Isso significa que o CD corresponde a resistência a longo prazo da rocha (Diederichs, 2007). Corroborando com esse pensamento, Cai et al. (2004) reportam que a resistência de pico varia conforme a taxa de aplicação do carregamento, e por conta disso a diferença entre a resistência de pico e o CD só deve ocorrer no laboratório onde a velocidade de carregamento é alta, enquanto no campo os dois pontos tendem a convergir, tendo em vista as baixas velocidades de carregamento que são impostas.

Em ensaios de compressão simples, realizados em amostras isotrópicas, as fissuras se propagam livremente e a rocha tende a apresentar um mecanismo de ruptura chamado de axial

splitting (divisão axial). Nesse mecanismo a rocha atinge sua ruptura através de fraturas paralelas à direção da tensão principal maior (Figura 2.3a). Já quando tensões confinantes são aplicadas, as fissuras deixam de se propagar de forma livre. Assim ocorre uma transição de propagação de fraturas por tração para propagação por cisalhamento e com isso as fraturas tendem a se aglomerar formando uma superfície de cisalhamento a partir da qual ocorre a ruptura (Figura 2.3b).

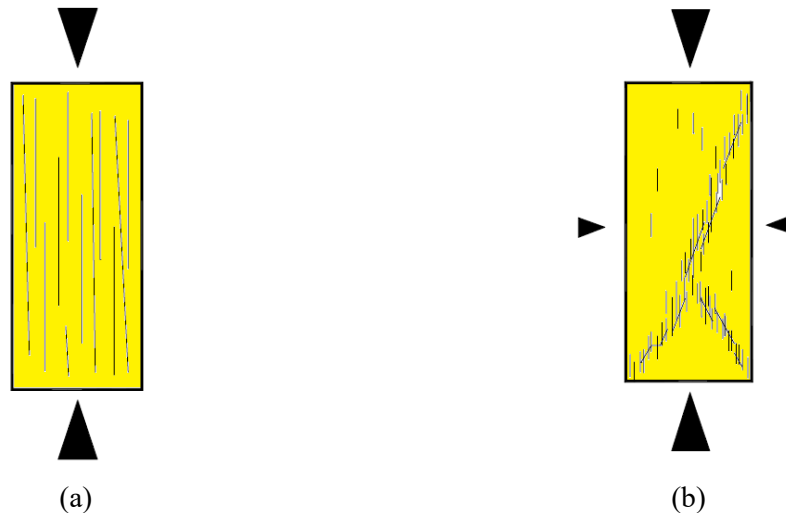


Figura 2.3 - Mecanismos de ruptura: (a) Divisão axial e (b) ruptura por cisalhamento (modificado - Diederichs, 2003).

## 2.2 - COMPORTAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS COM ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO

O mecanismo de ruptura de uma obra subterrânea é controlado de uma forma simplificada por dois fatores: (1) qualidade do maciço e (2) níveis de tensões *in situ* (Martin et al., 1999). Com isso em mente, a resposta esperada do maciço à escavação pode ser representada de maneira geral pela matriz exposta na Figura 2.4. Nessa matriz a qualidade do maciço é definida de forma qualitativa entre maciço intacto, moderadamente fraturado e muito fraturado e de forma quantitativa pelo RMR (*Rock Mass Rating*). Já os níveis de tensões *in situ* são definidos de forma qualitativa em baixas, moderadas e altas tensões de campo, e a razão entre a tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) e a resistência à compressão simples da rocha ( $\sigma_c$ ) quantifica essas medidas.

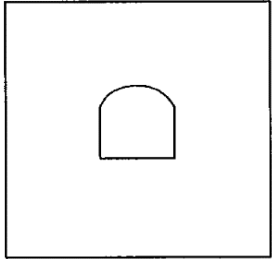
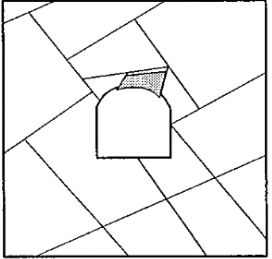
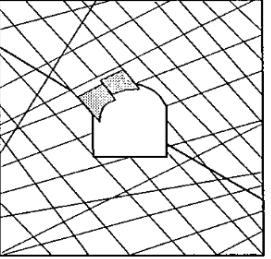
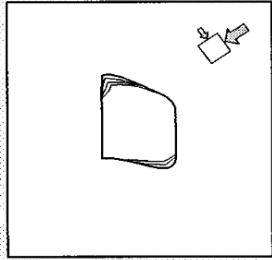
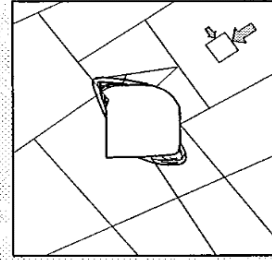
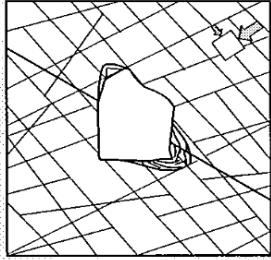
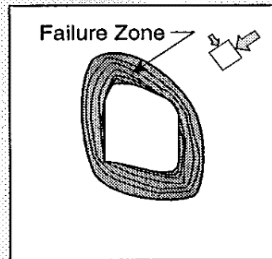
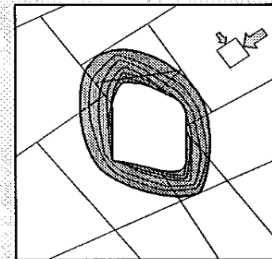
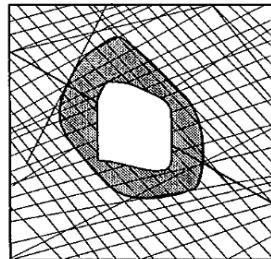
	Massive ( $RMR > 75$ )	Moderately Fractured ( $50 > RMR < 75$ )	Highly Fractured ( $RMR < 50$ )
Low In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$ )	 <p>Linear elastic response.</p>	 <p>Falling or sliding of blocks and wedges.</p>	 <p>Unravelling of blocks from the excavation surface.</p>
Intermediate In-Situ Stress ( $0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$ )	 <p>Brittle failure adjacent to excavation boundary.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.</p>
High In-Situ Stress ( $\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$ )	 <p>Failure Zone Brittle failure around the excavation.</p>	 <p>Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.</p>	 <p>Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.</p>

Figura 2.4 – Diferentes comportamentos do maciço rochoso submetido a uma escavação (Martin et al., 1999).

Mais recentemente, Kaiser (2016a) sugeriu alterar o parâmetro  $\sigma_1 / \sigma_c$  pela relação  $\sigma_{\max} / \sigma_c$ , onde  $\sigma_{\max}$  é a máxima tensão na parede da escavação (Eq.2.1), com essa alteração a classificação passaria a ser:  $\sigma_{\max} / \sigma_c < 0,4$  para baixas tensões *in situ*;  $0,4 < \sigma_{\max} / \sigma_c < 1,15$  para tensões *in situ* intermediárias; e  $\sigma_{\max} / \sigma_c > 1,15$  para altas tensões *in situ*.

$$\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.1)$$

onde:  $\sigma_3$  é a tensão principal menor.

Independente da metodologia de quantificação das tensões *in situ* aplicada, a partir dessa matriz é possível ver que quando o maciço é intacto e os níveis de tensões são baixos, a rocha ao redor da escavação terá comportamento elástico linear. No canto oposto, quando a rocha é muito fraturada e está sujeita a altas tensões de campo, seu comportamento será elastoplásticos. Portanto, esse último caso é bem representado por modelos contínuos e pelos critérios de ruptura tradicionais baseados numa ruptura por cisalhamento, como Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, são muito eficazes para análise de uma possível ruptura.

Os casos em que o maciço é moderadamente ou altamente fraturado e está sujeito a baixas tensões de campo, o comportamento da escavação é controlado pela gravidade e pode ocorrer desprendimento de blocos de rocha. Essas situações podem ser previstas por métodos analíticos de equilíbrio limite ou de forma mais avançada por modelos MED (Rasmussen & Farias, 2019).

O desafio atual se encontra em situações de rochas massivas a moderadamente fraturadas sujeitas a tensões de campo intermediárias ou altas, tais situações serão abordas nesse trabalho de uma forma genérica como maciços rochosos sujeitos a elevadas tensões de campo. Nesses casos, o material apresenta uma ruptura frágil no qual o maciço rochoso, que anteriormente a escavação poderia ser tratada como um meio contínuo, passa por um processo de fraturamento provocado pelo desenvolvimento de tensões de tração e se transforma em um conjunto de blocos descontínuos. Esse tipo de ruptura acarreta problemas como, por exemplo, a queda de blocos e deslocamentos de convergência elevados.

Tendo em vista que o mecanismo de ruptura das escavações com elevadas tensões de campo é à tração e não o cisalhamento, os critérios de ruptura tradicionais (Mohr-Coulomb e Hoek-Brown) que foram desenvolvidos para ruptura por cisalhamento não conseguem retratar esse fenômeno (Kaiser, 2016a). Por conta disso, essa é uma das áreas de que tem recebido mais atenção por pesquisadores no campo da mecânica das rochas nos últimos anos (Zhao et al., 2020; Kaiser, 2019; Rasmussen & Farias, 2019; Vazaios et al., 2019a; Sinha & Walton, 2019a).

Além das dificuldades citadas anteriormente, outro ponto de questionamento quando se deseja modelar obras subterrâneas com elevadas tensões de campo é que a resistência da rocha registrada em ensaios de compressão em laboratório é divergente da resistência registrada in

situ, mesmo quando se trata de maciços rochosos intactos. Essa diferença foi verificada a partir de diferentes registros históricos (Martin et al., 1999) os quais levaram a concluir que rupturas em escavações sujeitas a essas condições ocorrem quando a tensão de compressão máxima na parede da escavação ( $\sigma_{max}$ ) atinge valores entre 30 a 50% da UCS, valores próximos ao CI registrado em laboratório (Diederichs, 2007).

Diederichs (2007) relata que a ruptura em campo ocorre em níveis de tensões inferiores às do laboratório por motivos como: rotação das tensões na face da escavação, que provoca uma deterioração do maciço em etapa anterior ao avanço da escavação; falhas pré-existentes, as quais facilitam a interação entre as novas fraturas e promovem divergência devido à diferença de escala entre campo e laboratório; e a diferença geométrica entre a parede da escavação e a amostra utilizada no laboratório, pois o formato circular promove um confinamento radial que diminui a propagação das fraturas, diferentemente o formato da parede da escavação permite a propagação livre de fraturas (Figura 2.5).

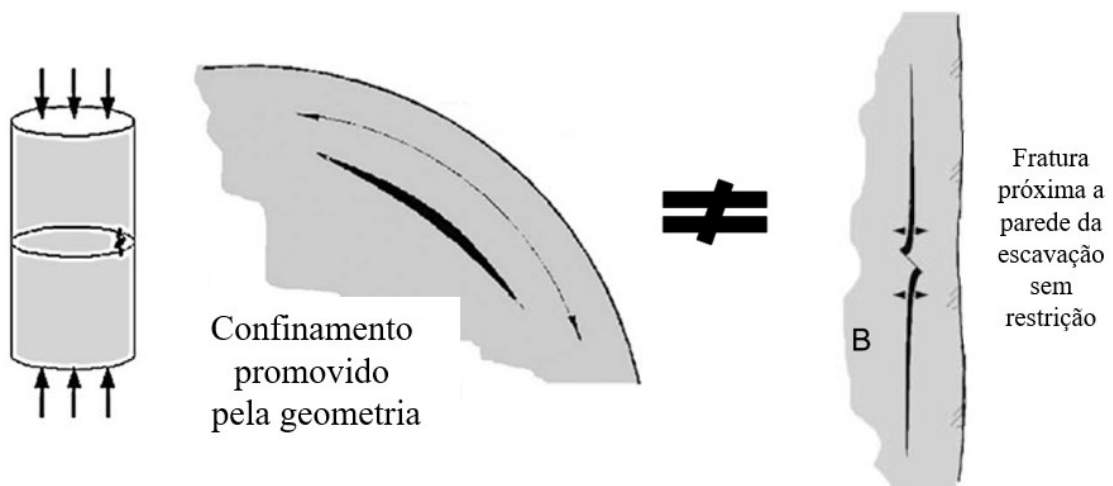


Figura 2.5 – Influência da diferença geométrica da amostra de laboratório e da parede da escavação na propagação de fraturas (modificado - Diederichs, 2007).

Mais recentemente, Cai & Kaiser (2014) atribuíram a diferença entre a resistência de campo e de laboratório ao uso de modelos elaborados a partir da seção da escavação como projetado e não como executado. Segundo os autores as imperfeições nas paredes da obra causadas pelo processo de escavação são as responsáveis pelo desenvolvimento de concentrações de tensões que atingem a resistência da rocha e desencadeiam o processo de ruptura (Figura 2.6). Assim eles concluíram que não existe divergência entre a resistência de

campo e de laboratório, mas na verdade essa inconsistência é dada pelo erro na elaboração simplificada do modelo.

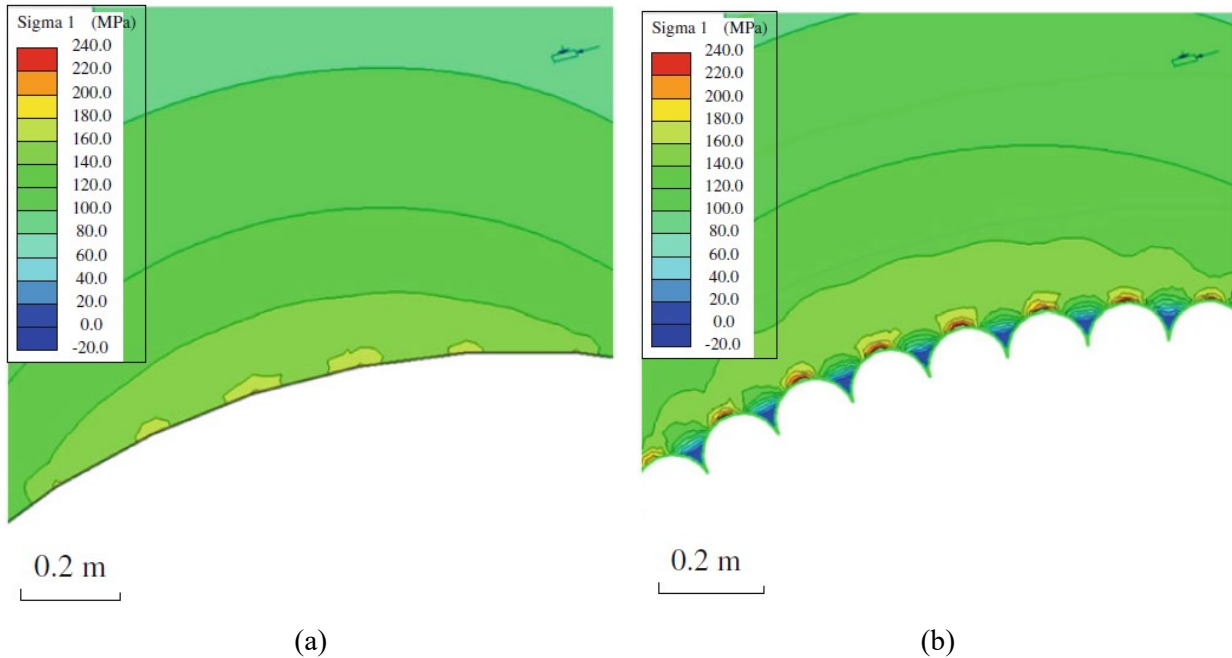


Figura 2.6 – Variação da tensão principal maior em (a) modelo com escavação como projetado e (b) modelo com escavação como executado (modificado - Cai & Kaiser, 2014).

Tendo em vista as diferentes explicações citadas anteriormente, é importante ressaltar que um entendimento definitivo acerca desse assunto ainda não foi estabelecido, assim esse ainda é um campo de pesquisa em aberto. Apesar de não se conhecer os motivos concretos que provocam a diferença entre a resistência de laboratório e campo, é de senso comum que essa divergência é bastante sensível à tensão confinante. Por conta disso a ocorrência dessa divergência é restrita a uma região limitada pela parede da escavação, onde a tensão confinante é nula, e o ponto onde a tensão confinante atinge aproximadamente  $UCS/10$ , região definida por Kaiser et al. (2015) como concha interna (*inner shell*). Dentro da concha interna é que a rocha passa pelo processo de fraturamento impulsionado pela tração (*spalling*) e de forma associada apresenta problemas como o *bulking*. Fora dessa região a resistência de campo volta a convergir para a de laboratório e a ruptura passa a ser controlada por cisalhamento, como exemplificado na Figura 2.7.

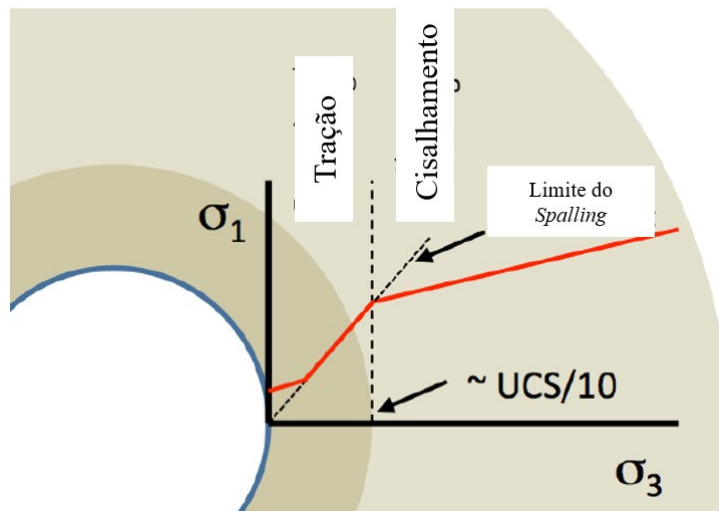


Figura 2.7 – Influência da tensão confinante no mecanismo de ruptura do maciço rochoso em escavações sujeitas a altas tensões de campo (modificado - Kaiser et al., 2015).

### 2.2.1- SPALLING

Na região periférica da escavação, onde a tensão confinante é baixa e a rocha sofre compressão por conta das tensões induzidas, o processo de ruptura é causado por campos de tensões de tração que, de maneira similar à que ocorre em laboratório, também são promovidas pela heterogeneidade da rocha. O maciço submetido à compressão na parede da escavação sofre a ruptura a partir do surgimento de microfaturas e/ou propagação das fissuras pré-existentes e, assim como no laboratório, essas fissuras começam a se interconectar e formam macrofaturas paralelas à parede da escavação e na mesma direção da tensão principal maior, mecanismo similar ao *axial splitting* e que no campo é chamado de *spalling* (Diederichs, 2007; Martin, 2014). Na Figura 2.8 é retratado o desenvolvimento do *spalling* na parede de um túnel circular, a ruptura ocorre quando as fraturas se conectam com o contorno da escavação (Edelbro, 2009).

A ruptura por *spalling* pode ainda receber o nome de *slabbing*, quando o processo ocorre no teto da escavação. Entretanto o presente trabalho fará referência a essas rupturas de uma forma geral como apenas *spalling*, tal generalização vem sendo feita por outros autores como, por exemplo, Diederichs (2007), Martin (2014), Kaiser et al. (2015) e Kaiser (2016a).

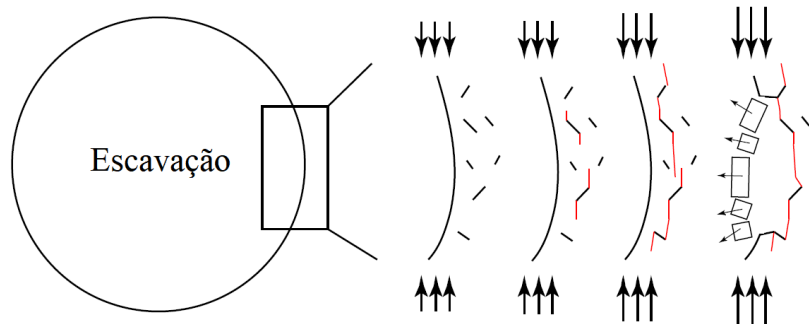


Figura 2.8 - Processo de *spalling* (modificado - Hamdi et al., 2017)

O *spalling* provoca a formação de um conjunto de placas de rocha paralelas à escavação (Figura 2.9a). Essas placas estão sujeitas a outros mecanismos de ruptura como flambagem, deslocamento, cisalhamento e eventos sísmicos, causando a explosão rochosa conhecida de forma geral como *rockburst* (Diederichs, 2007). Segundo Diederichs (2007) o processo de *spalling* pode ou não ocorrer de forma abrupta e deve-se enfatizar que esse processo de ruptura que ocorre em obras subterrâneas sujeitas a elevadas tensões *in situ* não é restrito apenas a escavações em grandes profundidades. Kaiser et al. (2015) reforça a importância de se considerar a possibilidade de ocorrência de *spalling* em elementos estruturais de minas, como pilares rochosos. Os pilares executados em minas subterrâneas podem inicialmente estar submetido a baixas tensões de campo, mas, à medida que se desenvolve a exploração do minério, tensões maiores são impostas nos pilares e estes passam a sofrer ruptura por *spalling* (Figura 2.10).

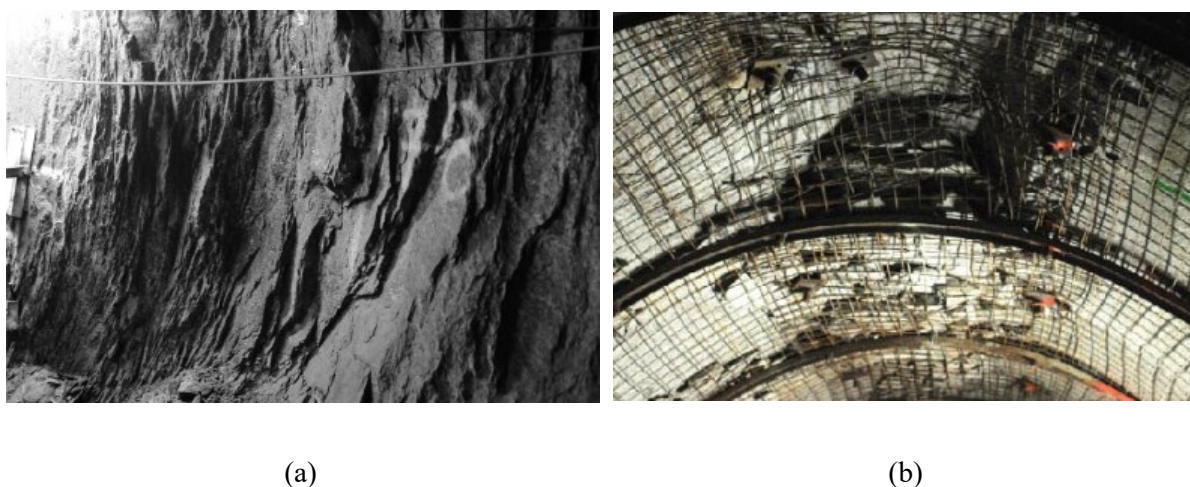


Figura 2.9 – (a) Placas de rocha formada pelo *spalling*, (b) Ruptura por *spalling* em formato de V e material deteriorado sustentado pelo sistema de suporte (modificado - Martin, 2014).





Figura 2.10 – Processo de ruptura registrado em um pilar de mina subterrânea (Sorgi & Gennaro, 2011).

O mecanismo de *spalling* em campos de tensões com um valor não unitário de coeficiente de empuxo no repouso tende a apresentar um entalhe em formato de V, como pode ser visto na Figura 2.9b e na Figura 2.10. Apesar da ruptura ser auto estabilizante, Martin (2014) relata a importância de se manter os blocos de rocha na parede da escavação, pois se o material fraturado for removido a seção passará a não ter mais um formato uniforme isso provocará uma concentração de tensões. No caso de pilares a ruptura pode ser tão extensa que o núcleo de rocha intacta pode não ser suficiente para sustentar a escavação. A ideia de reter o material deteriorado por meio do sistema de suporte é definida por Kaiser (2016a) como sistema de suporte do tipo gabião (Figura 2.11a) que tem como finalidade: reter a rocha deteriorada, reforçar a zona de ruptura dentro da concha interna e promover aumento da tensão confinante para dentro do maciço.

Tendo em vista a necessidade de manter o material deteriorado por *spalling* em sua posição original é que se pode entender a importância de se prever qual será a profundidade de ruptura no dimensionamento do sistema de suporte (Figura 2.11b). Como discutido anteriormente o mecanismo primário do *spalling* é por rupturas à tração e existe uma transição do comportamento da rocha dentro e fora da concha interna, assim os modelos elaborados em formulações contínuas empregando critérios de rupturas usuais não conseguem representar essa profundidade de ruptura (Diederichs, 2007).

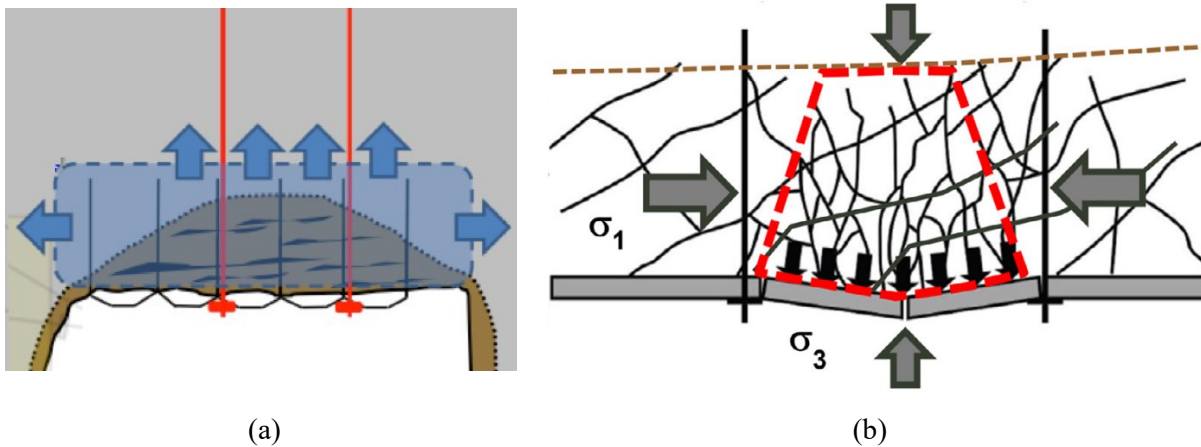


Figura 2.11 – (a) Sistema de suporte tipo gabião (Kaiser, 2016a), (b) delimitação da região deteriorada para dimensionamento do sistema de suporte (Oliveira & Diederichs, 2017).

Segundo Martin (2014), a dificuldade de se representar o fenômeno de *spalling* em meios contínuos vem do fato de que os materiais que sofrem essa ruptura frágil perdem sua continuidade antes da formação de um mecanismo de ruptura. Diferentemente, os materiais que apresentam ruptura por cisalhamento conseguem manter sua continuidade mesmo após a formação de uma superfície de ruptura. Já Hajiabdolmajid et al. (2002) falam que os critérios de ruptura tradicionais, falham por implicitamente considerarem uma mobilização simultânea da resistência por coesão e atrito, enquanto que na ruptura frágil, ocorre inicialmente uma desmobilização da resistência coesiva e uma posterior mobilização da resistência por atrito.

A primeira metodologia para previsão da profundidade de ruptura gerada pelo *spalling* foi proposta por Martin et al. (1999). A partir de uma série de casos históricos eles desenvolveram uma equação empírica (Eq. 2.2) que coloca o raio de profundidade de ruptura ( $Rf$ ) como uma função do raio da escavação ( $a$ ), da máxima tensão na parede da escavação e da resistência à compressão simples da rocha. Os dados que basearam o desenvolvimento dessa equação estão apresentados na Figura 2.12a. Vale ressaltar que os autores utilizaram um banco de dados constituído de escavações com diferentes formas geométricas, por conta disso um raio equivalente da escavação e da profundidade de ruptura foram definidos da forma exemplificada na Figura 2.12b.

$$Rf = a \left[ 0,49 + 1,25 \left( \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \right) \right] \quad (2.2)$$

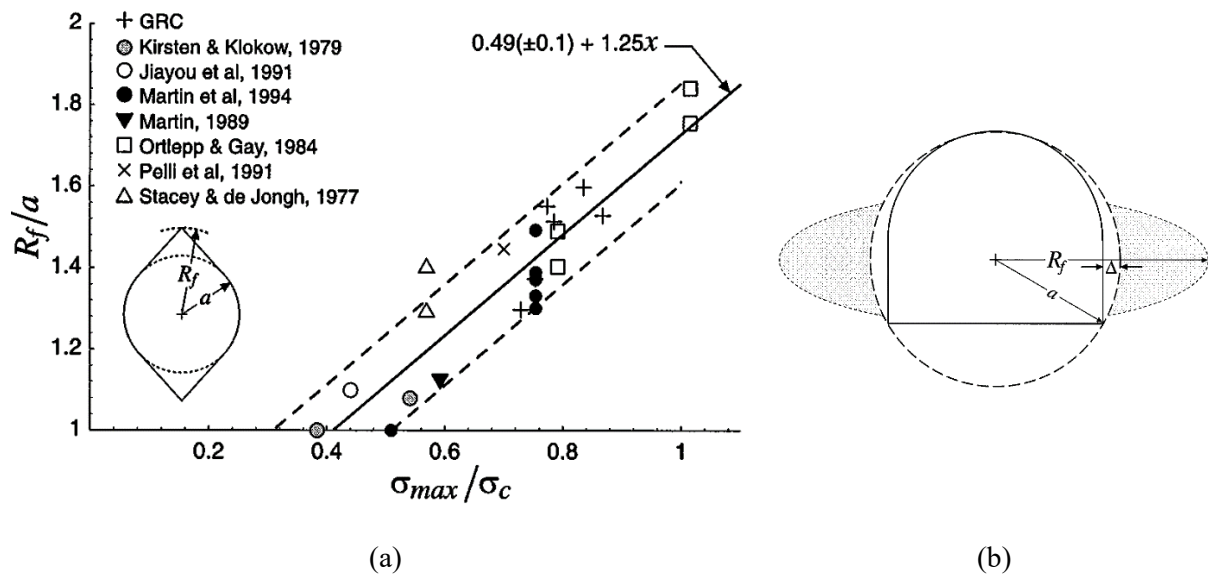


Figura 2.12 – (a) Relação empírica para determinação da profundidade de ruptura por *spalling*, (b) raio equivalente da escavação e da profundidade de ruptura para túneis não circulares (Martin et al., 1999).

Martin et al. (1999) ainda propuseram a adoção de parâmetros no critério de Hoek-Brown (Eq. 2.3) da ordem de  $m_b = 0$  e  $s=0,011$  para previsão da ruptura por *spalling* em modelos elásticos. Esses valores foram denominados de parâmetros frágeis de Hoek-Brown e na verdade fazem a simulação de uma resistência de pico apenas coesiva e despreza os efeitos do atrito.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[ m_b \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) + s \right]^{a'} \quad (2.3)$$

onde:  $m_b$ ,  $s$  e  $a'$  são parâmetros empíricos que dependem da qualidade do maciço.

A adoção dos parâmetros propostos por Martin et al. (1999) superestima a profundidade de ruptura em alguns casos (Diederichs, 2007), pois a resistência fora da concha interna é subestimada já que o modelo despreza o efeito do atrito. Ademais, este modelo só é capaz de prever a profundidade de ruptura e não a sua extensão lateral (Kaiser, 2016a). Tendo em vista a necessidade de modelos constitutivos mais robustos para previsão da ruptura por *spalling*, Hajiabdolmajid et al. (2002) desenvolveram o *Cohesion Weakening-Frictional Strengthening-CWFS*, um modelo constitutivo que possibilita a transição gradual, variando com a deformação plástica, de uma resistência coesiva para uma resistência por fricção. Com esse modelo os autores conseguiram retratar a profundidade e a extensão do *spalling* e também o efeito da tensão confinante sob o modo de ruptura, comportamento dentro e fora da concha interna.

O modelo proposto por Hajiabdolmajid et al. (2002) necessita de parâmetros difíceis de serem medidos como a deformação plástica necessária para que a coesão atinja seu valor residual e a deformação plástica necessária para que o atrito atinja seu valor de pico. Tendo em vista a necessidade do desenvolvimento de um modelo mais prático, Diederichs (2007) propôs o *Damage Initiation Spalling Limit* –DISL, um critério de ruptura baseado numa envoltória em formato de S (Figura 2.13a) e que é implementada numericamente pela adoção de uma envoltória de pico preponderantemente coesiva (*Damage Initiation*) e outra envoltória residual estritamente por atrito (*Spalling Limit*). Essas envoltórias podem ser desenvolvidas aplicando tanto critério de ruptura de Hoek-Brown como o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Figura 2.13b). A partir do uso dessas duas envoltórias, Diederichs (2007) conseguiu desenvolver um modelo que capturou os mesmos efeitos do CWFS, pois, de uma forma implícita, o DISL considera uma mobilização não simultânea da resistência coesiva e de atrito. Observando a Figura 2.13a, percebe-se que envoltória em forma de S é capaz de prever tanto a divergência entre a resistência de campo e de laboratório dentro da concha interna, como também prevê o reencontro de comportamento fora da concha interna.

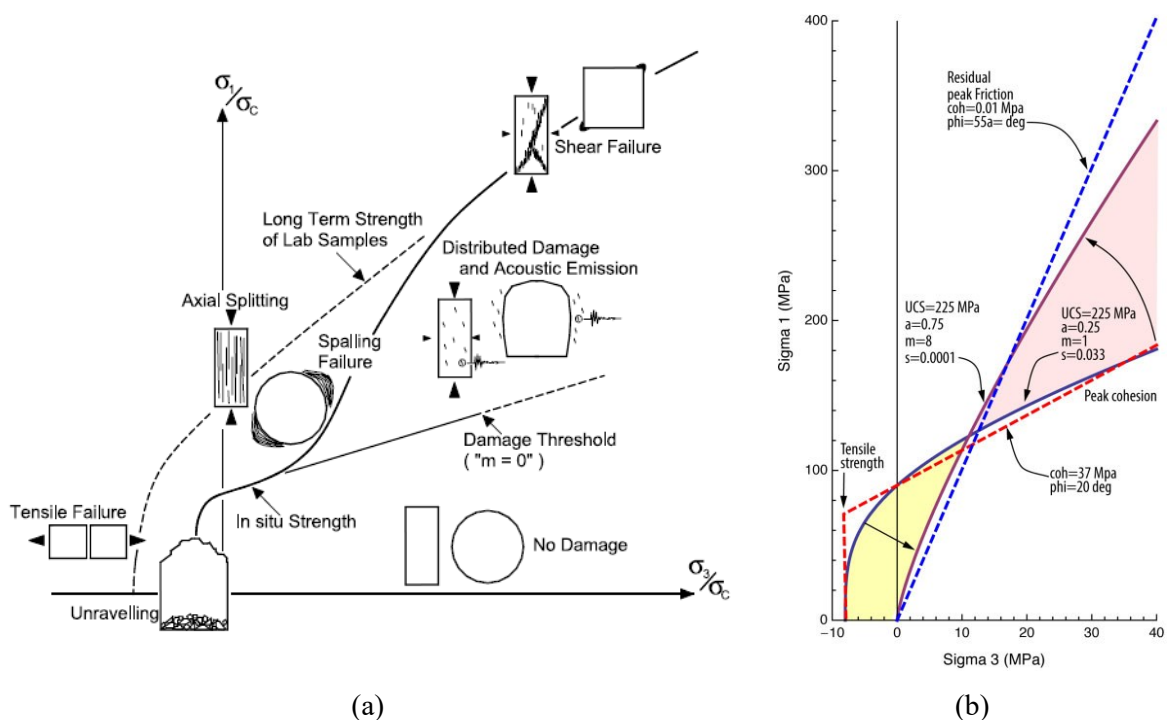


Figura 2.13 – (a) envoltória em formato de S que serve de base para o modelo DISL (Diederichs, 2003) (b) exemplo de parâmetros usados para implementar o DISL (Martin, 2014).

Após o desenvolvimento do DISL, Eldebro (2009) apresentou ainda outro modelo, chamado *Cohesion-softening Friction-hardening-CSFH*, que foi desenvolvido no programa Phase2, atual RS2. Tal modelo mostrou bons resultados, mas não apresentou grandes mudanças comparado ao DISL. Por conta disso, o modelo proposto por Diederichs (2007) ainda continua sendo o mais aplicado para previsão de ruptura por *spalling*.

Os modelos apresentados anteriormente possibilitaram grandes avanços no entendimento do processo de ruptura frágil que ocorre no campo. Eles se mostram bastantes robustos em aplicações de retroanálise de casos de ruptura em campo. Apesar disso, contam com a desvantagem de simularem o processo de ruptura uma abordagem baseada na mecânica de meio contínuo, por isso o processo de fraturamento não pode ser retratado. É por conta dessas limitações que atualmente pesquisadores vêm representando esse tipo de ruptura por meio de modelos MED (Sinha & Walton, 2019a), modelos *lattice* (Rasmussen, 2018) e também modelos híbridos que acoplam o MEF e o MED (Vazaios et al., 2019b) ou *lattice* e o MED (Rasmussen, 2020). Tais modelos também são ferramentas poderosas para representar a profundidade de ruptura por *spalling* e também conseguem representar o processo de fraturamento que ocorre durante a ruptura de forma explícita. Entretanto os modelos MED e híbridos requerem um maior custo computacional e não gozam do mesmo prestígio e acessibilidade que os modelos MEF já possuem no meio técnico. Portanto, ainda se faz necessário o desenvolvimento de novos modelos MEF que consigam suprir as deficiências dos modelos já desenvolvidos.

### **2.2.2- BULKING**

Após a ocorrência do *spalling* e dos demais mecanismos de ruptura associados (flambagem, deslocamento, cisalhamento e eventos sísmicos) a porção deteriorada do maciço continua sofrendo compressão na direção tangente à parede da escavação (Diederichs, 2007). À medida que sofre compressão, a massa de rocha deteriorada tende a aumentar de volume devido a mecanismos como: abertura de fraturas, cisalhamento entre planos e incompatibilidade geométrica entre os blocos (Bewick, 2008). Esse ganho de volume se transforma em um elevado deslocamento do maciço para dentro da escavação, tendo em vista que a parede da obra é a região com a menor tensão confinante (Kaiser, 2016a).

Os deslocamentos de convergência descritos anteriormente são chamados de *bulking*, esse mecanismo é quantificado por um parâmetro chamado fator de *bulking* ( $BF$ ), o qual é definido pela razão entre o deslocamento de convergência ( $\delta_c$ ), a profundidade de ruptura ( $Pf$ ) e o deslocamento registrado atrás da zona de ruptura ( $\delta_e$ ), Eq. 2.3. Os parâmetros para o cálculo do  $BF$  estão exemplificados na Figura 2.14 (Groccia et al., 2014; Kaiser, 2016).

$$BF = \frac{\delta_c - \delta_e}{Pf} \quad (2.3)$$

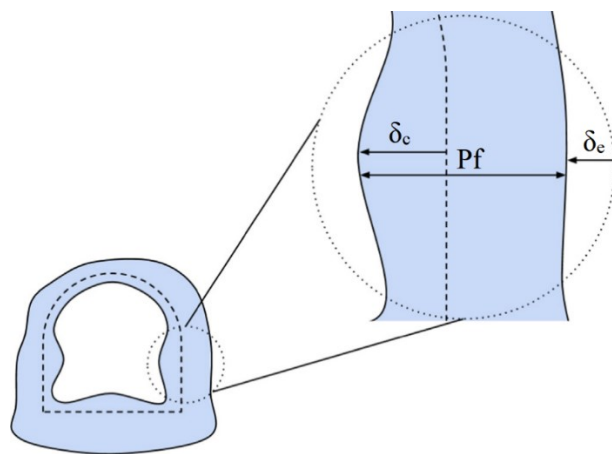


Figura 2.14 – Parâmetros para determinação do fator de *bulking*- $BF$  (Groccia et al., 2014).

Diferentes autores como Diederichs (2007) e Kaiser (2016a) atestam que o fenômeno de *bulking* não pode ser capturado por meio de modelos contínuos baseado no MEF. Isso ocorre pois nesses modelos a variação volumétrica após a ruptura é controlada pelo ângulo de dilatância, o qual correlaciona as deformações plásticas cisalhantes com a deformação volumétrica. Como visto anteriormente apenas uma das parcelas do *bulking* é causada por cisalhamento, dessa forma o ângulo de dilatância não é suficiente para capturar todo o ganho de volume promovido pelo *bulking* (Kaiser, 2016a). Pesquisas recentes como a desenvolvida por Sinha & Walton (2019a) vêm tentando representar o fenômeno de *bulking* por meio de modelos baseado no MED, entretanto tais modelos geram resultados superestimados.

Como visto na Seção 2.2.1, o sistema de suporte em escavações sujeitas a elevadas tensões de campo deve ser dimensionado de maneira que seja capaz de manter a massa deteriorada em sua posição original. Além das tensões causadas pelo peso do maciço, o sistema de suporte deve ser dimensionado com flexibilidade suficiente para suportar os deslocamentos

causados pelo *bulking*, pois o emprego de um sistema que não seja compatível com tais deslocamento pode gerar rupturas como as apresentadas na Figura 2.15. Ressalta-se ainda que, em casos mais extremos, a adoção de um sistema muito rígido pode causar uma ruptura abrupta, gerando atrasos na escavação ou até mesmo acidentes graves.

Devido à importância de se determinar um sistema de suporte capaz de suportar os deslocamentos impostos pelo *bulking*, Kaiser (2016a) sugere a aplicação de um fator de segurança baseado no deslocamento de convergência. Entretanto, para se realizar um dimensionamento a partir desse critério, deve-se prever os deslocamentos gerados pelo *bulking* antes da construção. Como os modelos contínuos tendem a subestimar o *bulking* e os modelos discretos tendem a superestimá-lo, atualmente ainda existe a necessidade da utilização de ferramentas empíricas como as apresentadas na Figura 2.16 (Kaiser, 2019).

Os gráficos apresentados na Figura 2.16 foram definidos a partir de casos de obras que sofreram o fenômeno de *bulking*. Como se pode ver, o *bulking* é muito sensível à deformação tangencial à parede da escavação e à tensão confinante ao longo da região deteriorada. Tais relações são explicadas pelo fato de o *bulking* ser gerado por um conjunto de blocos de rocha que, ao sofrerem compressão, tendem a se deslocar na direção onde a tensão confinante é nula (Kaiser, 2016a).



Figura 2.15 – Ruptura de sistema de suporte causado por *bulking*: (a) sistema de suporte composto por chumbadores e tela metálica (b) sistema de suporte composto por chumbadores, tela metálica e concreto projetado (Kaiser & Cai, 2013).

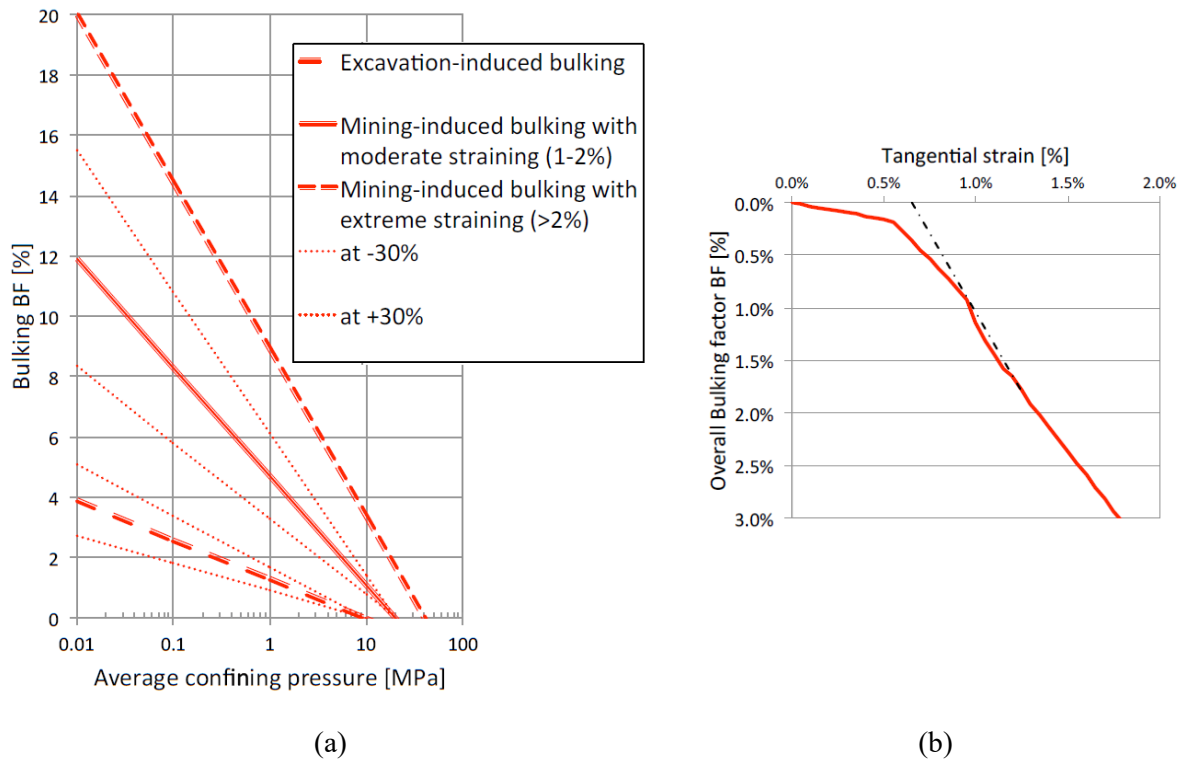


Figura 2.16 – (a) relação entre o fator de *bulking* e tensão confinante, (b) relação entre o fator de *bulking* e a deformação tangencial à parede da escavação (Kaiser, 2016a).

Segundo Kaiser (2016a), em escavações de túneis simples nos quais as deformações tangenciais à parede da escavação são baixas, deve-se esperar um *BF* da ordem de 2 a 3%. Por outro lado, em escavações com deformações tangenciais na ordem de 1 a 2% (como túneis duplos ou pilares de minas), pode ocorrer um *BF* da ordem de 6 a 10%, o que significa deslocamentos de convergência de até 100 mm para um  $P_f=1,0$  m.

Modelos empíricos são práticos e fáceis de aplicar, entretanto são restritos, pois não conseguem representar o fenômeno em circunstâncias diferentes das encontradas nos casos que sustentam sua formulação. Por isso, para se caminhar em direção a uma engenharia mais robusta, modelos capazes de representar o fenômeno de *bulking* devem ser desenvolvidos.

### 2.3 - REDE DE FRATURAS DISCRETAS

As pesquisas realizadas sobre o comportamento de escavações com elevadas tensões de campo têm sido restritas a maciços intactos. Percebendo essa lacuna, recentemente algumas pesquisas têm buscado avaliar a influência das famílias de descontinuidades no comportamento



de tais escavações (Bewick, 2008; Barton & Shen, 2016; Lei et al., 2017; Rasmussen & Farias, 2019; Vazaios et al., 2019a e Vazaios et al. 2019b).

As famílias de descontinuidades são representadas numericamente a partir de uma ferramenta conhecida como Rede de Fraturas Discretas (*Discrete Fracture Network - DFN*). A geração de uma DFN é controlada por parâmetros como: número de famílias de descontinuidades, orientação, intensidade, persistência e posição.

Vários modelos de DFN já foram implementados no programa RS2, como por exemplo:

- Modelo paralelo determinístico ou estatístico: formado por um conjunto de descontinuidades paralelas (Figura 2.17a), cujas propriedades podem ser definidas como constantes, modelo determinístico, ou variar seguindo uma distribuição estatística, modelo estatístico (Rocsciense, 2019);
- Modelo Baecher: nesse modelo as descontinuidades são assumidas com formato circular ou elipsoidal, com apresentado na Figura 2.17b (Dershowitz & Einstein, 1988);
- Modelo Veneziano: as descontinuidades são geradas a partir de um processo de Poisson, no qual a localização das juntas é feita de forma randômica e os polígonos formados pela intersecção dessas juntas são escolhidos de forma aleatória (Dershowitz & Einstein, 1988). Assim são criadas descontinuidades com diferentes formas geométricas (Figura 2.17c).

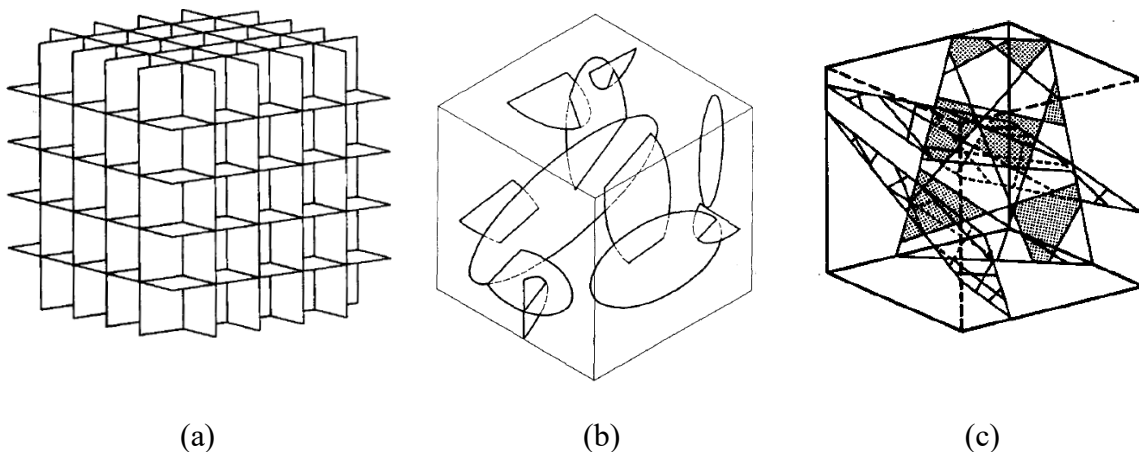


Figura 2.17 – Modelos de rede de fraturas discretas: (a) modelo paralelo, (b) modelo Baecher e (c) modelo Veneziano (Dershowitz & Einstein, 1988).

Essa ferramenta pode ser incorporada em simulações via MEF a partir de elementos de junta, como por exemplo, a junta de Goodman (Goodman et al., 1968). O maior desafio em simulações de maciço fraturado é conseguir representar no modelo numérico a distribuição real das descontinuidades. Assim o modelo DFN mais adequado é aquele que consegue representar de forma mais fidedigna as descontinuidades que se deseja simular.

## 2.4 - MODELOS DE BLOCOS COLADOS

A representação do comportamento de rochas duras em laboratório e também de escavações sujeitas a elevadas tensões de campo vem sendo feita por meio de modelos que representam a rocha ou o maciço como um aglomerado de partículas interligados em suas interfaces. Tais modelos são conhecidos como *Bonded Block models* ou *Grain-based Model* (Potyondy & Cundall, 2004) e neste trabalho serão chamados de Modelos de Blocos Colados.

Nos Modelos de Blocos Colados os grãos podem assumir diferentes formas: circulares (Potyondy & Cundall, 2004), triangulares (Gao & Stead, 2014) e polígonos Voronoi (Lan et al., 2010). Em comparação com os modelos de partículas circulares e triangulares, os blocos Voronoi (Figura 2.18a) possuem vantagem para representação da matriz rochosa em decorrência de fatores como: semelhança geométrica com os minerais constituintes da rocha, especialmente de rochas maciças, como apresentado na Figura 2.18b (Lan et al., 2010); capacidade de minimizar trajetórias preferenciais de ruptura por cisalhamento, como está representado na Figura 2.18c (Ghazvinian et al., 2014); e por simular de forma mais adequada o embricamento entre partículas (Sinha & Walton, 2020).

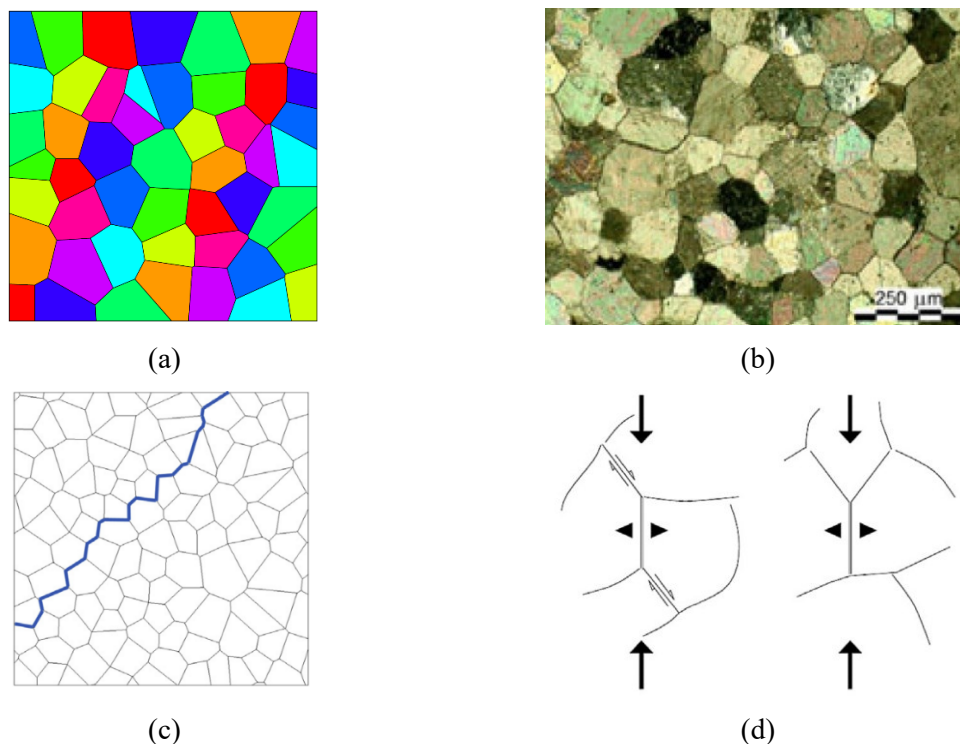


Figura 2.18 – (a) polígonos Voronoi; (b) minerais continentes de um mármore (Potyondy, 2015); (c) trajetória de ruptura em um mosaico Voronoi; (d) tração provocada pela heterogeneidade geométrica dos blocos Voronoi (Ghazvinian et al., 2014).

Lan et al. (2010) discutiram sobre a importância da heterogeneidade geométrica dos minerais no processo de ruptura, destacando-a como sendo a componente primária para promoção de um fluxo de tensões heterogêneo no interior da rocha. O uso do mosaico Voronoi promove essa heterogeneidade geométrica, induzindo o surgimento de campos de tensões de tração nas juntas e no interior das partículas (Figura 2.18d), mesmo mecanismo que ocorre dentro da rocha quando ela sofre compressão.

Por conta dos motivos pontuados anteriormente, recentemente os polígonos Voronoi vêm sendo constantemente aplicados na representação do comportamento das rochas duras, especialmente em formulações MED (Sinha & Walton, 2020), lattice (Rasmussen et al., 2018), lattice/MED (Rasmussen, 2020) e FEM/MED (Abdelaziz et al., 2018). Os blocos Voronoi também já foram empregados em códigos MEF, como elementos de malha (Saksala & Jabareen, 2019) ou em modelos similares ao proposto nessa pesquisa, nos quais os polígonos Voronoi representam elemento sólidos e suas bordas representam um conjunto de juntas. Segue abaixo uma revisão de pesquisas recentes onde as células Voronoi foram utilizadas no RS2.

- Cui (2012) buscou modelar a microestrutura da rocha, realizando simulações com o mosaico Voronoi em ensaios brasileiro e de compressão simples. Ele obteve resultados promissores, como a calibração do módulo de Young, coeficiente de Poisson e da resistência não confinada, conseguindo também representar a transição da resistência de pico para um valor residual. Entretanto a tração e o CI foram determinados a partir da visualização dos elementos plastificados, o CD não foi reproduzido e o comportamento do material em confinamento não foi simulado.
- Kaiser (2016b) usou os blocos Voronoi para analisar os efeitos da heterogeneidade do maciço rochoso sobre as tensões de campo produzidas em diferentes cenários: sedimentação, carregamento glacial, deformações tectônicas e termais. Nesse trabalho ele mostrou que o modelo com blocos Voronoi foi capaz de representar a tendência de variação das tensões *in situ* de um caso real, conseqüentemente foi possível capturar o papel da heterogeneidade do maciço na estabilidade de escavações em diferentes profundidades.
- Spreafico et al. (2017) aplicaram os grãos Voronoi para retroanalisar o deslizamento de um talude. Eles concluíram que o uso do mosaico Voronoi possibilita simular o processo de fraturamento de maciços com descontinuidades, no qual os polígonos Voronoi possibilitam a representação da ruptura da rocha intacta entre as descontinuidades.
- Day et al. (2019) propuseram uma nova metodologia que modifica o GSI (*Geological Strength Index*) incorporando o efeito de estruturas como veios, por exemplo, no comportamento do maciço rochoso. Com o objetivo de validar essa nova metodologia eles realizaram simulações no RS2 e fizeram o uso dos polígonos Voronoi para representar a estrutura da rocha.

- Li & Bahrani (2020), paralelamente a essa pesquisa, publicaram um trabalho usando o mosaico Voronoi no RS2 para simular ensaios de compressão simples e triaxial em um mármore. Eles calibraram a resistência de pico, o módulo de Young e o comportamento pós-pico. Entretanto, nenhum esforço foi feito para representar o CI, CD, coeficiente de Poisson e a resistência à tração.

Tais trabalhos mostram quão promissor é o uso das células Voronoi no MEF, mas nenhum deles mostrou que as diferentes etapas envolvidas no processo de fraturamento de rochas duras em laboratório (CI, CD e UCS), bem como o processo de *spalling* e *bulking* podem ser representados com essa ferramenta, assim como vem sendo feito em modelos discretos (Lan et al., 2010; Rasmussen et al. 2018; Rasmussen & Farias, 2019; Sinha & Walton, 2019a; Sinha & Walton, 2020). Assim, destaca-se que de maneira inédita, esses resultados foram obtidos com sucesso por meio do *Cotinum Voronoi Block Model* proposto nesta pesquisa.

### 3 - CONTINUUM VORONOI BLOCK MODEL

O *Continuum Voronoi Block Model* foi desenvolvido usando o programa de análise bidimensional RS2 (Rocsciense, 2019) Ele usa o mosaico Voronoi e uma formulação de elementos finitos com esquema de solucionamento implícito para simular o comportamento de rochas duras. Essa nova abordagem numérica foi desenvolvida a partir da ideia de que a inserção da heterogeneidade geométrica, por meio dos blocos Voronoi, induzirá a formação de campos de tensões de tração, já que, segundo Lan et al. (2010), a heterogeneidade geométrica é a componente primária para formação desse mecanismo. Assim, o comportamento das rochas duras emerge no modelo numérico sem que haja necessidade de adoção de um modelo constitutivo complexo.

A construção do modelo é feita dividindo o meio contínuo em um conjunto de blocos Voronoi interconectados por elementos de junta de Goodman (Goodman et al., 1968). Internamente, os blocos são discretizados por uma malha de elementos finitos. Na Figura 3.1 é apresentado o processo de discretização utilizado no CVBM, a interligação dos blocos Voronoi e a malha dentro de cada bloco.

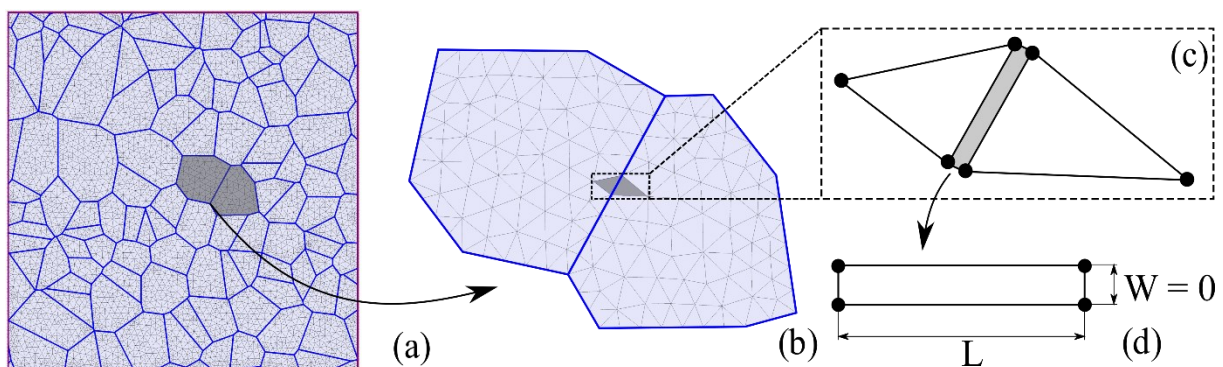


Figura 3.1 – (a) Processo de discretização usado no CVBM, (b) blocos Voronoi, (c) malha de elementos finitos e (d) elementos de junta de Goodman na interface entre dois blocos.

O modelo CVBM, apesar de ser baseado no MEF, não se enquadra como um modelo contínuo. Essa conclusão é estabelecida a partir do princípio do modelo em discretizar o meio em partículas, blocos Voronoi, as quais podem representar os minerais, em escala de laboratório, ou blocos de rocha, em escala de campo. A partir dessa discretização o tratamento contínuo é aplicado apenas para as partículas, *Continuum Voronoi*, mas o meio como um todo

é tratado como um conjunto de blocos, *Block Model*. Dessa forma, o CVBM é classificado como um modelo discreto.

### 3.1 - MOSAICO VORONOI

A geração do mosaico Voronoi se inicia a partir de uma distribuição de pontos, denominados sementes ou geradores. Entre os geradores, são criadas retas que separam a região de domínio de cada gerador em relação aos seus vizinhos. Por meio da intersecção dessas retas, os polígonos Voronoi são formados. Em outras palavras, isso significa que qualquer ponto dentro da área de um bloco Voronoi estará mais próximo da sua semente mãe que de qualquer outra semente (Ghazvinian et al., 2014).

O programa RS2 possui um gerador próprio de mosaico Voronoi, no qual as sementes são distribuídas no espaço seguindo um processo de Poisson. Esse processo obedece a uma distribuição uniforme ao longo dos eixos coordenados, porém a localização de cada semente é definida independente das outras (Rocsciense, 2019). O tamanho dos polígonos Voronoi é definido a partir do comprimento médio das juntas ou pela densidade de sementes. A regularidade geométrica também é controlada e pode variar entre hexágonos regulares e polígonos irregulares (Figura 3.2).

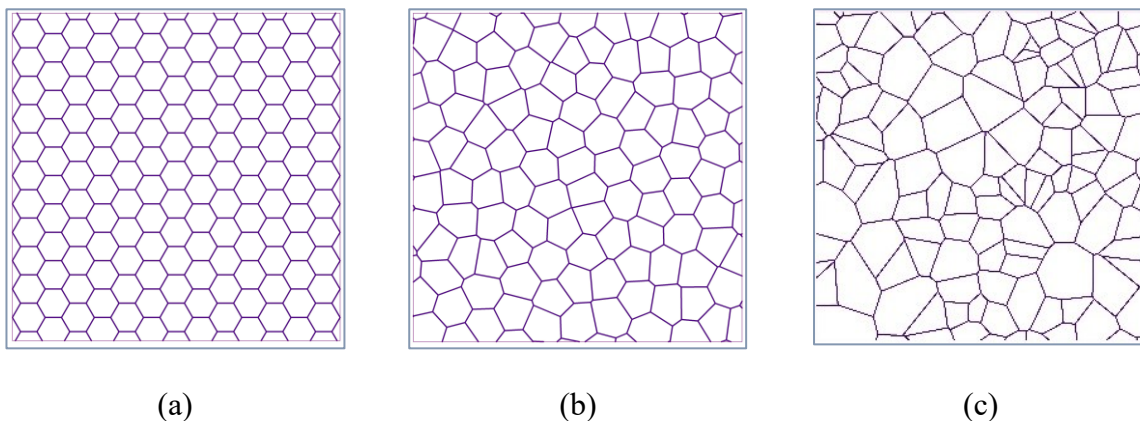


Figura 3.2 – Regularidade geométrica do mosaico Voronoi: (a) hexágonos regulares, (b) regularidade média e (c) polígonos irregulares.

Como o interior dos blocos Voronoi é discretizado por uma malha de elementos finitos, é possível gerar modelos com blocos elásticos, elastoplásticos ou rígidos, a depender do modelo constitutivo adotado.

### 3.2 - ELEMENTO DE JUNTA DE GOODMAN

Goodman et al. (1968) criaram um elemento que pode representar as descontinuidades das rochas em análises MEF. Esse elemento é conhecido como elemento de junta de Goodman e consiste em um elemento “retangular” com quatro nós que possui um comprimento finito ( $L$ ) e uma espessura nula, como apresentado na Figura 3.1d.

O elemento de junta de Goodman possui uma matriz de rigidez composta por duas componentes: rigidez normal ( $K_n$ ) e rigidez cisalhante ( $K_s$ ). Por um lado, a rigidez normal promove a correlação entre os incrementos de deslocamentos normais ( $\Delta u_n$ ) e os incrementos de forças normais ( $\Delta F_n$ ), Eq 3.1. Por outro lado, a rigidez cisalhante permite calcular os incrementos de forças cisalhantes ( $\Delta F_s$ ) causados pelos incrementos de deslocamentos cisalhantes ( $\Delta u_s$ ), Eq 3.2.

$$\frac{\Delta F_n}{L \times 1} = K_n \Delta u_n \quad (3.1)$$

$$\frac{\Delta F_s}{L \times 1} = K_s \Delta u_s \quad (3.2)$$

A plastificação dos elementos de junta do mosaico Voronoi, definida a partir de um critério de ruptura, objetiva representar o processo de fraturamento intergranular, permitindo a separação entre os blocos Voronoi. Na verdade, devido à malha contínua, a separação completa dos blocos não ocorre e os grãos sempre estarão conectados por elementos de junta.

### 3.3 - MÉTODO NUMÉRICO

Como discutido anteriormente o CVBM foi construído usando o RS2 e, portanto, é baseado no método dos elementos finitos com esquema de cálculo implícito. Na Figura 3.3 é apresentado de forma sucinta o fluxograma dos passos básicos envolvidos na implementação do MEF. Digno de nota é que as discussões apresentas nessa seção foram baseadas no trabalho

de Beer & Watson (1992) e no manual do RS2 (Rocsciense,2019), para mais detalhes acerca do assunto o leitor é direcionado a tais referências.

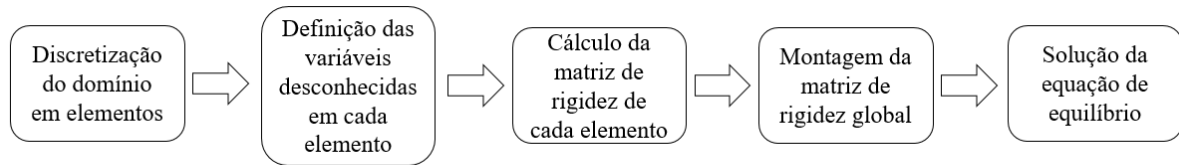


Figura 3.3 – Fluxograma do método dos elementos finitos implementado no RS2 (modificado de Walton, 2014).

O termo implícito usado para descrever a formulação do modelo vem do processo de construção da matriz de rigidez de cada elemento finito e posteriormente a montagem da matriz de rigidez global, a qual relaciona forças e deslocamentos na equação de equilíbrio (Eq. 3.3).

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta F\}_{ext} \quad (3.3)$$

onde  $[K]$  é a matriz de rigidez global,  $\{\Delta u\}$  é o vetor de incrementos de deslocamentos nodais e  $\{\Delta F\}_{ext}$  é o vetor de incrementos de forças nodais externas.

A matriz de rigidez global é formada pela junção da matriz de rigidez de cada elemento do modelo. No caso dos elementos de junta a matriz de rigidez é formada diretamente pela rigidez normal e pela rigidez cisalhante inseridas como dados de entrada (Eq. 3.4), conforme discutido na Seção 3.2.

$$[K^j] = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

onde  $[K^j]$  é a matriz de rigidez do elemento de junta.

No caso dos elementos finitos inseridos no interior dos blocos Voronoi, para formação da matriz de rigidez é necessário primeiro definir a relação entre o vetor de incrementos de deformações com o vetor de incrementos de deslocamentos, que é dado pela matriz  $[B]$  na Eq. 3.5.



$$\{\Delta\varepsilon\} = [B]\{\Delta u\} \quad (3.5)$$

onde  $\{\Delta\varepsilon\}$  é o vetor de incrementos de deformações.

Nesse processo outra relação importante a ser definida é aquela que ocorre entre o vetor de incremento de tensões internas  $\{\Delta\sigma\}$  com o vetor de incremento de deformações  $\{\Delta\varepsilon\}$ . Essa relação é feita pela matriz constitutiva, como apresentado na Eq. 3.6.

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (3.6)$$

onde  $\{\Delta\sigma\}$  é o vetor de incrementos de tensões e  $[D]$  é a matriz constitutiva.

Por fim, deve-se converter as tensões internas em forças nodais internas, isso é feito pela Eq. 3.7, na qual aplica-se a matriz  $[B]^T$ . A integração apresentada na Eq. 3.6 é feita no volume do elemento ( $V$ ), entretanto como o Rs2 é um programa bidimensional a integração é feita na área do elemento ( $A$ ). Assim a Eq. 3.7 é transformada na Eq. 3.8.

$$\int_V [B]^T \{\Delta\sigma\} dV = \{\Delta F\}_{int} \quad (3.7)$$

$$\int_A [B]^T \{\Delta\sigma\} dA = \{\Delta F\}_{int} \quad (3.8)$$

onde  $\{\Delta F\}_{int}$  é o vetor de incrementos de forças nodais internas.

Com as relações anteriormente estabelecidas, a matriz de rigidez dos elementos finitos dentro dos blocos Voronoi é definida pela Eq. 3.9. Nessa equação a matriz  $[B]$  e  $[B]^T$  dependem do tipo de elemento adotado, já a matriz  $[D]$  depende do modelo constitutivo e das condições de análise empregadas.

$$\int_A [B]^T [D] [B] dA = [K^e] \quad (3.9)$$

onde  $[K^e]$  é a matriz de rigidez do elemento finito.

Definidas a matriz de rigidez de cada elemento da malha, é feita a montagem da matriz de rigidez global e assim pode-se resolver a Eq. 3.3, a qual é solucionada a partir das forças e deslocamentos conhecidos (condições de contorno). O sistema de equações formado é resolvido empregando-se métodos, como por exemplo, a eliminação de Gauss, o qual foi adotado no RS2.

Para problemas não lineares a solução da Eq 3.3 se torna interativa e as solicitações externas devem ser aplicadas incrementalmente em um número finito de incrementos ( $n$ ). Nessas situações o RS2 faz uso do método da rigidez inicial para solucionar a equação de equilíbrio. O método da rigidez inicial é exemplificado na Figura 3.4, nele uma matriz de rigidez global inicial ( $[K_0]$ ) é montada e essa matriz é mantida constante em todas as interações. Após a montagem da matriz de rigidez, calcula-se os acréscimos de deslocamentos e a solução é atualizada seguindo as equações abaixo:

$$[K_0]\{\Delta u^i\} = \{F_n\}_{ext} - \{F_n^{i-1}\}_{int} \quad (3.10)$$

$$\{\Delta u^i\} = [K_0]^{-1}(\{F_n\}_{ext} - \{F_n^{i-1}\}_{int}) \quad (3.11)$$

$$\{u_n\} = \{u_{n-1}\} + \sum_1^i \{\Delta u^i\} \quad (3.12)$$

onde  $i$  é o número de interações.

A partir dos deslocamentos atuais calcula-se as forças internas correspondentes em cada interação ( $\{F_n^i\}_{int}$ ), ver Figura 3.4, as quais são comparadas com as forças externas e verifica-se o erro entre elas pela Eq. 3.13.

$$\{R_n^i\} = \{F_n\}_{ext} - \{F_n^i\}_{int} \quad (3.13)$$

onde  $\{R_n^i\}$  é o vetor de erros entre as forças internas e externas em cada  $i$ -ésima interação.

O procedimento é repetido até que o erro entre forças internas e forças externas atinge um valor desprezível, especificado pelo operador do programa. Considera-se, portanto, que o equilíbrio foi atingido

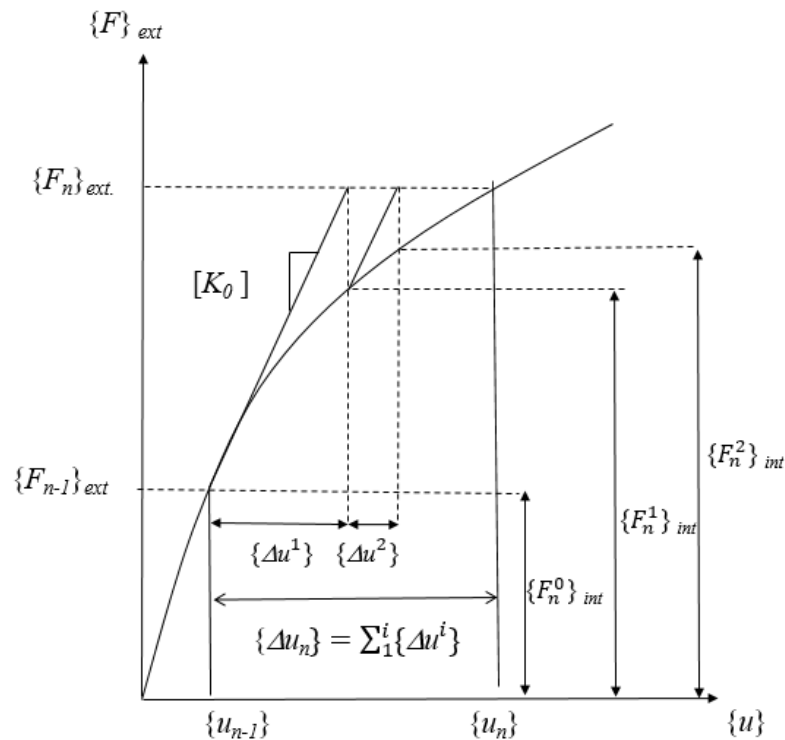


Figura 3.4 – Etapas envolvidas no método da rigidez inicial para solução de problemas não lineares

### 3.4 - HIPÓTESES DO MODELO

Como abordado na Seção 3.1, os blocos Voronoi podem ser tratados como elementos elásticos ou elastoplásticos. No CVBM, os grãos serão elastoplásticos. Essa hipótese implica no aumento da complexidade do modelo, pois há uma elevação no número de parâmetros de entrada. Entretanto, partículas elastoplásticas permitirão simular o processo de fraturamento intragranular (no interior dos grãos) e transgranular (atravessando vários grãos), dessa forma reduzindo os caminhos preferenciais de ruptura nas bordas dos blocos (Sinha & Walton, 2020).

O RS2 permite que diferentes critérios de ruptura sejam adotados para os grãos Voronoi e para as juntas. Em ambos os elementos foi adotado o critério de Mohr-Coulomb combinado com o critério de Rankine, assim como foi feito por Wang & Cai (2019) e Sinha & Walton (2020). A vantagem em adotar tais critérios é que eles possuem parâmetros com um significado físico simples, contribuindo para a interpretação fenomenológica dos resultados do modelo.

A configuração padrão do RS2 permite que a resistência à tração e a resistências ao cisalhamento atinjam seus valores residuais quando a ruptura ocorrer no regime de tração. Esta

configuração foi mantida. Entretanto, de acordo com a equipe de suporte técnico do programa, esta opção só é válida para os blocos Voronoi.

No código do RS2, as juntas podem romper de duas formas: sob tração ou cisalhamento. Juntas que rompem por cisalhamento serão apresentadas como plastificadas em todos os estágios subsequentes da análise. Juntas que rompem por tração também serão apresentadas como plastificadas; entretanto, se tais juntas foram submetidas à compressão posteriormente, o código do RS2 irá reinterpretá-las como elementos não plastificados. Em alguns casos, esse critério de apresentação interfere na interpretação dos resultados. Nessas situações o critério de Rankine foi abandonado e a resistência à tração das juntas foi definida a partir da intersecção da envoltória de Mohr-Coulomb com o eixo da tensão normal. Assim, as juntas que sofrerem ruptura serão apresentadas como plastificadas nos estágios posteriores da análise, independentemente do modo de falha e se a junta sofrerá ou não compressão posteriormente.

Na configuração da regularidade geométrica do mosaico Voronoi, a opção polígonos irregulares (Figura 3.2c) foi escolhida. Esta opção promoverá uma heterogeneidade geométrica maior para o modelo. Destaca-se que durante o processo de calibração dos estudos abordados nessa pesquisa o mosaico Voronoi foi mantido constante, sem alteração da posição inicial dos geradores, devido ao elevado custo computacional que uma calibração com alteração do mosaico demandaria.

As extremidades das juntas do mosaico podem ser definidas como abertas ou fechadas. O termo “fechada” significa que na extremidade do elemento de junta será inserido apenas um nó. Já o termo “aberta” significa que a extremidade da junta possuirá dois nós. Quando extremidades fechadas são adotadas, os blocos Voronoi são conectados nos seus vértices. Isso dificulta a separação e o cisalhamento entre os blocos (Figura 3.5a). Diferentemente, quando extremidades abertas são aplicadas, os blocos podem se mover em relação aos demais com maior liberdade, como pode ser observado na Figura 3.5b.

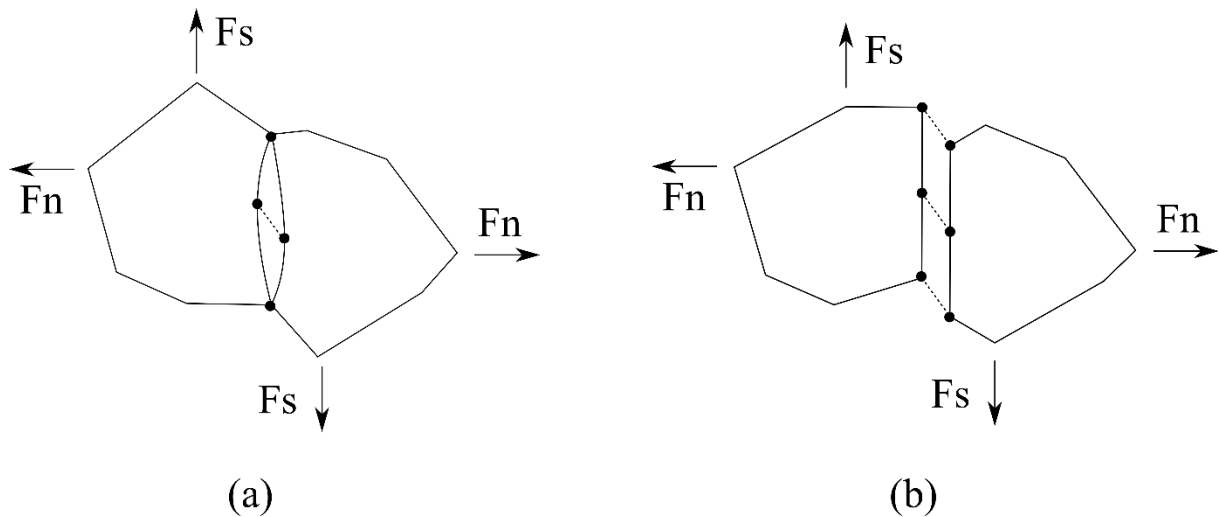


Figura 3.5 – Interação entre blocos Voronoi quando são adotadas juntas com (a) extremidades fechadas e (b) extremidades abertas.

A princípio, para que um maior grau de liberdade seja incorporado nos blocos do modelo, serão aplicadas no CVBM juntas com extremidades abertas. Entretanto, para geração de malhas densas encontrou-se limitações computacionais com essa opção, haja vista o maior número de nós que as extremidades abertas produzem no modelo. Assim, em situações em que a geração de malha se torne inviável com a opção de extremidades abertas, será adotado a opção de extremidades fechadas.

### 3.5 - PARÂMETROS DO MODELO

Tendo em vista as hipóteses, modelos constitutivos e critérios de ruptura adotados (discutidos na Seção 3.4), o CVBM requer os parâmetros microscópicos apresentados na Tabela 3.1.

Como forma de simplificação do processo de calibração, a coesão e a resistência à tração residuais foram adotadas como nulas tanto para os blocos Voronoi como para as juntas. Esta simplificação foi feita baseada na hipótese de que após a ruptura, a resistência seria apenas friccional, como foi considerado por Ghazvinian et al. (2014).

Outra simplificação adotada foi a aplicação do ângulo de dilatância igual ao ângulo de atrito residual dos blocos Voronoi. Isso foi feito para permitir uma melhor representação do

fenômeno de *bulking* (Kaiser, 2016b). Com essas simplificações, o número de parâmetros microscópicos foi reduzido de dezessete para onze.

Tabela 3.1 – Parâmetros do CVBM.

Tipo	Blocos Voronoi	Juntas
Parâmetros elásticos	Módulo de Young ( $E_v$ )	Rigidez normal ( $K_n$ )
	Coefficiente de Poisson ( $\nu_v$ )	Razão entre a rigidez normal e a rigidez cisalhante ( $K_n/K_s$ )
Resistência de pico	Coesão de pico ( $C_{pv}$ )	Coesão de pico ( $C_{pj}$ )
	Ângulo de atrito de pico ( $\phi_{pv}$ )	Ângulo de atrito de pico ( $\phi_{pj}$ )
	Resistência à tração de pico ( $T_{pv}$ )	Resistência à tração de pico ( $T_{pj}$ )
Resistência residual	Coesão residual ( $C_{rv}$ )	Coesão residual ( $C_{rj}$ )
	Ângulo de atrito residual ( $\phi_{rv}$ )	Ângulo de atrito residual ( $\phi_{rj}$ )
	Resistência à tração residual ( $T_{rv}$ )	Resistência à tração residual ( $T_{rj}$ )
	Ângulo de dilatação ( $\Psi$ )	-

### 3.6 - CONFIRMAÇÃO FENOMENOLÓGICA

Conforme discutido por Oreskes et al. (1994), o emprego dos termos “verificação” e “validação” para expressar se um modelo numérico é capaz de representar aspectos que ocorrem no mundo real, é impróprio. O uso de tais termos remete à falsa ideia de que o verdadeiro fenômeno foi inteiramente demonstrado por meio do modelo, o que só poderia ocorrer em um sistema fechado. Diferentemente do que ocorre com os complexos fenômenos naturais que possuem um amplo conjunto de variáveis ainda não completamente conhecidas e, portanto, não incorporadas nos modelos numéricos. Oreskes et al. (1994) afirmam ainda que para se referir a resultados específicos obtidos por meio de modelos computacionais, o termo mais adequado seria “confirmação”, assim, esse será o termo empregado ao decorrer dessa pesquisa.

Diante do que foi discutido anteriormente, no estágio inicial da pesquisa buscou-se confirmar se o modelo CVBM seria capaz de representar os comportamentos descritos no Capítulo 2. Por conta disso, as simulações realizadas nessa etapa foram denominadas de testes fenomenológicos. Os testes supracitados tratam da simulação de um ensaio de compressão simples e da ruptura de um pilar hipotético, como apresentado na Figura 3.6.

O modelo do ensaio de compressão simples foi realizado em um corpo de prova de 55 mm de comprimento e 120 mm de altura. A simulação foi realizada com deformação controlada. Foram aplicados deslocamentos verticais no contorno superior e restrições de deslocamento vertical no contorno inferior. Aplicou-se um mosaico Voronoi com comprimento médio de juntas igual a 2 mm e uma malha de elementos finitos composta por elementos triangulares de três nós.

Para o teste do pilar, buscou-se representar uma estrutura similar à apresentada por Sinha & Walton (2019a). Assim, simulou-se um pilar com 8 m de comprimento e 4 m de altura. Para o teto e o piso da escavação, utilizou-se um material com modelo elástico linear, empregou-se restrições de deslocamento vertical no contorno inferior, restrições de deslocamento horizontal nas laterais e foram aplicados deslocamentos verticais no contorno superior para representar o incremento de deformações tangenciais à parede da escavação. Para esse modelo foi utilizado um mosaico Voronoi com comprimento médio de juntas de 10 cm e uma malha de elementos finitos composta por elementos triangulares de três nós.

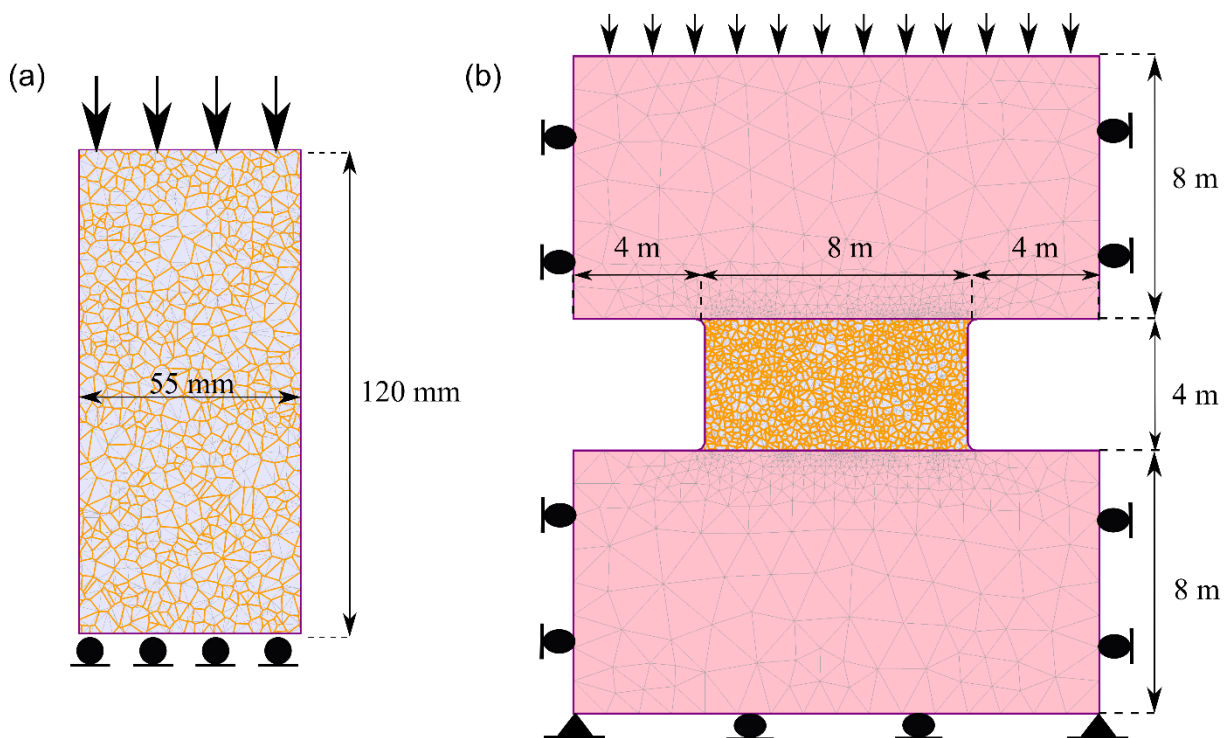


Figura 3.6 – Modelos numéricos para testes fenomenológicos: (a) ensaio de compressão simples (b) pilar hipotético.

Em ambos os modelos foram empregados os parâmetros apresentados na Tabela 3.2. Para o material elástico do teto e do piso do pilar aplicou-se um módulo de Young de 75 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,25. Ressalta-se que tais testes foram conduzidos buscando uma investigação fenomenológica, e dessa forma tais parâmetros foram definidos sem a tentativa de representar um caso real específico.

Tabela 3.2 – Parâmetros do CVBM para verificação fenomenológica

Tipo	Blocos Voronoi		Juntas	
Elástico	$E_v$ (GPa)	75	$K_n$ (GPa/m)	45.000
	$\nu_v$	0,25	$K_n/K_s$	1,6
Pico	$C_{pv}$ (MPa)	100	$C_{pj}$ (MPa)	60
	$\phi_{pv}$ (°)	55	$\phi_{pj}$ (°)	45
	$T_{pv}$ (MPa)	38	$T_{pj}$ (MPa)	15
Residual	$C_{rv}$ (MPa)	0	$C_{rj}$ (MPa)	0
	$\phi_{rv}$ (°)	30	$\phi_{rj}$ (°)	20
	$T_{rv}$ (MPa)	0	$T_{rj}$ (MPa)	0
	$\Psi$ (°)	30	-	-

Na Figura 3.7a são apresentadas as tensões confinantes negativas desenvolvidas no corpo de prova durante os estágios iniciais de compressão, na qual nenhum elemento havia rompido. Verifica-se que a heterogeneidade geométrica do mosaico Voronoi provoca o surgimento de tensões de tração como sugerido por Lan et al. (2010). Tal comportamento não ocorre em modelos contínuos. O resultado desses campos de tração é o surgimento das *wing cracks* paralelas à direção de compressão, como pode ser observado na Figura 3.7b. Essas fissuras vão se propagando até que a amostra sofre a ruptura, estágio no qual é possível observar o mecanismo de *axial splitting* capturado pelo CVBM (Figura 3.7c). Por fim, na Figura 3.7d são apresentados os contornos deformados da amostra (aplicando um fator multiplicador de 10), no qual também se consegue ver a formação das *wing cracks* e do *axial splitting*.

O resultado da simulação do pilar hipotético após a imposição de uma deformação vertical de 2% é apresentado na Figura 3.8. Observa-se que o CVBM conseguiu capturar o mecanismo de ruptura, representação da zona deteriorada em formado de V, resultado esperado para esse tipo de estrutura como apresentado por Diederichs (2003).



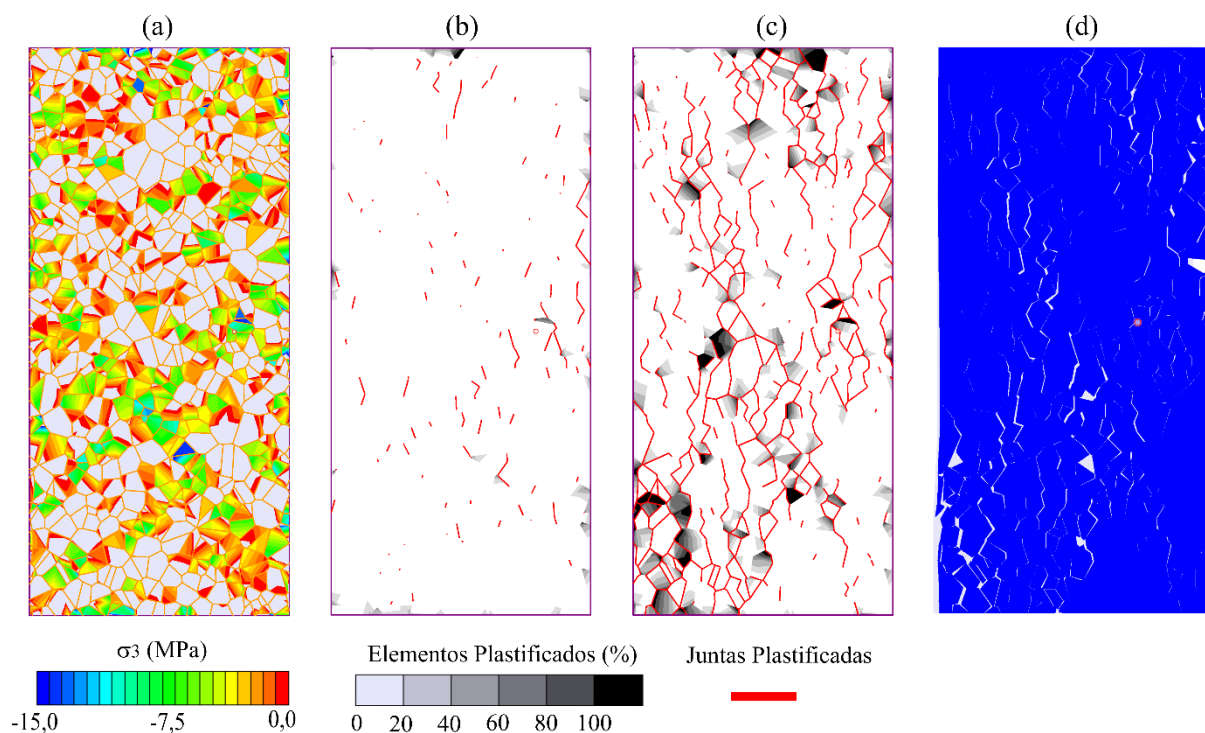


Figura 3.7 – Resultados do ensaio de compressão simples: (a) tração desenvolvida na amostra, (b) formação das *wing cracks*, (c) mecanismo de *axial splitting* na ruptura e (d) amostra deformada (com fator multiplicador igual a 10).

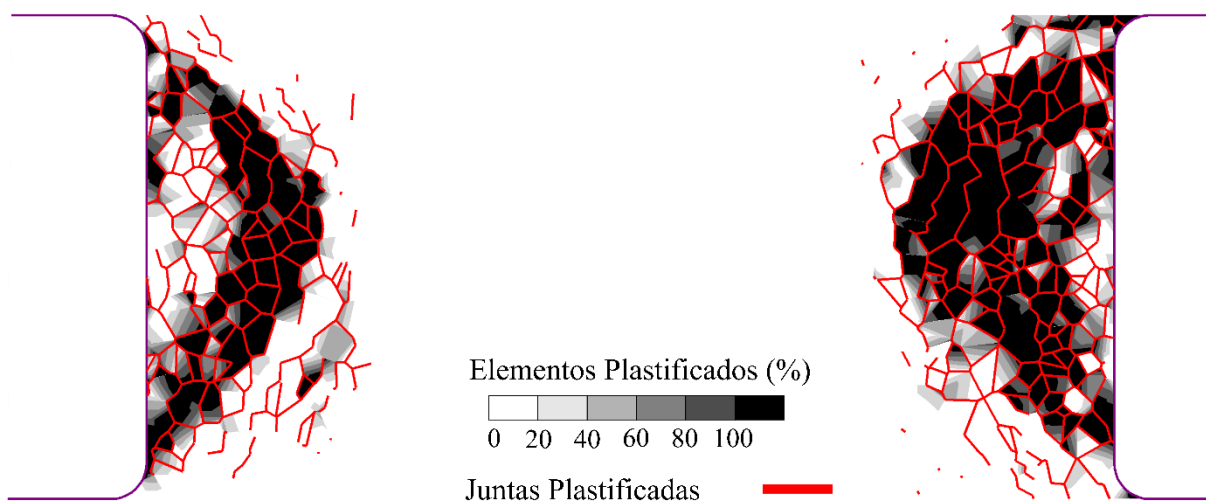


Figura 3.8 – Ruptura do pilar hipotético após a imposição de 2% de deformação nas paredes da escavação.

Na Figura 3.9a são apresentados os deslocamentos horizontais registrados no pilar após a imposição da deformação vertical de 2%. Verifica-se que os blocos Voronoi conseguem

incorporar no modelo o desajuste geométrico que é uma das principais causas do fenômeno de *bulking*, segundo Kaiser (2016a), e por conta desse desajuste chegou-se a registrar deslocamentos da ordem de 60 mm.

Para avaliar se o modelo seria capaz de capturar a relação do *bulking* com a tensão confinante e com a deformação tangencial na parede do pilar, outras simulações foram feitas aplicando diferentes níveis de tensão confinante na face do pilar e deformações verticais de 1% e 2%. Os resultados dessas simulações foram comparados com os gráficos empíricos publicados por Kaiser (2016a) e estão apresentados na Figura 3.9b. Percebe-se que o CVBM consegue capturar o fator de *bulking*, bem como os efeitos da aplicação de tensão confinante e do aumento das deformações tangenciais. Tais resultados são promissores pois, segundo Diederichs (2007) e Sinha & Walton (2019a), esses efeitos em conjunto não são capturados por modelos MEF convencionais.

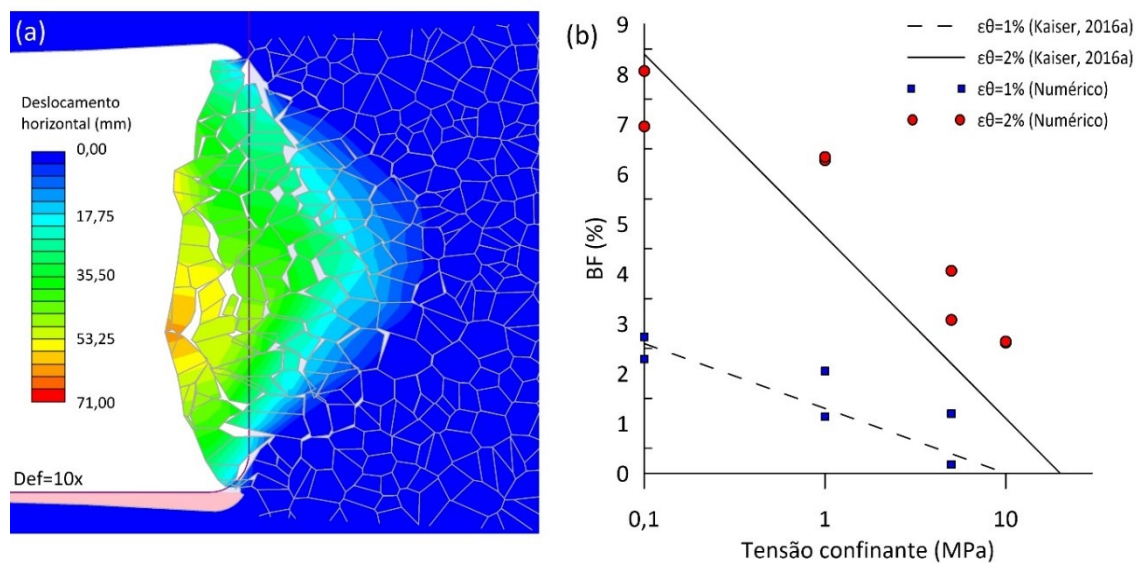


Figura 3.9 – (a) deslocamento horizontais registrado na simulação do pilar hipotético e (b) representação dos dados empíricos de *bulking* (Kaiser, 2016a) com o uso do CVBM.

Os resultados apresentados nessa seção permitem concluir que o CVBM é capaz de representar fenomenologicamente diferentes aspectos do processo de ruptura em escala de campo e de laboratório. Nos próximos capítulos, estudos de caso em escala de laboratório e de campo serão analisados com o CVBM para confirmação desse modelo na representação de alguns aspectos registrados em casos reais.

## **4 - ESTUDOS DE CASO EM ESCALA LABORATORIAL**

O CVBM tem como um dos objetivos simular as não linearidades presentes no processo de fraturamento de rochas duras. Com esse propósito, buscou-se representar numericamente resultados reais dos seguintes ensaios de laboratório: ensaio brasileiro, compressão simples e compressão triaxial.

Duas rochas foram escolhidas para confirmação do modelo em simulações na escala laboratorial: o granito de Creighton e o granito Lac du Bonnet rosa. A partir do primeiro estudo de caso, uma análise de sensibilidade foi realizada e dela derivou-se uma metodologia de calibração do CVBM, a qual foi testada no segundo estudo de caso.

### **4.1 - PRIMEIRO ESTUDO DE CASO: GRANITO DE CREIGHTON**

Para avaliar a capacidade do CVBM de representar o comportamento de rochas duras, foi escolhido inicialmente um granito localizado na mina Creighton, em Sudbury, Canadá. A mina Creighton é umas das mais profundas do mundo e o material estudado foi coletado a uma profundidade de 2,4 km. O granito de Creighton foi submetido a uma série de ensaios de compressão simples, ensaios triaxiais e ensaios brasileiros. Os resultados foram publicados inicialmente por Walton (2014) e usados posteriormente em estudos recentes (Sinha & Walton, 2019a; Sinha & Walton, 2019b e Sinha & Walton, 2020).

#### **4.1.1- CONFIGURAÇÃO DO MODELO**

Modelos numéricos foram desenvolvidos para os mesmos ensaios aos quais o granito de Creighton foi submetido em laboratório. A amostra usada nessas simulações possui 55 mm de diâmetro e 120 mm de comprimento, como apresentado na Figura 4.1. Todas as simulações foram conduzidas com deformação controlada para facilitar a convergência da formulação implícita após ruptura.

Na definição do tamanho dos blocos Voronoi, um comprimento médio de juntas igual a 2 mm foi aplicado (Sinha & Walton, 2020). A discretização com a malha MEF dentro dos blocos foi realizada utilizando elementos triangulares de seis nós. A densidade da malha foi

estabelecida considerando a compatibilização entre o custo computacional e a qualidade da malha dentro dos blocos (Figura 4.1b).

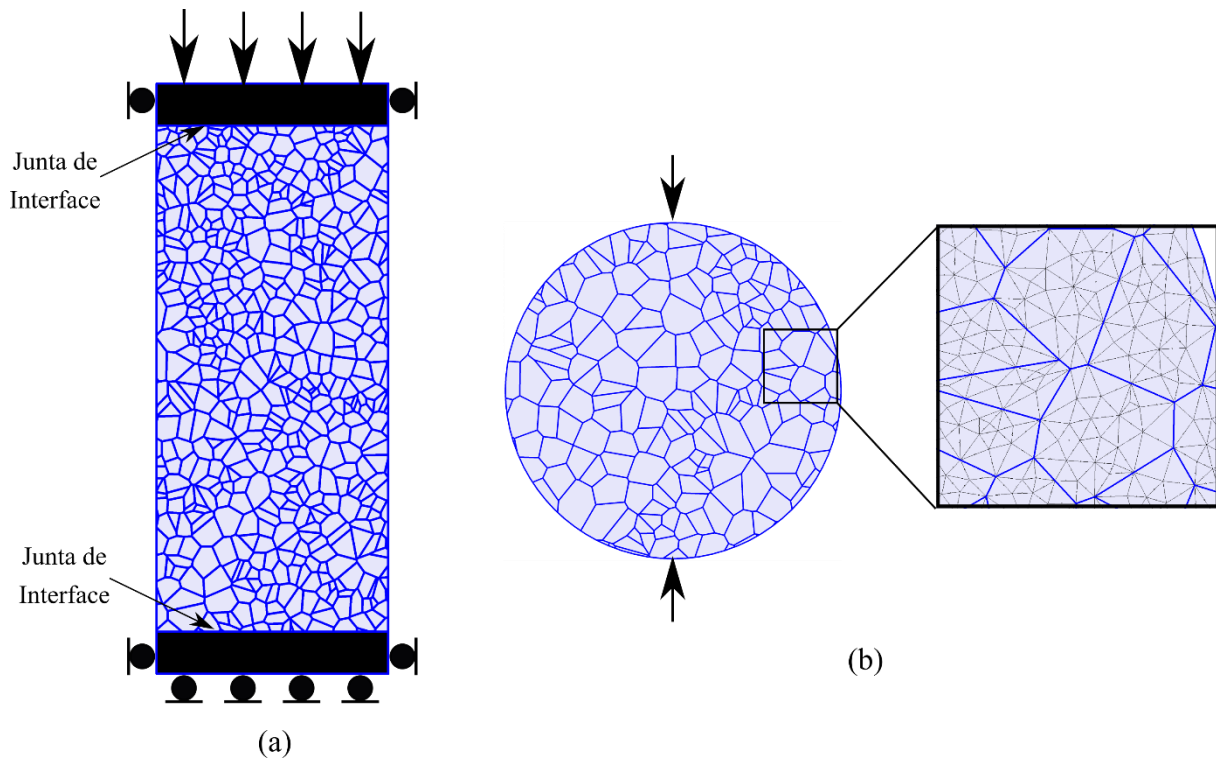


Figura 4.1 –Configuração do modelo para os ensaios: (a) compressão simples e triaxial, e (b) ensaio brasileiro.

#### 4.1.1.1 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

No ensaio de compressão simples, duas placas de carregamento foram empregadas acima e abaixo da amostra, como apresentado na Figura 4.1a. Para evitar a ocorrência de atrito entre as placas e a amostra, juntas de interface foram inseridas entre os elementos. Essas juntas possuem extremidade abertas, uma elevada rigidez normal ( $10^{15}$  MPa/m) e uma baixa rigidez cisalhante ( $10^{-15}$  MPa/m), assim apenas tensões normais são transmitidas para a o corpo de prova.

Para avaliar a resposta do modelo durante a compressão, a simulação foi dividida em 50 estágios. Em cada estágio, incrementos de deformação axial de 0,01% foram impostos, aplicando-se incrementos constantes de deslocamentos no prato superior. Vinte pontos para monitoramento de tensões axiais foram inseridos no centro da amostra, todos igualmente espaçados, e a tensão axial foi calculada por meio da média registrada nesses pontos. Outros vintes pontos de monitoramento de deslocamentos laterais foram inseridos em cada lado da

amostra, a partir dos quais o deslocamento lateral médio foi obtido para o cálculo da deformação lateral em cada estágio.

Com os dados obtidos a partir dos pontos de monitoramento, a deformação volumétrica total e a deformação volumétrica de fraturas foram calculadas a partir da Eq. 4.1 e da Eq. 4.2. O CI e o CD foram identificados usando respectivamente, o ponto no qual a deformação volumétrica das fraturas deixa de ser nula no gráfico de deformação volumétrica das fraturas-deformação axial e o ponto onde ocorre a inversão da deformação volumétrica total no gráfico da deformação volumétrica total-deformação axial (Martin & Chandler, 1994; Eberhardt et al., 1998).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{ax} + 2\varepsilon_{lat} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{cv} = \varepsilon_{ax} + 2\varepsilon_{lat} - \frac{1 - 2\nu}{E} \sigma_{ax} \quad (4.2)$$

#### 4.1.1.2 - ENSAIO BRASILEIRO

O ensaio brasileiro foi desenvolvido com restrições de deslocamento vertical na borda inferior da amostra e aplicando um deslocamento vertical diretamente no contorno superior, numa região com aproximadamente 9 mm de comprimento.

Para esse ensaio a simulação também foi dividida em estágios, e nesse caso foram utilizadas 40 etapas. Em cada estágio, um incremento de deslocamento vertical de 0,015 mm foi aplicado. As forças de reação foram registradas em cada etapa e o valor máximo ( $F_{vmax}$ ) foi aplicado na Eq. 4.3 para calcular a resistência à tração macroscópica ( $T$ ).

$$T = \frac{F_{vmax}}{2\pi R t} \quad (4.3)$$

onde  $R$  é o raio do corpo de prova e  $t$  é a espessura da amostra (adotado como 1 m, tendo em vista que a análise foi realizada em deformação plana).

#### **4.1.1.3 - ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL**

O modelo numérico do ensaio triaxial foi desenvolvido com a aplicação de cinco níveis de tensão confinante: 10, 20, 30, 40 e 60 MPa. A configuração do modelo é a mesma daquele utilizado no ensaio de compressão simples (Figura 4.1a). A simulação também foi dividida em 50 estágios. Entretanto, o primeiro estágio foi destinado para aplicação da pressão hidrostática e a tensão desviadora foi aplicado nos estágios subsequentes a partir da imposição de deslocamento verticais no prato superior. É preciso destacar que incrementos de 0,01% de deformações axiais foram usados nos estágios onde foram manifestados os níveis de tensão característicos (CI, CD e resistência de pico), assim a determinação dessas propriedades foi realizada de forma acurada.

#### **4.1.2- CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS**

Em virtude dos critérios de apresentação de juntas plastificadas usados pelo RS2 (ver Seção 3.4), o critério de Rankine foi abandonado nas simulações em escala de laboratorial e a resistência à tração das juntas passou a ser controlada pela intersecção da envoltória de Mohr-Coulomb com o eixo da tensão normal.

Baseado na hipótese anterior e nas demais discutidas na Seção 3.4, foi adotado como um ponto de partida para calibração do CVBM os parâmetros reportados por Sinha & Walton (2020) para calibração do granito de Creighton em um modelo MED. Por meio de um processo de tentativa e erro, no qual variou-se individualmente cada parâmetro microscópico, foi encontrado um conjunto de valores capazes de representar o comportamento do granito de Creighton no CVBM. Esses parâmetros são apresentados na Tabela 4.1.

É importante destacar que os parâmetros foram escolhidos de maneira a representar o comportamento macroscópico da rocha. É possível existir uma outra combinação de valores que gerem resultados similares. Assim, os parâmetros apresentados na Tabela 4.1 são resultados de calibração e não necessariamente representam as propriedades reais dos minerais.

### 4.1.3- RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO

Os resultados numéricos do modelo do granito de Creighton são apresentados na Tabela 4.2, em comparação com os resultados de laboratório. É claro, a partir da comparação, que o CVBM apresenta uma boa performance em simular o comportamento do granito de Creighton. Os resultados dos ensaios numéricos serão discutidos separadamente nos próximos tópicos.

Tabela 4.1 – Parâmetros do CVBM para o modelo do granito de Creighton

Tipo	Blocos Voronoi		Juntas	
Elástico	$E_v$ (GPa)	85	$K_n$ (GPa/m)	60000
	$\nu_v$	0,20	$K_n/K_s$	3,5
Pico	$C_{pv}$ (MPa)	100	$C_{pj}$ (MPa)	60
	$\phi_{pv}$ (°)	55	$\phi_{pj}$ (°)	55
	$T_{pv}$ (MPa)	19	$T_{pj}$ (MPa)	42
Residual	$C_{rv}$ (MPa)	0	$C_{rj}$ (MPa)	0
	$\phi_{rv}$ (°)	10	$\phi_{rj}$ (°)	10
	$T_{rv}$ (MPa)	0	$T_{rj}$ (MPa)	0
	$\Psi$ (°)	10	-	-

Tabela 4.2 – Resultados numéricos e laboratoriais do granito de Creighton

Parâmetros	Numérico	Laboratório	Erro (%)	Referência laboratorial
E (GPa)	53,7	52,7	1,90	Sinha & Walton (2020)
$\nu$	0,254	0,26	-2,31	Sinha & Walton (2020)
UCS (MPa)	192,47	203	-5,19	Sinha & Walton (2020)
T (MPa)	10,07	10,5	-4,10	Sinha & Walton (2019b)
CI (MPa)	90,96	92,5	-1,66	Walton (2014)
CD (MPa)	136,06	128,7	5,72	Sinha & Walton (2020)

#### 4.1.3.1 - ENSAIO BRASILEIRO

A resistência à tração macroscópica pode ser controlada de duas formas: ruptura nas juntas, calibrando a tração macroscópica por meio da resistência à tração das juntas, ou ruptura nos grãos, controlando a resistência à tração macroscópica pela resistência à tração dos blocos Voronoi. A primeira opção implica em usar uma baixa coesão ou um alto ângulo de atrito nas

juntas (Figura 4.2a). A segunda opção consiste em aplicar uma baixa resistência à tração nos blocos Voronoi (Figura 4.2b).

Controlar a ruptura por meio das juntas promove um surgimento pré-maturo das fraturas nos ensaios de compressão, e isso dificulta a calibração do CI e CD. Em contraste, controlar a ruptura por tração por meio dos blocos Voronoi permite um maior controle sobre o surgimento de fraturas nos ensaios de compressão. Assim, a opção do uso de uma baixa resistência à tração nos blocos Voronoi foi adotada.

O resultado do ensaio brasileiro numérico é apresentado na Figura 4.3. É possível ver que o modo de falha (ruptura no centro da amostra) e o comportamento frágil foram bem representados. Além do mais, a resistência à tração divergiu apenas -4,1% do valor médio registrado nos ensaios laboratoriais. (Tabela 4.2)

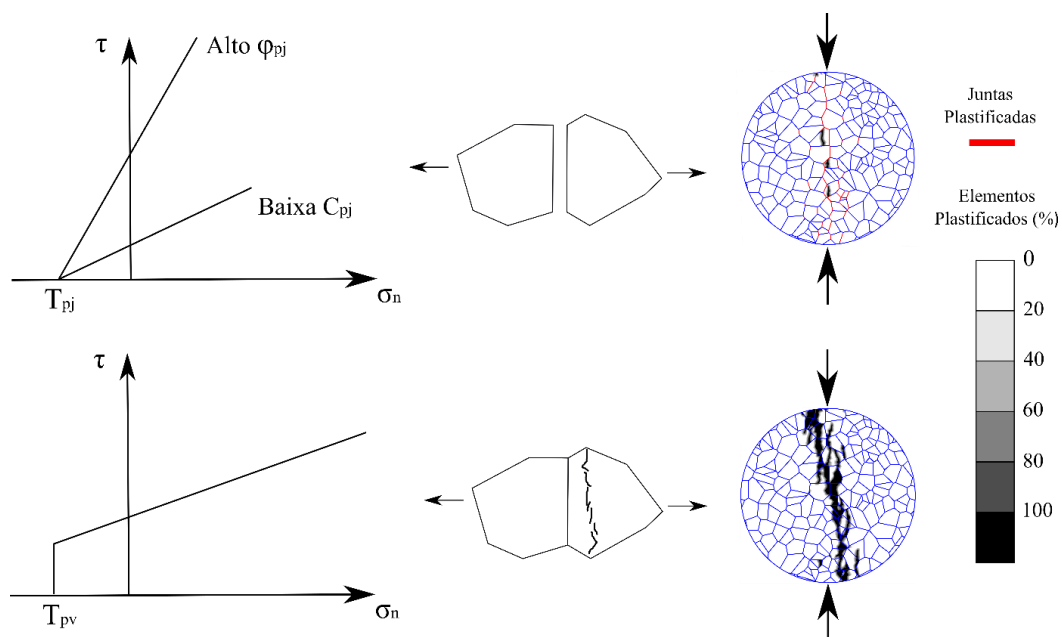


Figura 4.2 – Formas para controlar a resistência à tração: (a) ruptura por meio das juntas ou (b) ruptura através dos blocos Voronoi.



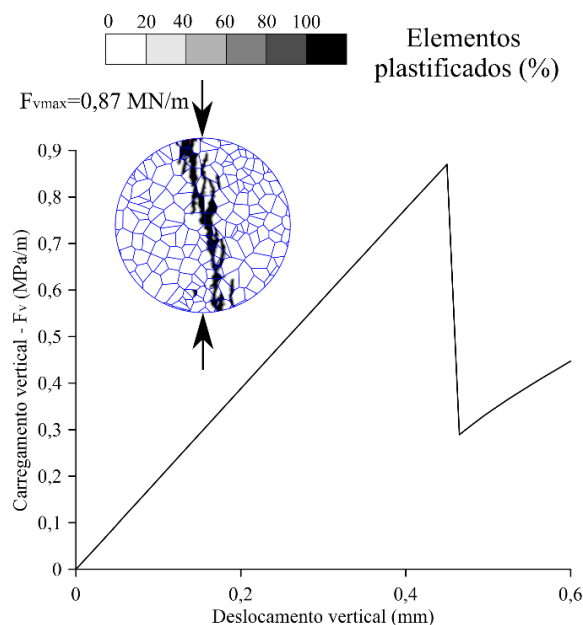


Figura 4.3 – Resultados numéricos do ensaio brasileiro e amostra após a ruptura.

#### 4.1.3.2 - ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Os quatro gráficos obtidos a partir do ensaio de compressão simples são apresentados simultaneamente na Figura 4.4. Observa-se que quatro das fases do processo de fraturamento descritas por Bieniawski (1967) foram representadas usando o CVBM: comportamento elástico linear, propagação estável de fraturas, propagação instável de fraturas e ruptura. Os níveis de tensão que marcam a transição entre tais fases e outras respostas do modelo são apresentadas em comparação com os valores de laboratório na Tabela 4.2. O erro entre os resultados numéricos e laboratoriais são inferiores a 6%, destacando a robustez do modelo CVBM.

Na Figura 4.4, percebe-se ainda que a curva tensão axial-deformação lateral se afasta da linearidade quando o CI é alcançado. Além disso, uma não linearidade na curva tensão axial-deformação axial pode ser vista no nível de tensão do CD. Esses resultados confirmam a capacidade do CVBM em simular ambos os níveis característicos de tensões, CI e CD.

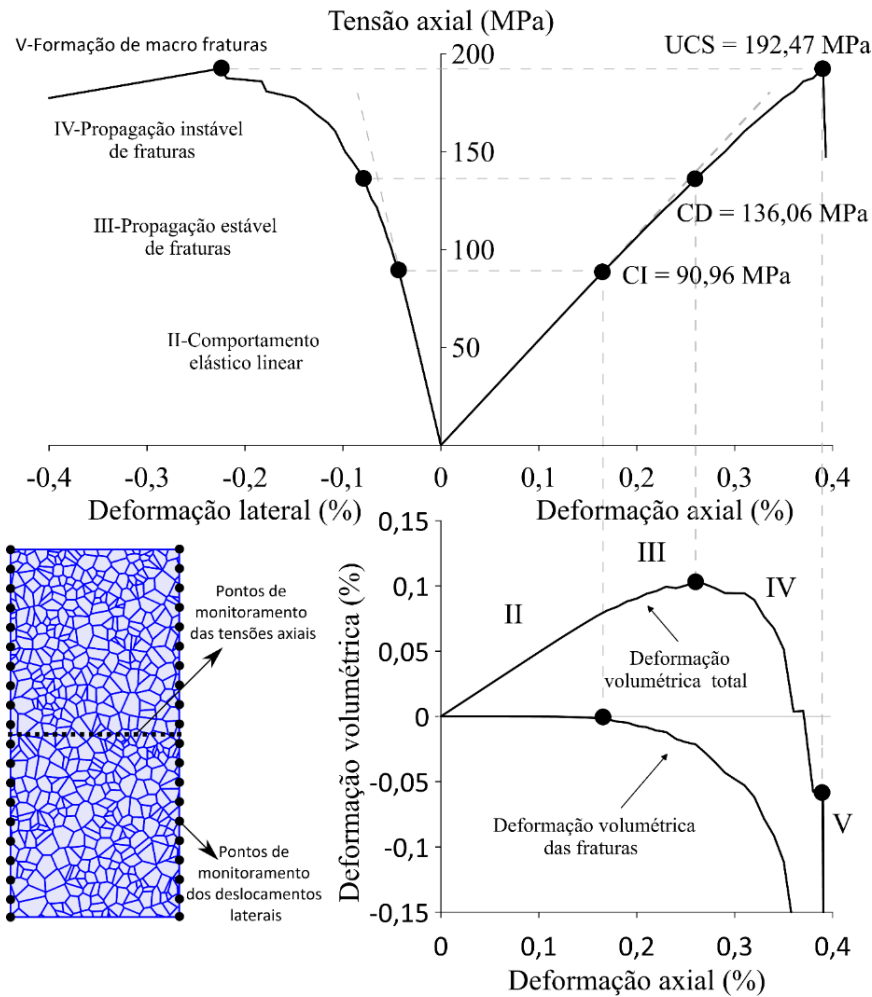


Figura 4.4 – Resultados numéricos do ensaio de compressão simples e amostra após a ruptura.

#### 4.1.3.3 - ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os resultados dos ensaios triaxiais são apresentados na Figura 4.5. Pode-se ver na Figura 4.5a que o CVBM é capaz de representar o aumento da resistência de pico com o aumento da tensão confinante. Também foi possível representar a transição do mecanismo de ruptura de *axial splitting* ( $\sigma_3=0$ ) para cisalhamento ao longo de um plano ( $\sigma_3>0$ ). Entretanto, o módulo de Young não variou com a tensão confinante.

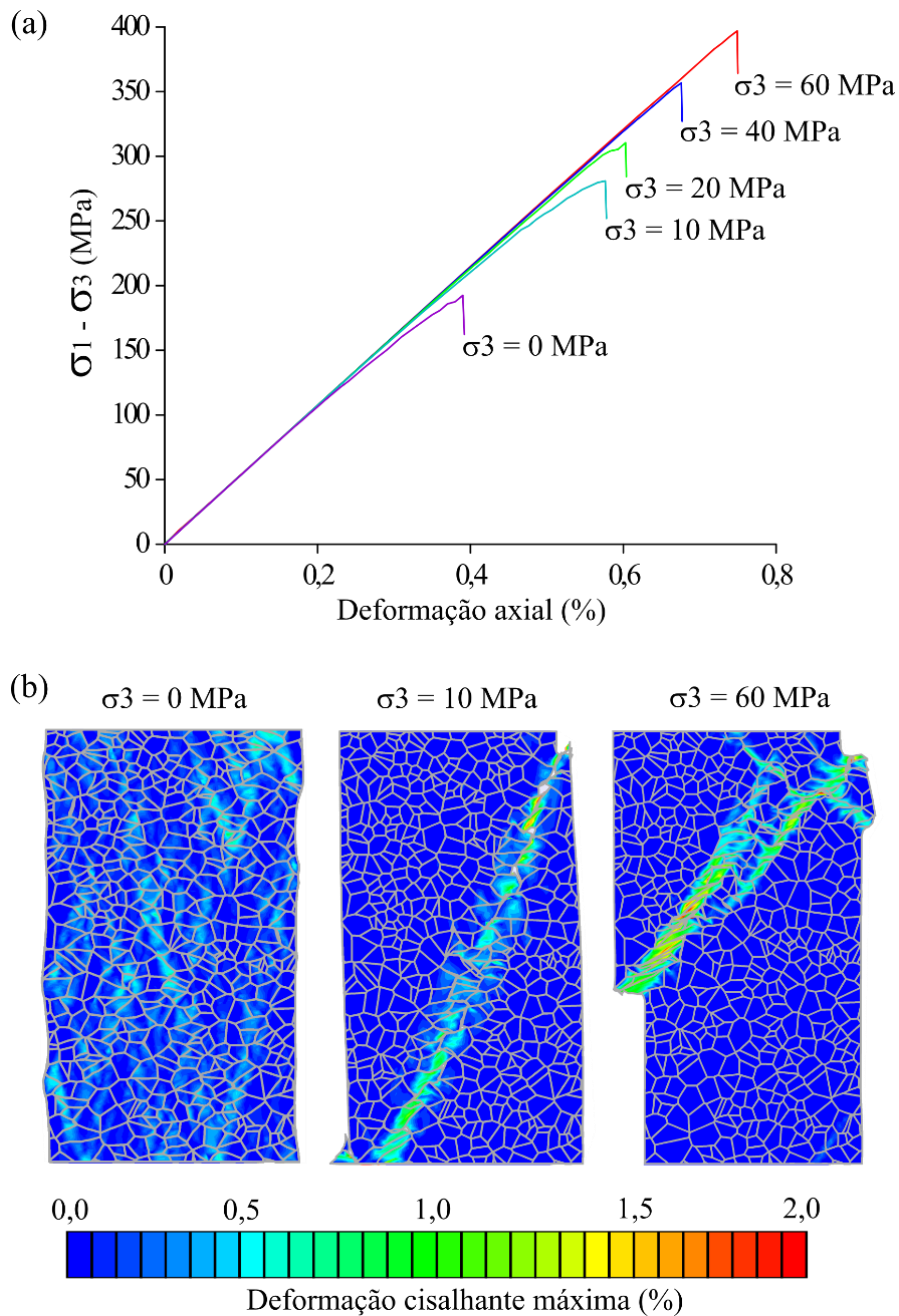


Figura 4.5 – (a) resultados numéricos do ensaio de compressão triaxial e (b) amostras após a ruptura.

A Figura 4.6a apresenta a resistência de pico obtida numericamente em cada nível de confinamento, assim como os valores laboratoriais apresentados por Walton (2014). É importante destacar que foi usado um fator de redução sugerido por Perras & Diederichs (2014) para calcular, por meio do ensaio brasileiro, a resistência à tração direta apresentada na Figura 4.6a. A mesma metodologia também foi usada por Walton (2014).

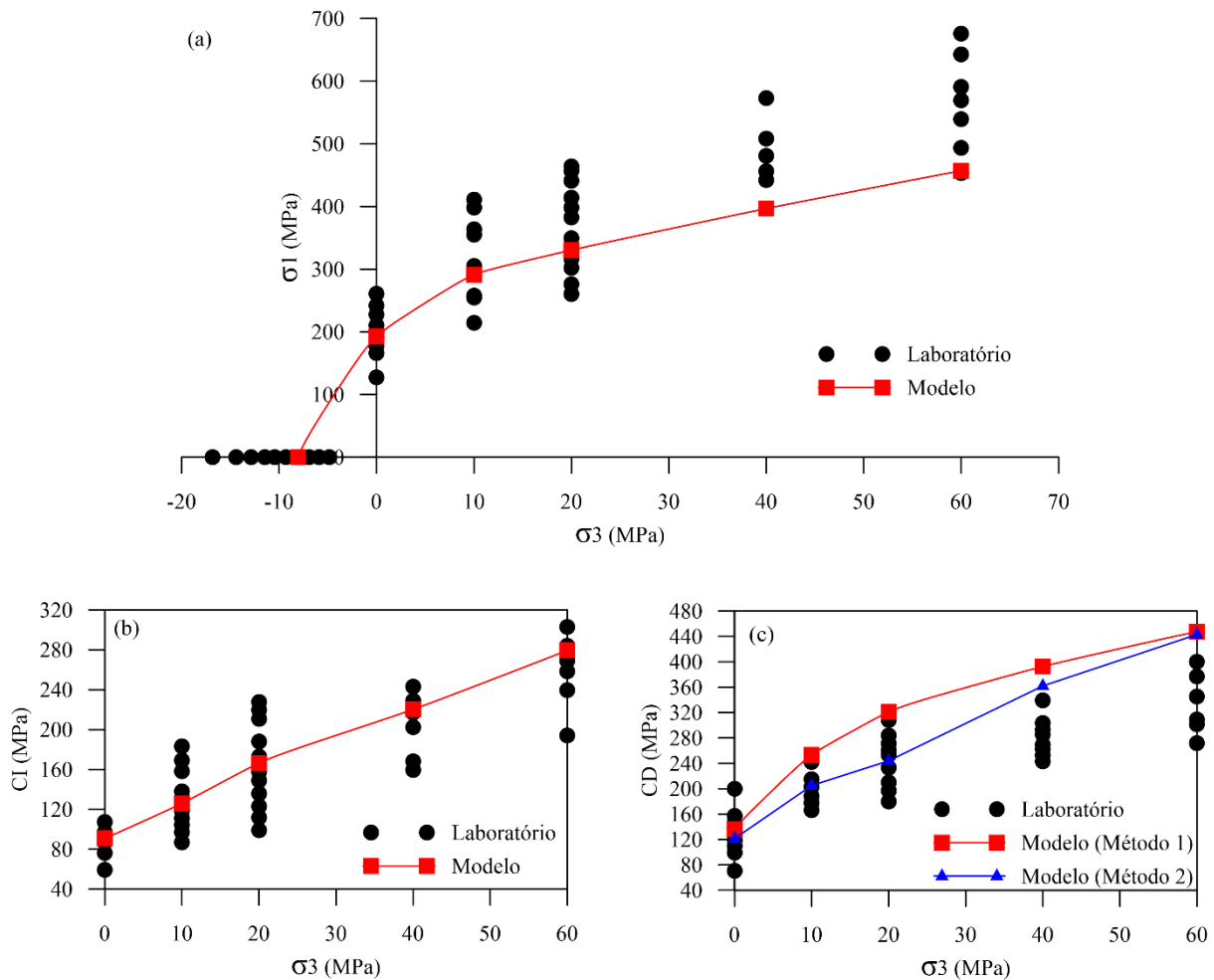


Figura 4.6 – Comparação entre os resultados numéricos e laboratoriais do granito de Creighton nos ensaios triaxiais: (a) resistência de pico, (b) CI e (c) CD.

Apesar da adoção do critério de ruptura de Mohr-Coulomb nas juntas e nos blocos, o modelo apresentou uma envoltória não linear como proposto por Hoek & Brown (1980). Tal comportamento pode ser atribuído ao embricamento promovido pelos blocos Voronoi (Bahaaddini & Rahimi, 2018). Os resultados mostram que a envoltória numérica é similar à de laboratório até uma tensão confinante de 20 MPa. Entretanto, sob altas tensões confinantes, a resistência da rocha é subestimada. Este erro, na representação da resistência de pico sob altas tensões confinantes, não é relevante, considerando que no campo a ruptura frágil é sensível ao nível de confinamento e sua ocorrência é restrita a uma profundidade na qual a tensão confinante atinge aproximadamente  $UCS/10$  (Kaiser et al., 2015), valor equivalente a 20 MPa para o granito de Creighton.

Os valores numéricos de CI para cada tensão confinante são apresentados na Figura 4.6b, assim como os valores laboratoriais reportados por Sinha & Walton (2020). Os resultados

obtidos com o modelo estão dentro do intervalo de laboratório em todos os níveis de confinamento testados, mostrando que o CVBM pode capturar a influência da tensão confinante sobre o início da propagação de fraturas.

Na Figura 4.6c é apresentada a variação do CD com a tensão confinante no modelo numérico e no laboratório (Sinha & Walton, 2020). Os resultados de CD apresentados com símbolos quadrados (curva em vermelho) foram identificados a partir do ponto de reversão da curva deformação volumétrica total-deformação axial (aqui referida como metodologia 1). Esses resultados mostram valores numéricos superiores ao intervalo laboratorial sob condições confinadas. Parte dessa divergência ocorre porque os resultados laboratoriais foram identificados a partir do ponto onde a curva tensão axial-deformação axial se afasta da linearidade (aqui referida como metodologia 2), pois segundo Diederichs (2007), sob condições confinadas, a metodologia 1 apresenta valores superiores aos da metodologia 2.

O CD foi reavaliado no CVBM com a mesma metodologia aplicada por Sinha & Walton (2020) e os resultados são apresentados com símbolos triangulares (curva em azul). É observado que os valores passam a ser mais representativos até uma tensão confinante de 20 MPa. Após esse nível, a resposta do modelo torna-se novamente superior aos resultados laboratoriais. Esse resultado indesejado em altas tensões confinante ocorre porque no CVBM, à medida que a tensão confinante aumenta, o CD e a resistência de pico tendem a ser iguais, conseqüentemente o valor de CD é superestimado em tais condições.

A capacidade de representação do CI e CD em diferentes níveis de confinamento revelam quão robusto é o CVBM. Um modelo similar, desenvolvido via MED por Sinha & Walton (2020), assumindo grãos e juntas homogêneos e elastoplásticos não foi capaz de capturar o mesmo efeito.

## **4.2 - ANÁLISES DE SENSIBILIDADE**

Em geral, cada parâmetro influencia mais de uma resposta macroscópica. Entretanto, nesse estudo de sensibilidade, as correlações mais relevantes foram identificadas. Assim, foi possível desenvolver uma metodologia que pode ser usada na calibração de outras rochas, fazendo o uso do CVBM mais prático. Para atingir esse objetivo, análises foram feitas a partir dos parâmetros calibrados para o modelo do granito de Creighton (Tabela 4.1), nas quais cada parâmetro foi variado individualmente, enquanto os demais foram mantidos constantes. Além

da análise paramétrica um estudo de sensibilidade foi conduzido para entender os efeitos da variação do mosaico Voronoi nos resultados do modelo.

#### **4.2.1- RIGIDEZ NORMAL E CISALHANTE DAS JUNTAS**

Para entender o papel da rigidez normal e cisalhante das juntas, foi escolhido analisar a influência da razão entre elas ( $K_n/K_s$ ). Para esse caso,  $K_n$  foi mantido constante e  $K_s$  foi variado. Essa razão tem uma influência significativa nas curvas tensão axial-deformação axial e tensão axial-deformação lateral, como se pode ver na Figura 4.7a. Os resultados mostram que o aumento em  $K_n/K_s$  promove a transição de uma ruptura frágil para uma ruptura dúctil. Comportamento similar foi reportado por Ghazvinian et al. (2014), usando um modelo MED.

A variação de  $K_n/K_s$  também promove mudanças nas curvas deformação volumétrica total-deformação axial e deformação volumétrica de fraturas-deformação axial, como apresentado na Figura 4.7b e na Figura 4.7c. Nota-se que a redução em  $K_n/K_s$  permite que o CI e o CD ocorram próximo a resistência de pico, isso dificulta a distinção entre os níveis característicos de tensão.

A partir desses resultados, pode-se ver que o  $K_n/K_s$  modifica inteiramente o comportamento do modelo. Nesse sentido, destaca-se as mudanças ocorridas no CI, CD e no coeficiente de Poisson apresentados na Figura 4.8.

Analisando a Figura 4.8, pode-se ver que o coeficiente de Poisson aumenta à medida que  $K_n/K_s$  também aumenta. Esse comportamento acontece porque, à medida que o comportamento tende a ser mais dúctil, as deformações laterais aumentam, assim o coeficiente de Poisson aumenta (Ghazvinian et al., 2014).

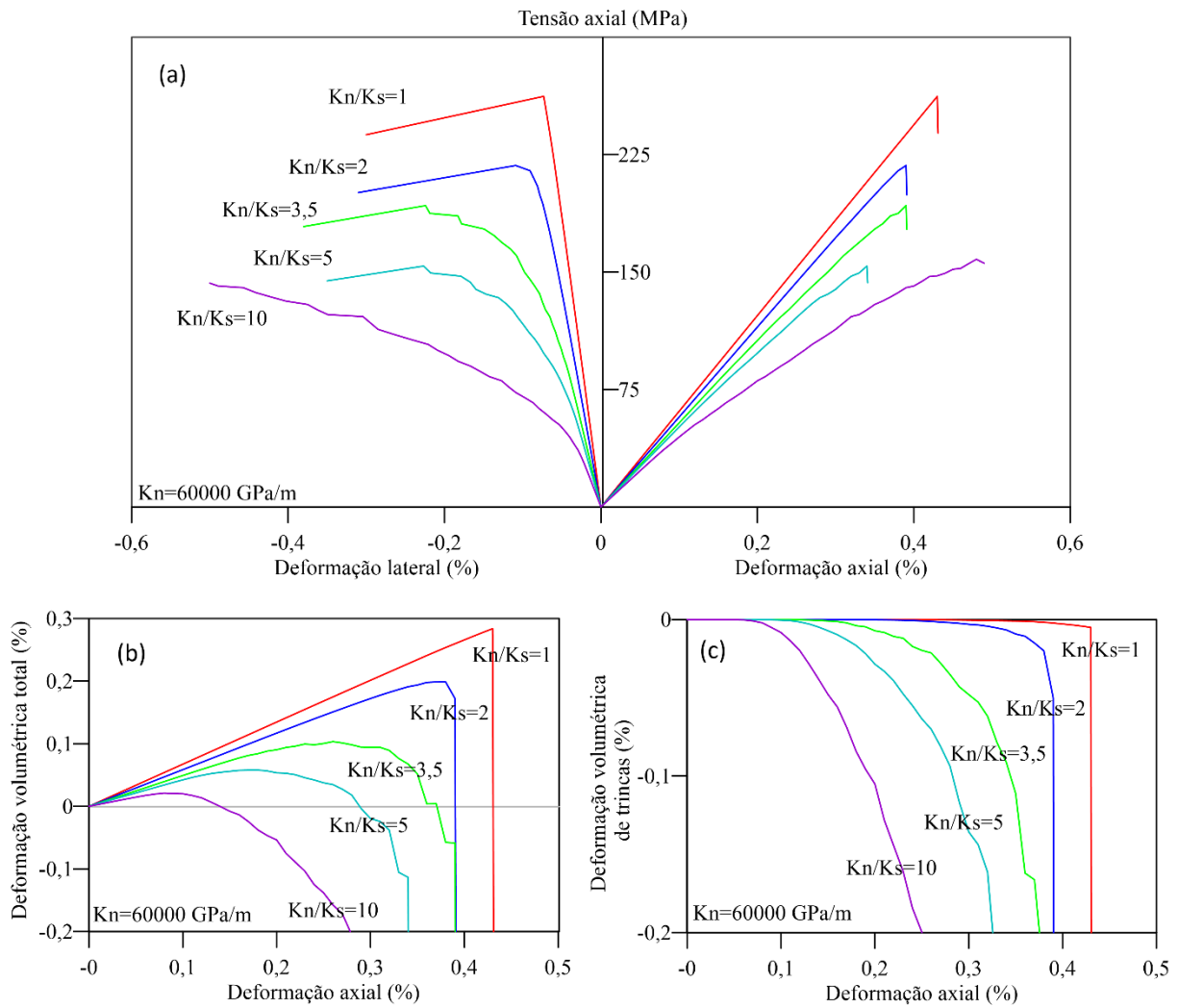


Figura 4.7 – Efeito do  $K_n/K_s$  sobre os resultados do modelo.

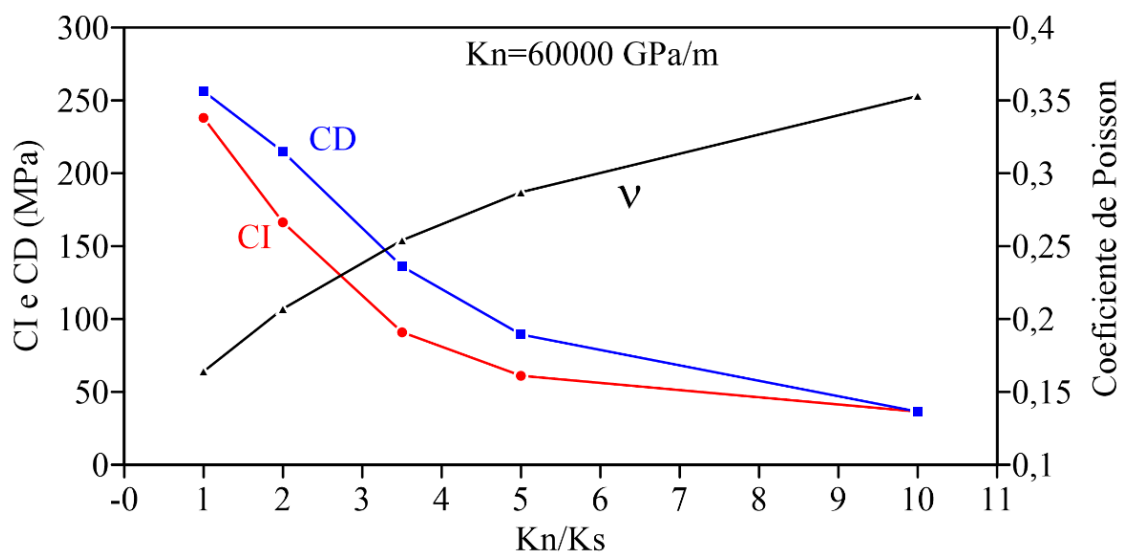


Figura 4.8 – Efeito do  $K_n/K_s$  sobre o CI, CD e o coeficiente de Poisson.

O aumento do  $K_n/K_s$  também causa redução no CI e no CD. Essa relação pode ser interpretada analisando que o aumento do  $K_n/K_s$  implica numa redução da rigidez cisalhante, pois  $K_n$  foi mantido constante, e isso promove um aumento nos deslocamentos cisalhantes para os mesmos níveis de tensão. Conseqüentemente, a sollicitação de tração nas pontas das fraturas aumenta mais rapidamente, tendo em vista que essa mobilização ocorre após os deslocamentos cisalhantes da junta (Bieniawsk, 1967b). Como resultado desse mecanismo, CI e CD ocorrem em estágios mais precoces, causando uma redução em ambos.

Outras análises foram conduzidas mantendo  $K_n/K_s$  constante e variando o valor de  $K_n$ . Os resultados são apresentados na Figura 4.9. À medida que a rigidez das juntas aumenta, o modelo começa a ser mais rígido, aumentando então o módulo de Young macroscópico. Esse mesmo comportamento foi registrado em outros modelos de blocos colocados (Sinha & Walton, 2020; Kazerani & Zhao, 2010). Outro resultado do enrijecimento das juntas é a redução dos deslocamentos entre blocos, promovendo dificuldade para o início e propagação de rupturas intergranulares. Por conta disso, verifica-se um leve aumento no CI e uma modificação mais acentuada no CD.

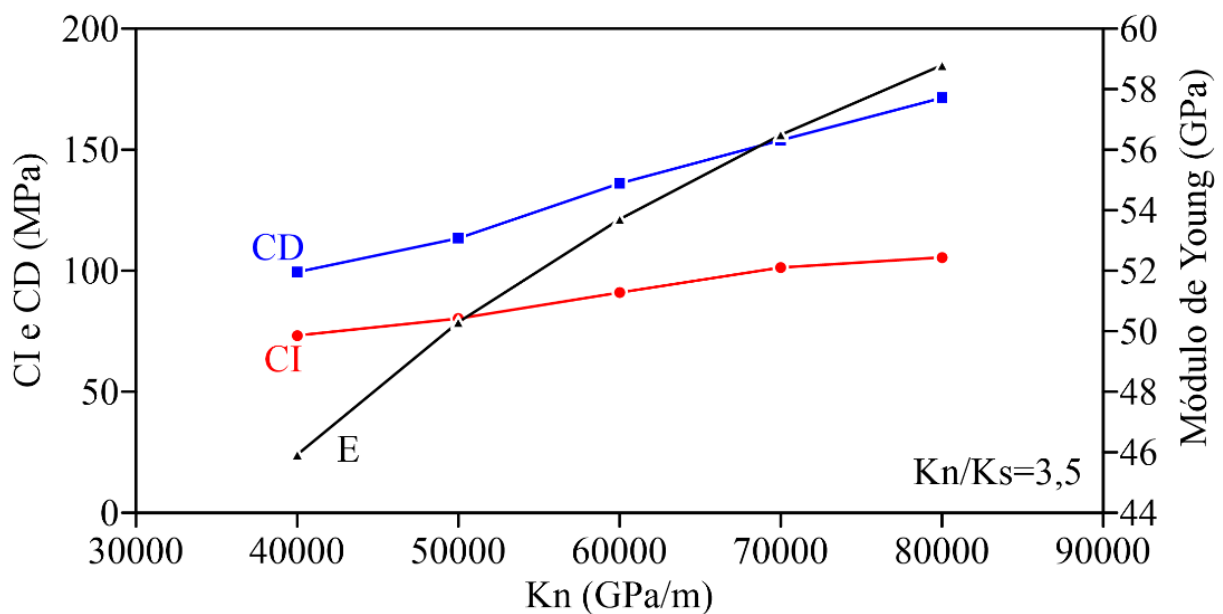


Figura 4.9 – Efeito do  $K_n$  sobre o CI, CD e o módulo de Young.



#### 4.2.2- MÓDULO DE YOUNG ( $E_v$ ) E COEFICIENTE DE POISSON ( $\nu_v$ ) DOS BLOCOS VORONOI

O módulo de Young e o coeficiente de Poisson dos grãos geralmente são mantidos constantes em análises de sensibilidade (Sinha & Walton, 2020; Gao & Stead, 2014; Ghazvinian et al., 2014), assim suas influências são negligenciadas. Entretanto, nesse estudo, o papel dessas propriedades foi investigado.

O resultado da variação de  $E_v$  é apresentado na Figura 4.10. Intuitivamente, o módulo de Young dos blocos tem uma relação diretamente proporcional ao módulo de Young macroscópico, porém esta propriedade também influencia o CD. Essa correlação entre  $E_v$  e CD pode ser explicada considerando que, de acordo com Ghazvinian et al. (2014), o fraturamento transgranular é a principal componente para a propagação instável das fraturas. Assim, à medida que  $E_v$  cresce, os grãos tornam-se mais rígidos e a ruptura neles aumenta, isso promove uma elevação no fraturamento transgranular e conseqüentemente CD ocorre em níveis mais baixos de tensão.

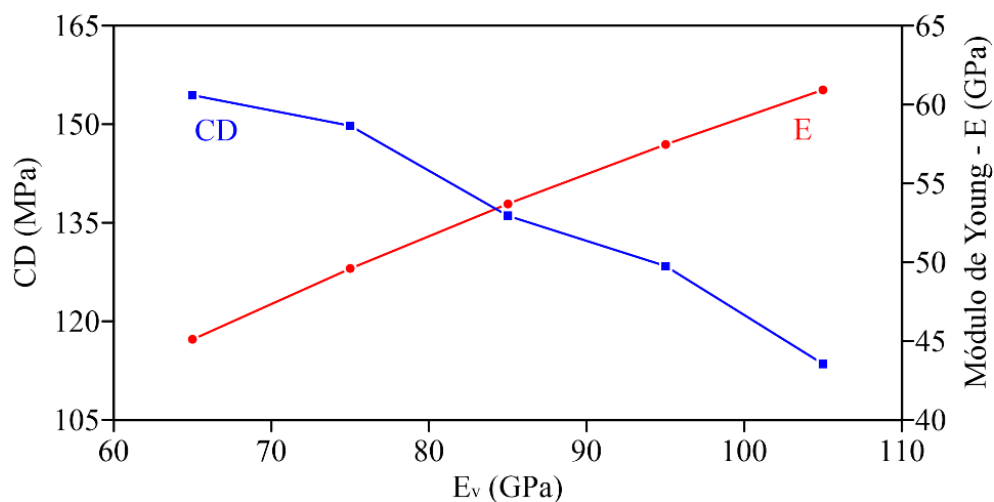


Figura 4.10 – Efeito do  $E_v$  sobre o CD e sobre o módulo de Young.

O coeficiente de Poisson dos blocos tem influência no coeficiente de Poisson macroscópico e também sobre a UCS, como apresentado na Figura 4.11. Quando  $\nu_v$  é reduzido, as deformações laterais dos grãos também diminuem, e isso espontaneamente reduz o coeficiente de Poisson macroscópico, mas também trabalha como uma espécie de confinamento, proporcionando um aumento na UCS.

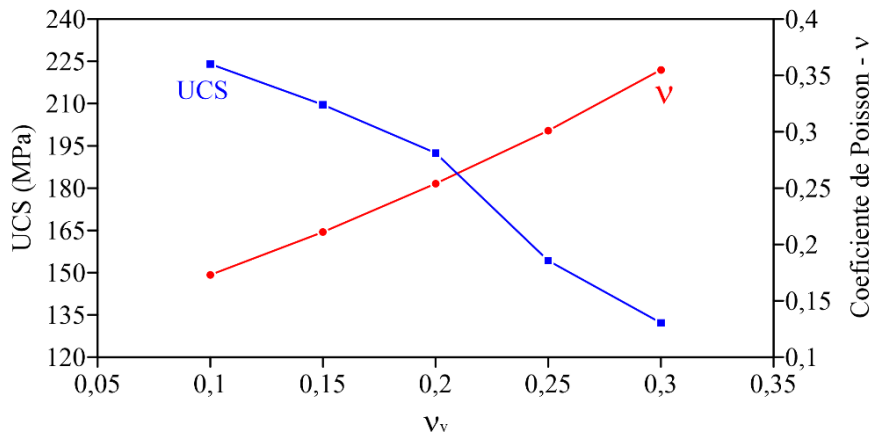


Figura 4.11 – Efeito do  $\nu$  sobre a UCS e sobre o coeficiente de Poisson.

#### 4.2.3- COESÃO DAS JUNTAS E DOS BLOCOS

A UCS do modelo pode ser influenciada diretamente pela coesão de pico das juntas ou dos blocos Voronoi como mostra a Figura 4.12. Analisando tais resultados percebe-se que quando  $C_{pv} > C_{pj}$ , a coesão das juntas passa a controlar a resistência de pico, já quando  $C_{pj} > C_{pv}$ , o controle passa a ser exercido pela coesão dos blocos. Logo, a UCS é mais influenciada pela componente que possui o menor valor.

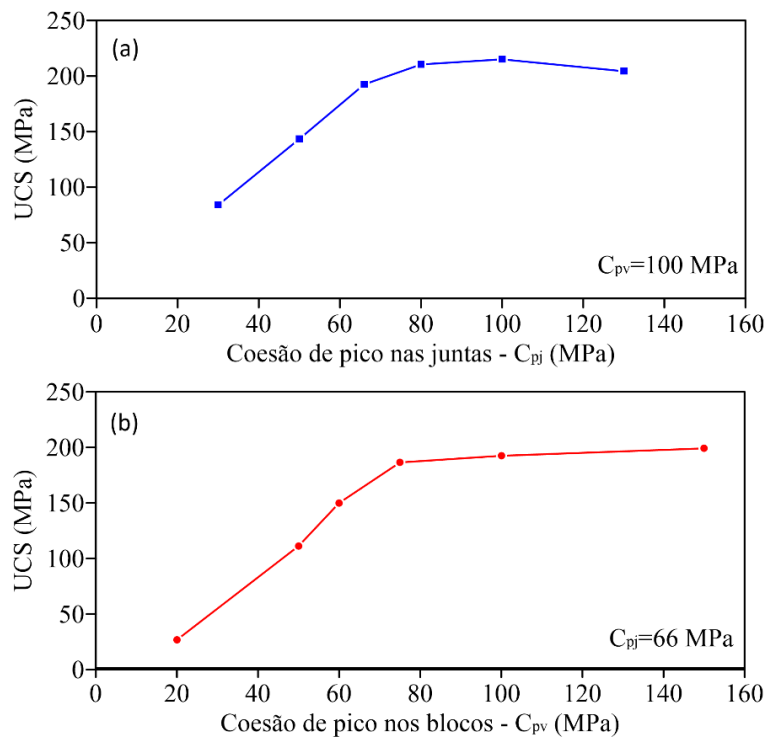


Figura 4.12 - Relação da UCS (a) com a coesão de pico das juntas e (b) com a coesão de pico dos blocos.

Nas relações apresentadas na Figura 4.12, aparentemente existe um limite a partir do qual o aumento da coesão das juntas ou dos blocos não produz mais nenhum aumento da resistência de pico. Tal comportamento ocorre porque a ruptura passa a ocorrer devido à resistência à tração dos grãos, e assim, para se atingir valores superiores, a resistência à tração das partículas deve ser aumentada. Como a resistência à tração dos blocos Voronoi também controla a resistência à tração macroscópica, esse resultado mostra que provavelmente o CVBM deve encontrar limitação em representar rochas que apresentem uma razão de UCS/T>20. Entretanto, de acordo com Gao & Stead (2014), essa relação varia tipicamente entre 10 a 20.

#### **4.2.4- ÂNGULO DE ATRITO DAS JUNTAS E DOS BLOCOS**

O atrito de pico das juntas e dos blocos Voronoi não exerce influência sobre as respostas no ensaio brasileiro e de compressão simples, a não ser que valores muito elevados sejam empregados, fazendo com que esses parâmetros passem a controlar a ruptura por tração como discutido na Seção 4.1.2. Semelhantemente, os parâmetros de atrito residuais também não apresentaram qualquer influência, até mesmo sobre o comportamento residual.

Kazerani & Zhao (2010) e Gao & Stead (2014) atestam que os parâmetros de atrito influenciam o ângulo de atrito macroscópico. Um resultado similar foi encontrado no CVBM, pois em ensaios triaxiais, esses parâmetros passam a exercer influência sobre a resposta do modelo. A Figura 4.13a mostra a influência do  $\phi_{pv}$  sobre a resistência de pico em condições confinadas (com  $\sigma_3=10$  MPa e  $\sigma_3=20$  MPa), e a Figura 4.13b mostra a influência do  $\phi_{pj}$  sobre a resistência de pico, CI e CD na condição confinada com  $\sigma_3=10$  MPa. O decréscimo de CI com a elevação do ângulo de atrito pode estar relacionada a um maior número de fraturas rompendo por tração em relação ao número de fraturas rompendo por cisalhamento.

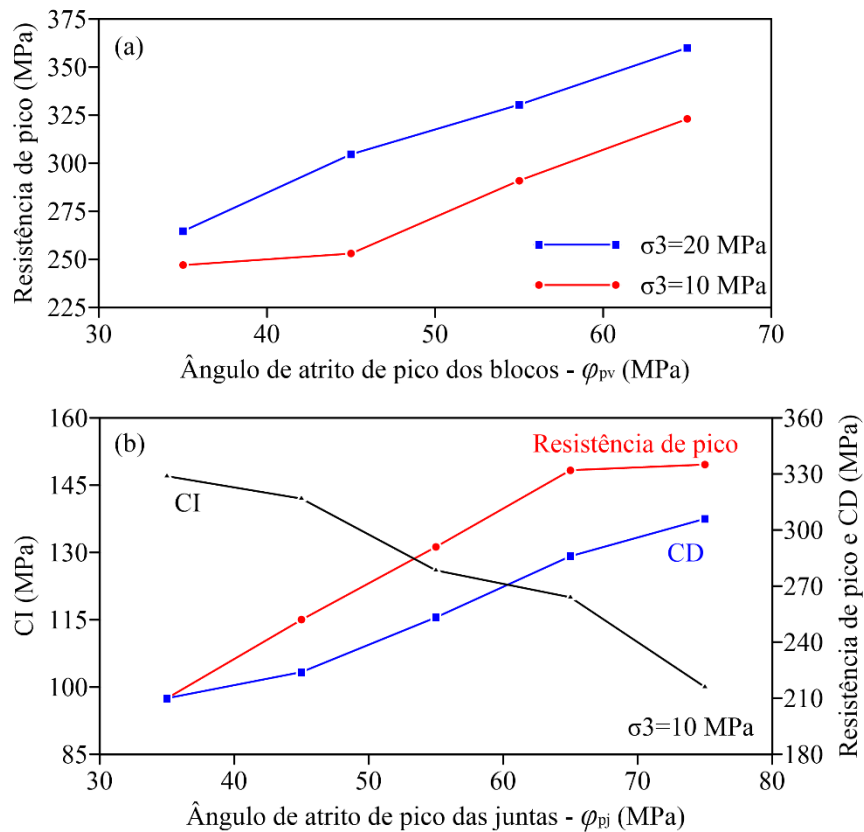


Figura 4.13 – (a) efeito de  $\phi_{pv}$  sobre a resistência de pico em ensaios triaxiais ( $\sigma_3=10$  MPa e  $\sigma_3=20$  MPa); (b) Efeito de  $\phi_{pj}$  sobre a resistência de pico, CI e CD em ensaios triaxiais ( $\sigma_3=10$  MPa).

#### 4.2.5- RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DOS BLOCOS

O papel principal da resistência à tração dos blocos Voronoi é controlar a resistência à tração macroscópica, como pode ser visto na Figura 4.14a, onde é possível analisar a existência de uma relação linear na qual a resistência à tração do modelo é em torno da metade do valor atribuído aos grãos.

A resistência à tração dos blocos também está relacionada a outras respostas do modelo como CI, CD e UCS. Essas relações são apresentadas na Figura 4.14b. Tais correlações ocorrem, pois, a resistência à tração dos grãos controla as rupturas intragranulares e transgranulares. Conseqüentemente, a  $T_{pv}$  controla o CI, CD e a UCS, visto que a ruptura por tração é o mecanismo primário de ruptura interna das rochas duras (Diederichs, 2003; Kaiser & Cai, 2013). Com isso, percebe-se que a resistência à tração dos blocos Voronoi é um dos mais influentes parâmetros do CVBM.

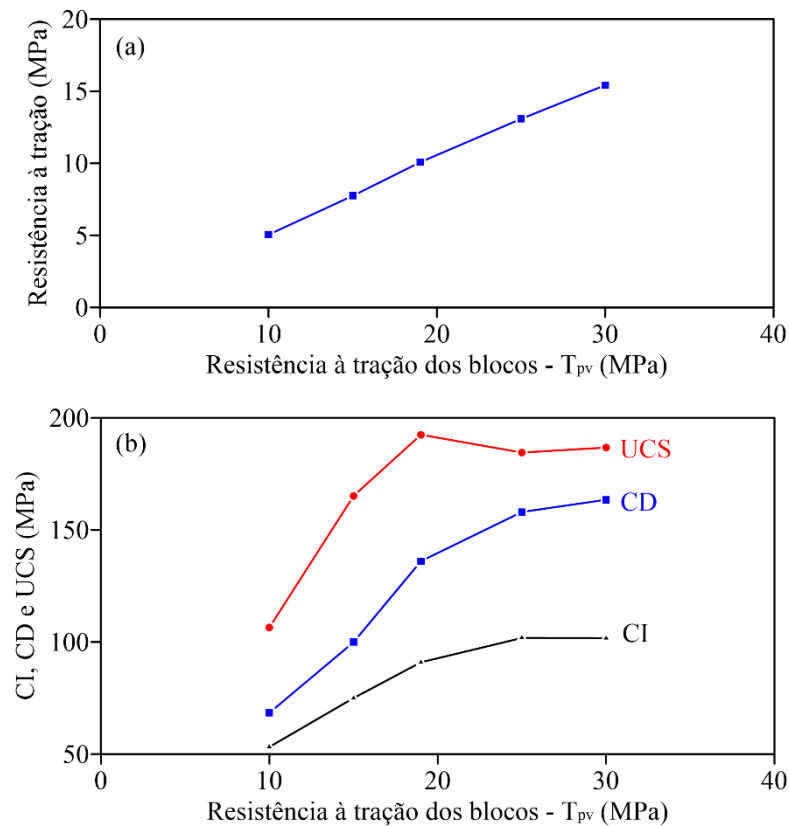


Figura 4.14 - Efeito da  $T_{pv}$  sobre (a) a resistência à tração do modelo e (b) sobre o  $CI$ ,  $CD$  e  $UCS$ .

#### 4.2.6- INFLUÊNCIA DO MOSAICO VORONOI

A influência do mosaico Voronoi foi analisada a partir da elaboração de dez simulações diferentes para os ensaios de compressão simples e tração, nas quais a heterogeneidade geométrica e o comprimento médio das juntas foram mantidos constantes, sendo alterado de forma randômica a posição das sementes geradoras do mosaico em cada situação, na Figura 4.15 são apresentados algumas das variações analisadas. Na Tabela 4.3 são apresentados a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos resultados numéricos, bem como o erro da média em relação aos resultados laboratoriais.

A variação do mosaico Voronoi exerce influência principalmente sobre a resistência à compressão simples, sobre a tração e sobre o  $CD$ , promovendo um elevado coeficiente de variação e resultados médios divergentes dos registrados em laboratório. Os resultados de  $UCS$  e  $CD$ , apresentados na Tabela 4.2, representaram os valores mínimos obtidos nessa análise de sensibilidade. Faz-se a ressalva de que em virtude de limitações computacionais, calibrações para valores médios não foram objetivo dessa pesquisa, conforme definido na Seção 3.4.

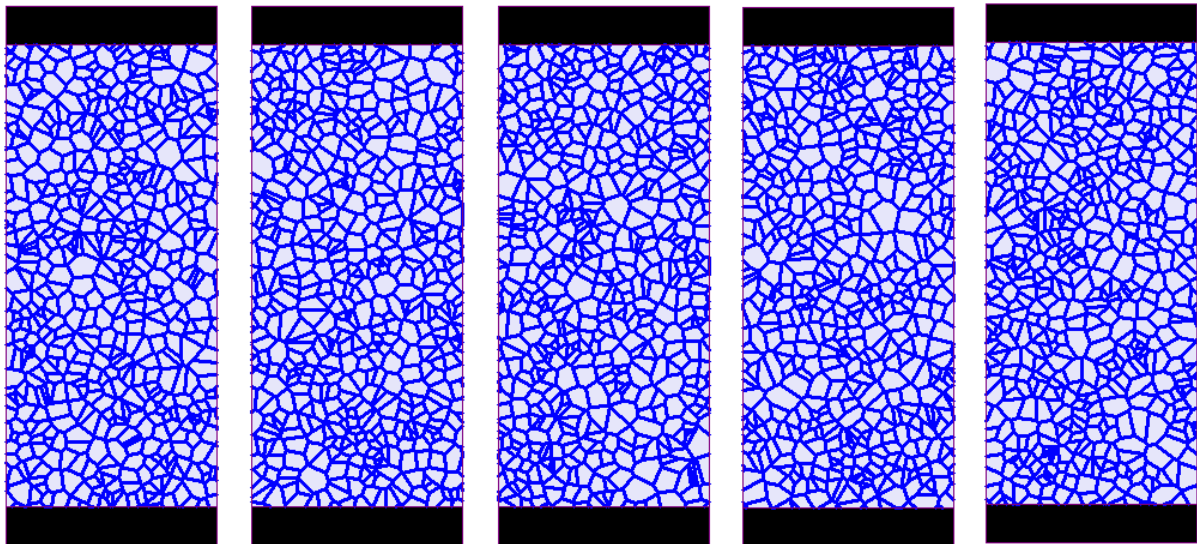


Figura 4.15 – Alguns dos modelos aplicados para avaliação da influência do mosaico Voronoi.

Tabela 4.3 – Efeito da variação do mosaico Voronoi sobre os resultados numéricos do ensaio de compressão simples e tração.

Parâmetros	Numérico			Laboratório	Erro (%)
	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)		
E (GPa)	53,8	1,1	2,0	52,7	2,2
$\nu$	0,2	0,0	2,0	0,26	-6,2
UCS (MPa)	253,4	25,3	10,0	203	24,8
T (MPa)	9,5	0,7	7,5	10,5	-9,2
CI (MPa)	92,8	3,7	4,0	92,5	0,3
CD (MPa)	151,1	20,7	13,7	128,7	17,4

### 4.3 - METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO

A análise de sensibilidade apresentada anteriormente possibilitou o entendimento sobre o papel de cada propriedade na resposta macroscópica do modelo. A partir desse estudo uma metodologia para calibração do ensaio brasileiro e de compressão simples foi definida. Essa metodologia é apresentada de forma resumida na Figura 4.16 e descrita de forma mais detalhada a seguir:

1. Primeiramente, os parâmetros  $E_v$ ,  $\nu_v$ ,  $\phi_{pv}$ ,  $T_{pv}$ ,  $\phi_{pj}$ ,  $C_{pj}$  devem ser iniciados com valores iguais aos obtidos diretamente do laboratório ou de outro modelo calibrado de referência;

2. Definir um valor alto para  $C_{pv}$  de forma que a UCS possa ser controlada por  $C_{pj}$  e empregar para  $\phi_{rj}$  e  $\phi_{rv}$  valores inferiores aos de pico;
3. Fixar um valor para  $K_n/K_s$  ( $K_n/K_s=2$ , por exemplo) e variar  $K_n$  até que o módulo de Young macroscópico seja atingido;
4. Ajustar  $C_{pj}$  até que o UCS seja alcançado;
5. Modificar o valor de  $T_{pv}$  até que a resistência à tração seja calibrada;
6. Variar  $K_n/K_s$  até que o CI seja atingido;
7. Ajustar  $K_n$  e  $E_v$  de maneira que o CD seja calibrado simultaneamente com o módulo de Young macroscópico;
8. Modificar  $\nu_v$  até que o coeficiente de Poisson macroscópico seja alcançado;
9. Repetir os passos 3 a 8 até que resultados mais acurados sejam atingidos.

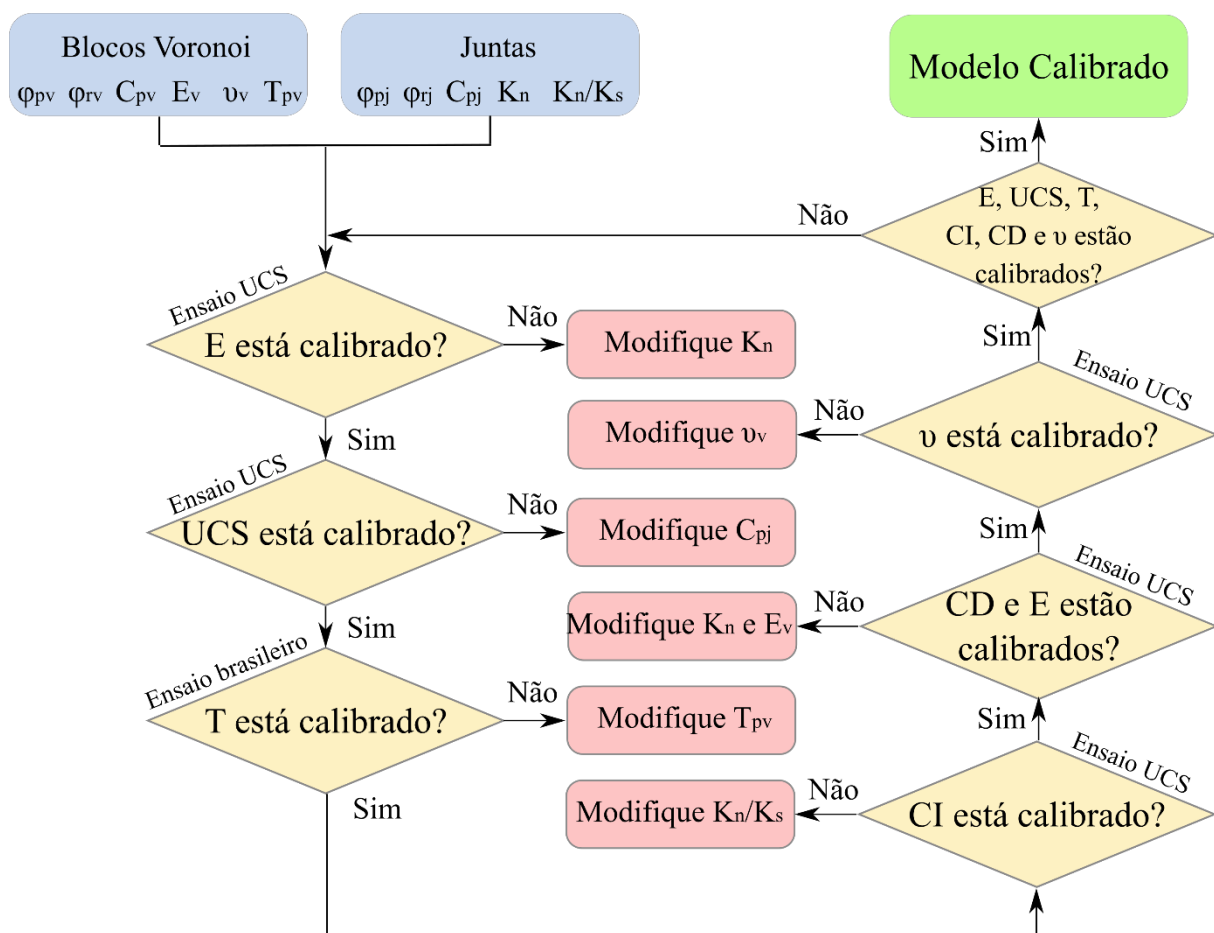


Figura 4.16 – Metodologia de calibração para ensaio de compressão simples e ensaio brasileiro.

#### 4.4 - SEGUNDO ESTUDO DE CASO: GRANITO LAC DU BONNET ROSA

Com o objetivo de validar a metodologia proposta anteriormente foi desenvolvido um segundo estudo de caso para representação do comportamento da rocha em escala de

laboratório. Nessa simulação buscou-se representar o granito Lac du Bonnet rosa, uma rocha localizada na província Manitoba, Canadá. Este material foi extraído a 130 m de profundidade no *Underground Research Laboratory* – URL (Figura 4.17), o qual pertence a *Atomic Energy of Canada Limited* - AECL. O granito Lac du Bonnet rosa foi submetido a uma série de ensaios laboratoriais e sua caracterização foi amplamente estudada (Martin, 1993; Martin & Chandler, 1994; Eberhardt et al., 1998). Devido aos extensos estudos realizados para caracterizar esse granito, comumente esse material é usado como base para confirmação de modelos numéricos, como nos trabalhos de Lan et al., (2010), Ghazvinian et al., (2014), Chaparro (2017) e Rasmussen et al., (2018).

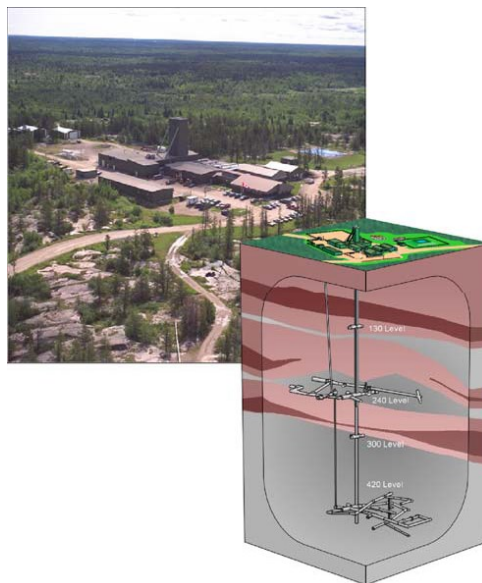


Figura 4.17 - *Underground Research Laboratory*-URL (Read, 2004).

A mesma configuração numérica e procedimento metodológico para as simulações laboratoriais adotados no estudo de caso do granito de Creighton foram aplicados para o granito Lac du Bonnet. Inclusive o comprimento médio de juntas igual a 2 mm foi mantido, pois tal valor é compatível com as dimensões comumente aplicadas para representação desse material (Eberhardt et al., 1998; de Lan et al., 2010; Rasmussen et al., 2018).

A metodologia de calibração apresentada na Figura 4.16 foi aplicada e após dois ciclos de calibração foi possível obter os parâmetros apresentados na Tabela 4.4, os quais são capazes de representar o comportamento do granito Lac du Bonnet rosa nos ensaios de compressão simples e tração (Tabela 4.5), sendo verificado um erro máximo de 6,5%.



Tabela 4.4 – Parâmetros do CVBM para o modelo do granito Lac du Bonnet rosa.

Tipo	Blocos Voronoi		Juntas	
Elástico	$E_v$ (GPa)	95	$K_n$ (GPa/m)	100.000
	$\nu_v$	0,2	$K_n/K_s$	4,5
Pico	$C_{pv}$ (MPa)	100	$C_{pj}$ (MPa)	62
	$\phi_{pv}$ (°)	52	$\phi_{pj}$ (°)	52
	$T_{pv}$ (MPa)	18	$T_{pj}$ (MPa)	49
Residual	$C_{rv}$ (MPa)	0	$C_{rj}$ (MPa)	0
	$\phi_{rv}$ (°)	20	$\phi_{rj}$ (°)	20
	$T_{rv}$ (MPa)	0	$T_{rj}$ (MPa)	0
	$\Psi$ (°)	20	-	-

Tabela 4.5 – Resultados numéricos e laboratoriais do granito Lac du Bonnet rosa.

Parâmetros	Numérico	Laboratório	Erro (%)	Referência
E (GPa)	65,6	66,1	-0,8	Eberhardt et al (1998)
$\nu$	0,27	0,26	3,8	Martin (1993)
UCS (MPa)	203,4	206,5	-1,5	Eberhardt et al (1998)
T (MPa)	9,9	9,3	6,5	Martin (1993)
CI (MPa)	84,9	81,5	4,2	Eberhardt et al (1998)
CD (MPa)	158,5	157,3	0,8	Eberhardt et al (1998)

Diante desse segundo estudo de caso, é possível concluir a validade da metodologia de calibração proposta nesta pesquisa. Tal ferramenta contribuirá para o uso do CVBM em trabalhos futuros.

#### 4.5 - CONCLUSÕES PARCIAIS

Nesse capítulo modelos numéricos de ensaios laboratoriais de compressão simples, compressão triaxial e ensaio brasileiro foram calibrados para representar o comportamento do granito de Creighton e do granito Lac du Bonnet rosa.

Com o CVBM foi possível representar algumas características do comportamento de rochas duras em laboratório como: as propriedades elásticas; os mecanismos de ruptura e as resistências de pico em ensaios de tração, compressão simples e triaxiais; e as tensões características (CI e CD) em condições confinadas e não confinadas.

Um estudo de sensibilidade também foi apresentado, o qual permitiu entender o papel de cada parâmetro de entrada sobre os resultados do modelo. A partir dessa análise, verificou-se que a rigidez normal e a rigidez cisalhante são as principais propriedades e a razão entre elas produz mudança em praticamente todas as respostas do modelo, especialmente no CI, CD, módulo de Young e coeficiente de Poisson. A resistência à tração de pico dos blocos Voronoi também é um parâmetro que influencia significativamente o modelo, mas essa variável é destacada por controlar diretamente a resistência à tração macroscópica. A resistência à compressão simples pode ser controlada tanto pela coesão de pico das juntas como pela coesão de pico dos grãos, enquanto o ângulo de atrito das juntas e dos grãos só exercem influência em condições confinadas. Também foi mostrado que parâmetros como coeficiente de Poisson e módulo de Young dos blocos, que geralmente são mantidos constantes, possuem papel importante no processo de calibração.

Por fim, a partir da análise de sensibilidade uma metodologia de calibração foi desenvolvida e testada com o segundo estudo de caso. Os resultados obtidos confirmam a aplicabilidade de tal metodologia, pois o processo de calibração foi realizado após dois ciclos de simulações.

## 5 - ESTUDOS DE CASO EM ESCALA DE CAMPO

Buscando confirmar a aplicação do CVBM para simulação de escavações em escala de campo realizou-se a retroanálise de duas estruturas distintas: um túnel submetido a elevadas tensões e um pilar de mina subterrânea profunda, ambas escavações realizadas em maciço intacto.

Os dois estudos de caso foram escolhidos por estarem diretamente relacionados as rochas analisadas no Capítulo 4, o túnel Mine-By e o pilar da mina Creighton. Os maciços dessas escavações são compostos respectivamente pelo granito Lac du Bonnet cinza (mesma região da rocha discutida Seção 4.4) e pelo granito de Creighton (material discutido na Seção 4.1).

### 5.1 - PRIMEIRO ESTUDO DE CASO: TÚNEL MINE-BY

O primeiro estudo aplicado para confirmação do modelo CVBM em escala de campo foi o caso do túnel Mine-By. Esta escavação possui 3,50 m de diâmetro, 46,00 m de comprimento e foi escavado a 420,00 m de profundidade na província de Manitoba, Canadá. Este túnel faz parte dos trabalhos desenvolvidos no laboratório URL da AECL e foi executado entre os anos de 1989 a 1995 com o objetivo de estudar o processo de ruptura que ocorre em escavações com elevadas tensões de campo. Por isso tal estudo foi bem registrado por diferentes trabalhos dos quais destaca-se Martin (1993), Martin et al. (1997) e Read (2004).

A rocha do laboratório URL localizada a 420,00 m de profundidade, também se trata de um granito, mas esta possui uma coloração cinza e comportamento distinto do granito rosa estudado na Seção 4.4. As propriedades mecânicas do granito Lac du Bonnet cinza estão resumidas na Tabela 5.1 e as tensões *in situ* registradas a 420 m de profundidade são:  $\sigma_1 = 60 \pm 3$  MPa,  $\sigma_2 = 45 \pm 4$  MPa e  $\sigma_3 = 11 \pm 2$  MPa. O túnel Mine-By foi escavado na direção da tensão principal intermediária e o ângulo da tensão principal maior com a horizontal variou entre  $11^\circ$  a  $14^\circ$  (Martin et al., 1997).

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do Granito Lac du Bonnet cinza, localizado a 420 m de profundidade.

Propriedade	Valor	Referência
Módulo de Young (GPa)	60	Hajiabdolmajid et al. (2002)
Coefficiente de Poisson	0,2	Hajiabdolmajid et al. (2002)
UCS (MPa)	224	Martin et al. (1997)
Resistência à tração (MPa)	10	Hajiabdolmajid et al. (2002)

Como o objetivo da execução do túnel Mine-By era entender a ruptura por *spalling*, adotou-se como técnica de escavação um desmonte de rocha sem o uso de explosivos. Em etapas anteriores a escavação do túnel o maciço foi amplamente instrumentalizado por meio de escavações auxiliares. Usando técnicas de emissão acústica/microsísmica e de observações realizadas diretamente nas paredes da escavação o processo de ruptura foi sendo registrado à medida que o túnel foi escavado (Read, 2004). A formação das fraturas paralelas a parede da escavação pode ser observada na Figura 5.1a, enquanto na Figura 5.1b é possível ver placas de rocha que foram retiradas da zona deteriorada.

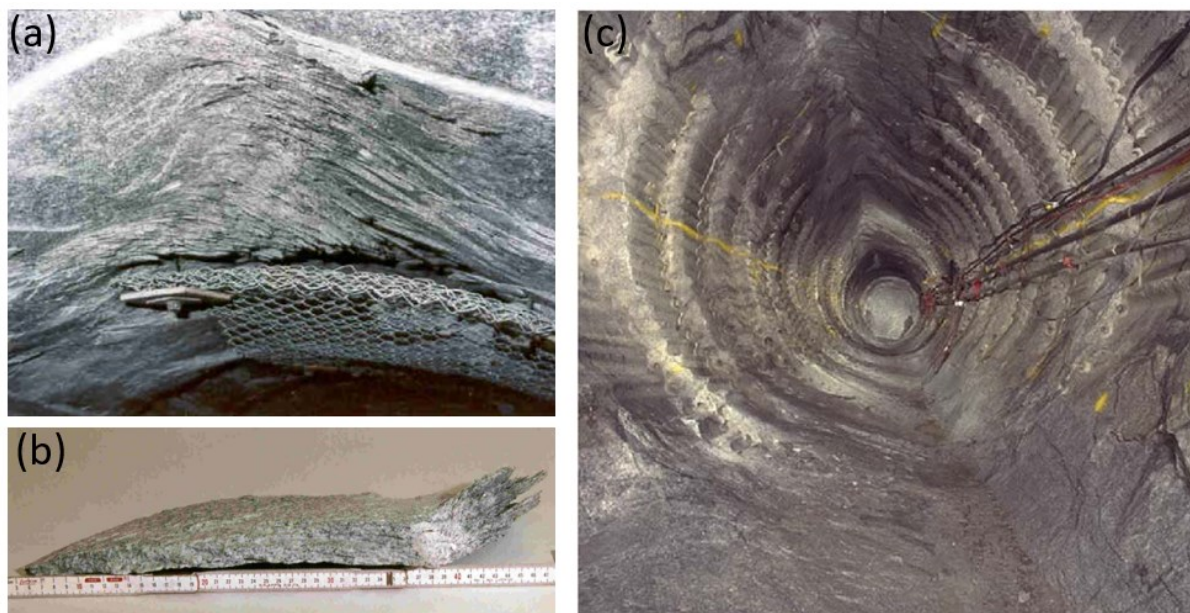


Figura 5.1 – Ruptura do túnel Mine-By: (a) Fraturamento por *spalling*, (b) placa de rocha retirada da região deteriorada e (c) seção final com entalhes em formato de V (Read, 2004).

O processo de ruptura por *spalling* avançou para dentro do maciço até se estabilizar em uma profundidade de 0,53 m (Read, 2004). Por causa do campo de tensões na região da

escavação a ruptura ocorreu em formato de V (Figura 5.1c) e na direção da tensão principal menor, região na qual a rocha sofreu a máxima tensão compressiva.

Em virtude da caracterização precisa das propriedades mecânicas do granito, dos níveis de tensões *in situ* e do processo evolutivo de ruptura, o caso do túnel Mine-by frequentemente é utilizado em simulações numéricas (Hajiabdolmajid et al., 2002; Diederichs, 2007; Vazaios et al., 2019a e Rasmussen & Farias, 2019). Outro fato que colabora para o uso desse estudo de caso como base para confirmação de modelos numéricos é que o maciço circundante ao túnel possui as mesmas características da rocha intacta e assim pode ser tratado como um maciço homogêneo e isotrópico.

### **5.1.1- GEOMETRIA DO MODELO, CONDIÇÕES DE CONTORNO E TENSÕES IN SITU**

Com o objetivo de representar a ruptura do túnel Mine-By usando o CVBM, construiu-se um modelo composto por três regiões. A primeira região, denominada de zona externa, possui dimensões de 50 x 50 m, esta dimensão foi estabelecida para impedir o efeito das condições de contorno. A segunda região, denominada de zona interna, é delimitada por um círculo de 10,5 m de diâmetros, ou seja, três vezes o diâmetro do túnel. A terceira região, conhecida como zona escavada, consiste numa região circular de 3,5 m de diâmetro, a qual representa a área da seção transversal do túnel Mine-by. O modelo CVBM foi implementado na zona interna, enquanto nas demais regiões adotou-se materiais elásticos. Essa divisão foi estabelecida para diminuir os custos computacionais das simulações. Essa técnica já foi utilizada por outros pesquisadores como, por exemplo, Rasmussen et al. (2019), Vazaios et al. (2019a) e Day et al. (2019). A Figura 5.2 mostra os detalhes da geometria do modelo.

Por se tratar de um túnel profundo restrições laterais e horizontais foram aplicadas em todas as bordas do modelo. As tensões principais,  $\sigma_1 = 60$  MPa,  $\sigma_2 = 45$  MPa e  $\sigma_3 = 11$  MPa, estabelecidas a partir de medidas em campo foram incorporadas na simulação. Adotou-se um ângulo de  $11^\circ$  entre a direção da tensão principal maior com a horizontal, assim como foi feito por Diederichs (2007).

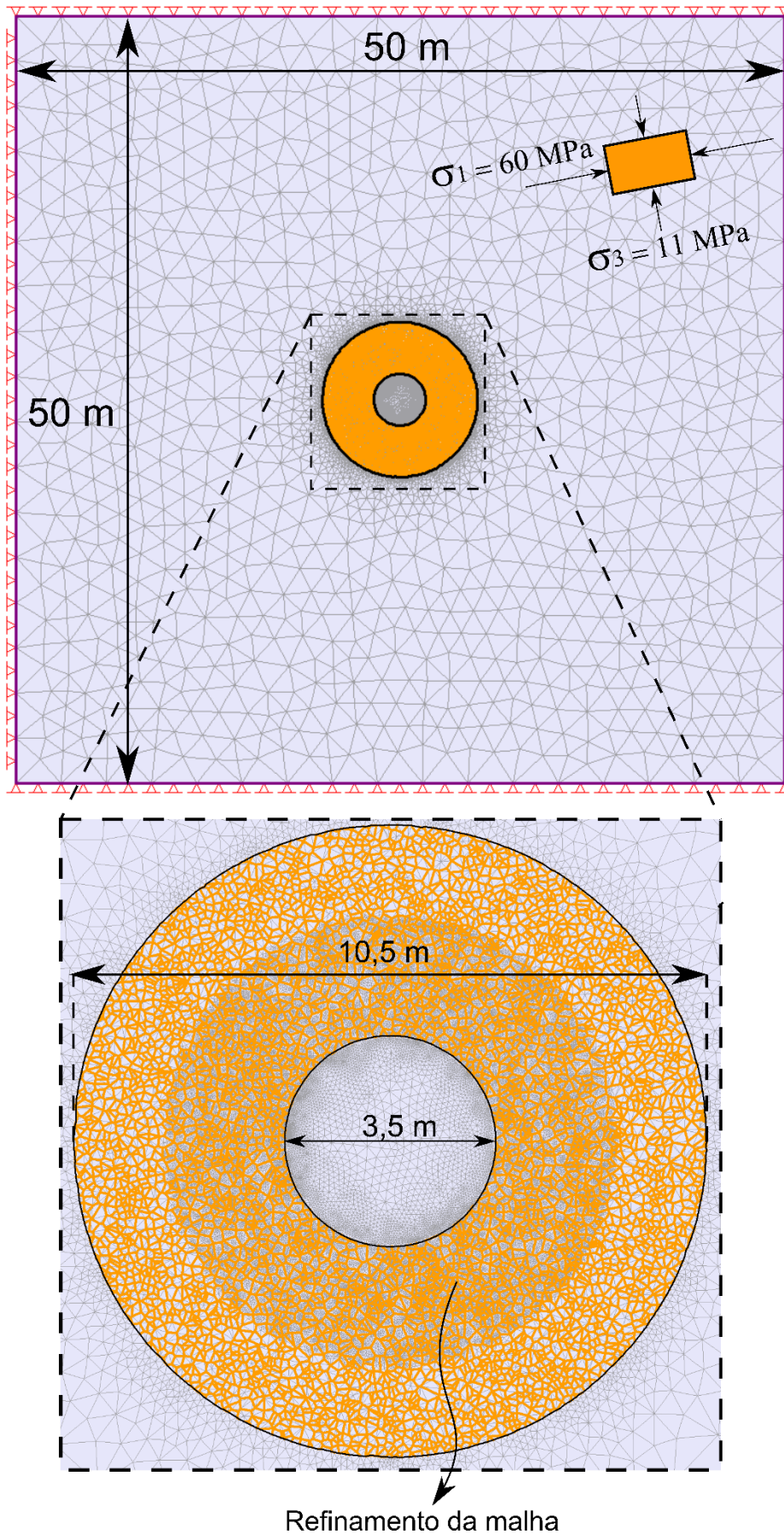


Figura 5.2 – Configuração do modelo usado para representar o túnel Mine-By.

### 5.1.2- SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO

Para simular o efeito de suporte imposto pela face do túnel empregou-se o método da relaxação das tensões (Vlachopoulos & Diederichs, 2014). Assim o modelo foi dividido em 11 estágios, dos quais o primeiro estágio é utilizado apenas para imposição das tensões *in situ* (Rocsciense, 2019). No segundo estágio é realizada a escavação do túnel e aplica-se um conjunto de tensões na parede da escavação que se equalizam as tensões induzidas pela escavação. As tensões foram incrementalmente reduzidas nos estágios posteriores até que no último estágio nenhuma tensão foi aplicada na parede da escavação (Figura 5.3).

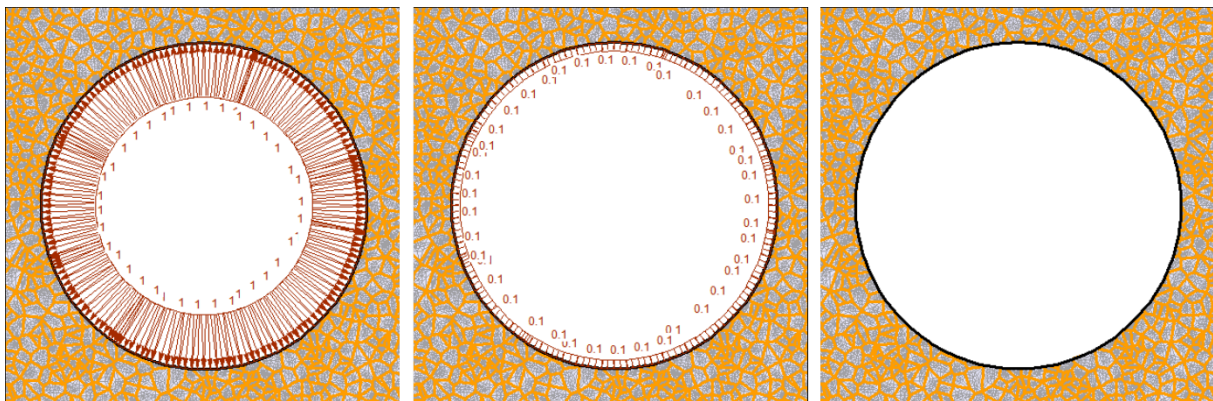


Figura 5.3 – Método da relaxação das tensões usado para simular o efeito 3D do avanço da face do túnel.

### 5.1.3- MOSAICO VORONOI E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Os blocos Voronoi precisam ser pequenos suficientemente para que não sejam formadas regiões preferenciais de ruptura (Damjanac et al., 2007). Com isso em mente e levando-se em conta o custo computacional da simulação, definiu-se um mosaico Voronoi com comprimento médio de juntas igual a 7,5 cm.

A discretização do modelo foi feita a partir de uma malha de elementos triangulares de seis nós. Na região central delimitada por uma área circular de 7,5 m de diâmetro foi realizado um refinamento da malha como pode ser observado na Figura 5.2. Tal configuração gerou uma

malha com mais de 96.000 elementos. Para facilitar a geração dessa malha adotou-se a opção de juntas com extremidades fechadas como discutido na Seção 3.4.

#### 5.1.4- METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO

As propriedades elásticas do material aplicado na zona externa e na zona escavada foram advindas dos resultados de laboratório (Tabela 5.1). Como as propriedades do modelo CVBM não são medidas diretamente do laboratório o processo de calibração foi dividido em duas etapas: calibração de laboratório e calibração de campo.

A primeira etapa destinou-se para calibração das propriedades de laboratório do granito: módulo de Young, coeficiente de Poisson, resistência à compressão simples e à tração. Assim simulou-se ensaios de compressão simples e de tração brasileiro. Adotou-se no modelo de laboratório o mesmo comprimento médio das juntas estabelecido para o mosaico Voronoi no modelo de campo. Por conta disso foi simulado um corpo de prova com 4,00 m de comprimento e 2,00 m de diâmetro (Figura 5.4). Assim como no modelo de campo, também foi utilizado uma malha de elementos triangulares de seis nós na simulação dos ensaios de laboratório.

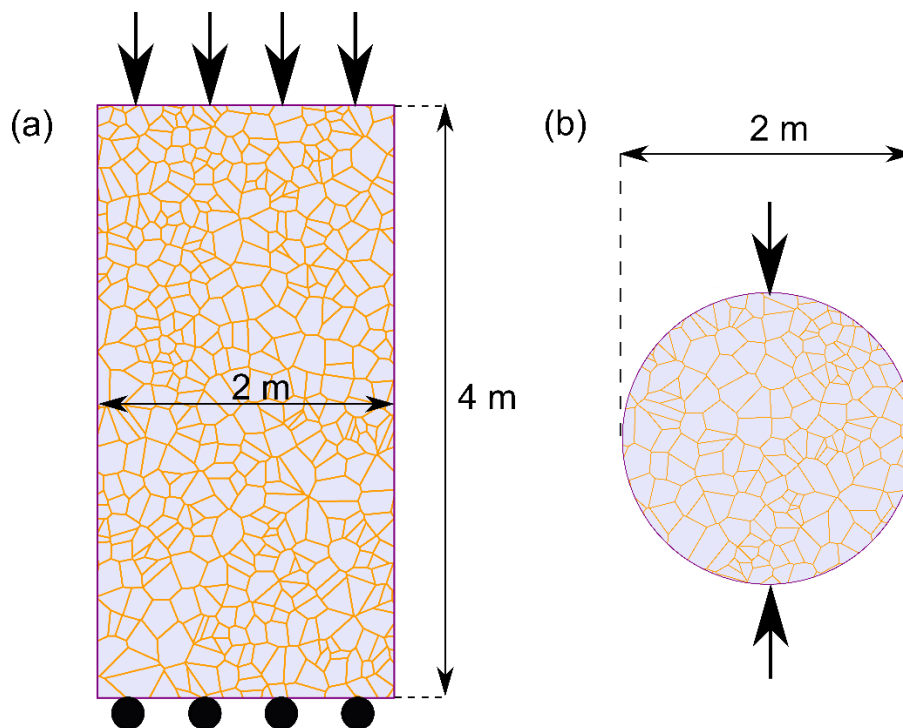


Figura 5.4 – Configuração do modelo de laboratório: (a) ensaio de compressão simples e (b) ensaio de tração brasileiro.



Para simular o ensaio de compressão simples com controle de deformação, foram definidas restrições de deslocamento verticais na base do corpo de prova e na parte superior foram impostos deslocamentos verticais. O processo de carregamento foi dividido em 20 estágios e utilizou-se 20 pontos de monitoramento no centro do corpo de prova para medição da tensão axial média e outros 40 pontos de monitoramento nas laterais (20 em cada lado) para controle dos deslocamentos laterais.

Com o intuito de simular o ensaio de tração brasileiro, aplicou-se restrições verticais na parte inferior do corpo de prova e deslocamento verticais na parte superior. Os deslocamentos verticais foram aplicados de forma incremental ao longo de 20 estágios. A força máxima registrada no processo de carregamento foi usada na Eq. 4.3 para o cálculo da resistência a tração.

Após a calibração dos modelos de laboratório, procedeu-se com a calibração do modelo de campo. Essa etapa se faz necessária tendo em vista a incompatibilidade entre a resistência de campo e de laboratório como discutido na Seção 2.2. As propriedades estabelecidas na primeira etapa da calibração foram inseridas no modelo de campo e em seguida reduziu-se a resistência do material até que a profundidade de ruptura do modelo fosse compatível com a registrada em campo.

A redução da resistência do material foi feita reduzindo-se a coesão das juntas e dos blocos Voronoi. Tal ação é compatível com a simulação de uma mobilização inicial da resistência por coesão, assim como foi feito por outros pesquisadores na simulação de rupturas frágeis (Hajiabdolmajid et al., 2002; Diederichs, 2007 e Edelbro, 2009), e pode ser atribuída à deterioração causada pela rotação de tensões devido ao avanço da face do túnel, assim como proposto por Read (2004) e Diederichs (2007).

A metodologia adotada no processo de calibração está apresentada de forma resumida na Figura 5.5. Nos parâmetros residuais de coesão e tração foram impostos valores nulos tanto para juntas, como para os blocos Voronoi, já nos parâmetros residuais de ângulo de atrito foram adotados valores inferiores aos de pico para que a queda da resistência de pico para residual, típica de ruptura frágil, fosse simulada. Para o ângulo de dilatância, foi adotado um valor igual ao ângulo de atrito residual, máximo valor possível, para que maiores deslocamentos de convergência fossem registrados promovendo uma melhor representação do fenômeno de *bulking*.

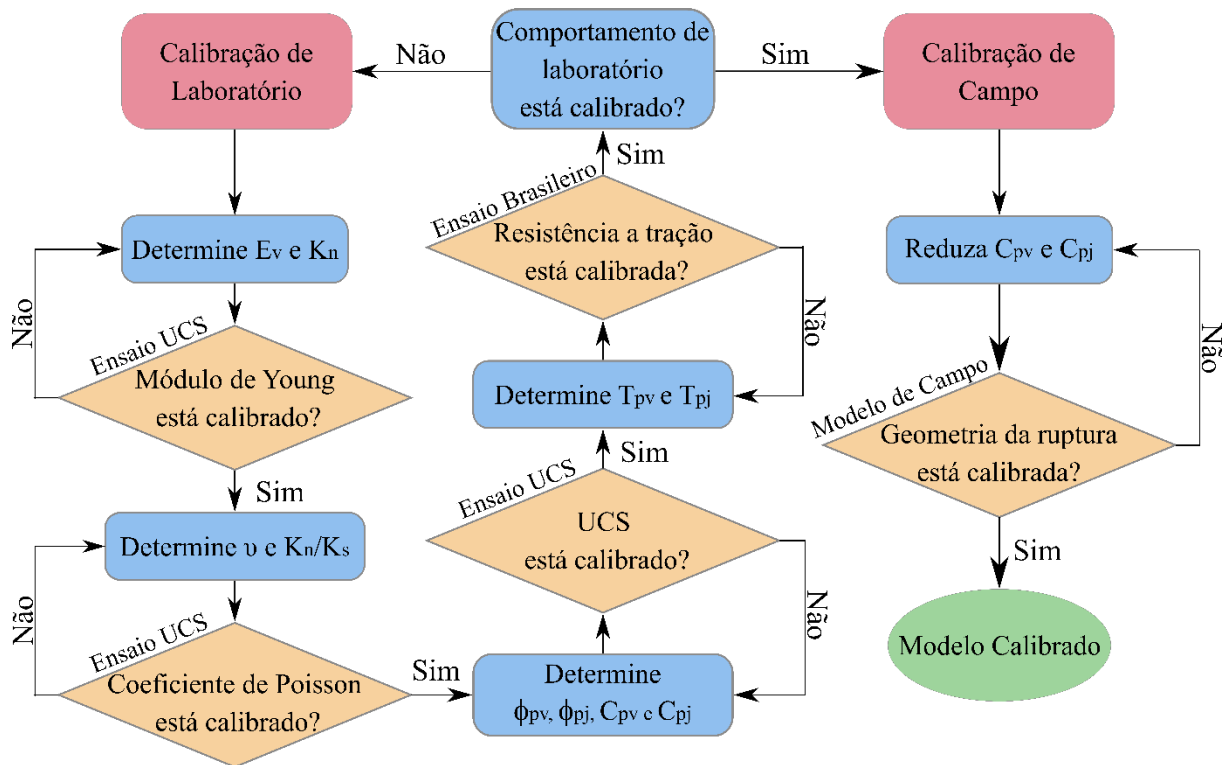


Figura 5.5 – Metodologia adotada para calibração da ruptura do túnel Mine-by.

### 5.1.5- RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir de um processo iterativo de modificação dos parâmetros do modelo, seguindo a metodologia apresentada na Figura 5.5, verificou-se que o conjunto apresentado na Tabela 5.2 é capaz de representar o comportamento do granito circundante do túnel Mine-By em escala de laboratório. Os resultados numéricos encontram-se na Tabela 5.3, onde é feita a comparação com os valores registrados em laboratório (Tabela 5.1). A partir dos quais verifica-se um erro máximo de 7,5%.

Os parâmetros apresentados na Tabela 5.2 foram inseridos no modelo de campo, o resultado da simulação é apresentado na Figura 5.6. A extensão da zona deteriorada foi definida a partir da plastificação das juntas e dos blocos. Com o resultado apresentado verifica-se que o maciço continua praticamente intacto, com apenas alguns elementos plastificados ao redor da escavação, evidenciando a divergência entre a resistência de campo e de laboratório.

Tabela 5.2 – Parâmetros do CVBM para representar o comportamento do maciço do túnel Mine-By em laboratório.

Tipo	Blocos Voronoi		Juntas	
Elástico	$E_v$ (GPa)	90	$K_n$ (GPa/m)	1200
	$\nu_v$	0,19	$K_n/K_s$	1,5
Pico	$C_{pv}$ (MPa)	100	$C_{pj}$ (MPa)	65
	$\phi_{pv}$ (°)	55	$\phi_{pj}$ (°)	42
	$T_{pv}$ (MPa)	14	$T_{pj}$ (MPa)	6
Residual	$C_{rv}$ (MPa)	0	$C_{rj}$ (MPa)	0
	$\phi_{rv}$ (°)	30	$\phi_{rj}$ (°)	10
	$T_{rv}$ (MPa)	0	$T_{rj}$ (MPa)	0
	$\Psi$ (°)	30	-	-

Tabela 5.3 – Resultados numéricos e laboratoriais dos ensaios na rocha do túnel Mine-By.

Parâmetro	Numérico	Laboratório	Erro (%)
Módulo de Young (GPa)	59,0	63,3	-6,8
Coefficiente de Poisson	0,20	0,20	0,0
UCS (MPa)	212,0	224,0	-5,4
Resistência à tração (MPa)	10,75	10,00	7,5

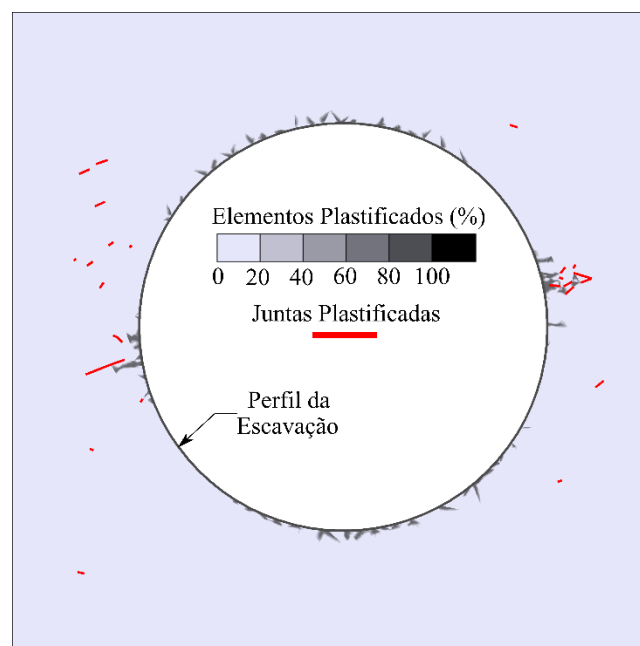


Figura 5.6 – Modelo do túnel Mine-By com resistência *in situ* equivalente a resistência de laboratório.

Novas simulações foram conduzidas, as quais fizeram parte do processo de calibração de campo. Nessas simulações fatores de redução de 0,5 e 0,3 foram aplicados na coesão das juntas e dos blocos Voronoi. Inicialmente reduziu-se de forma individual a coesão dos blocos Voronoi, em seguida outras simulações foram conduzidas reduzindo apenas a coesão das juntas e pôr fim a redução foi aplicada em ambos os elementos de forma conjunta. Os resultados estão apresentados na matriz exposta na Figura 5.7.

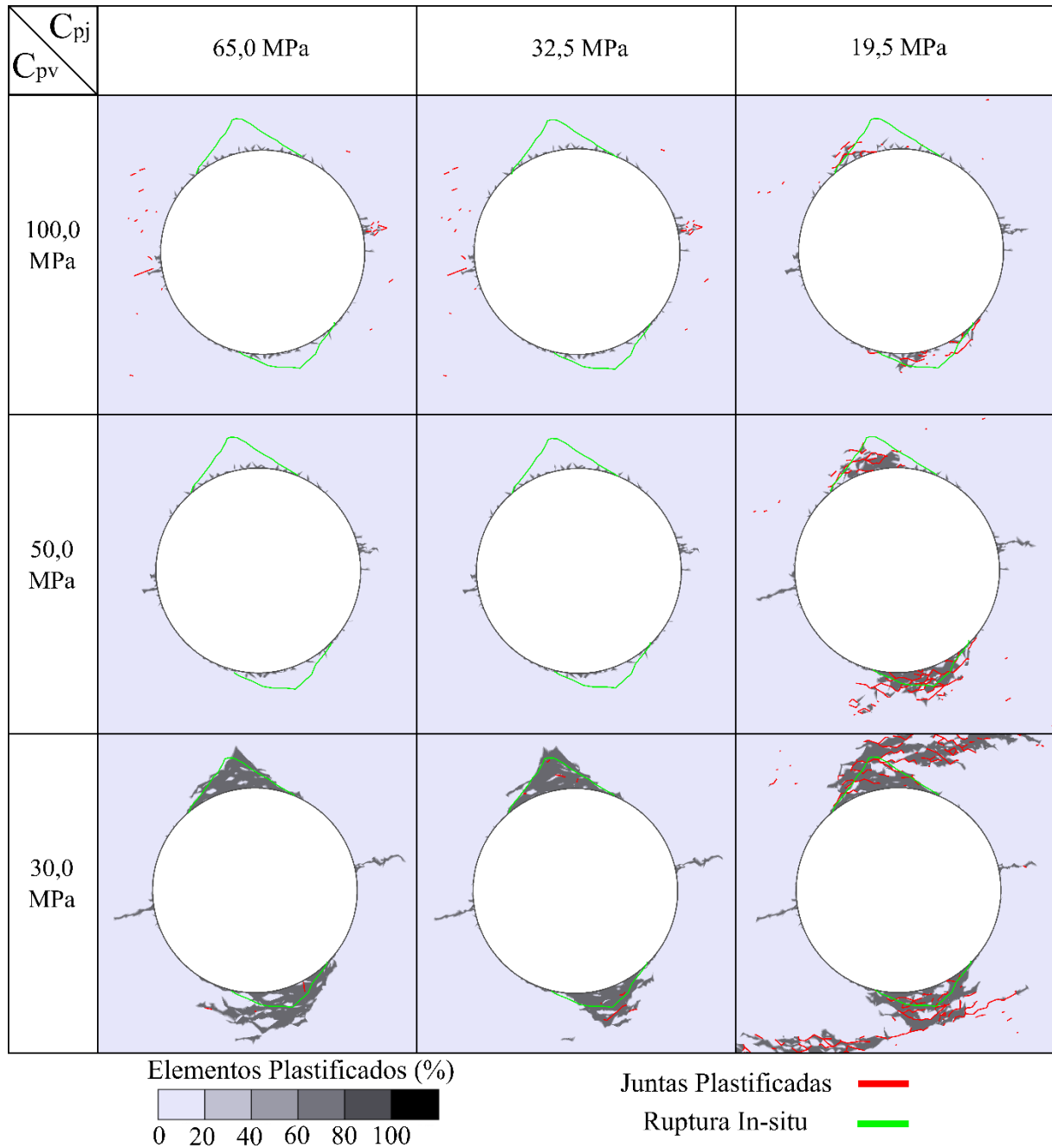


Figura 5.7 – Resultados numéricos com redução da resistência *in situ*.

A redução aplicada apenas na coesão das juntas não promove um aumento significativo da zona deteriorada. Diferentemente, a redução exclusiva da coesão dos blocos permite uma boa aproximação da ruptura numérica com a ruptura de campo, entretanto a formação de macrofraturas, simulada pela plastificação das juntas, não é verificada. A redução simultânea da coesão de ambos os elementos possibilita que a zona deteriorada seja mais bem definida, pois é possível ver que os resultados apresentados na posição 2x3 e 3x2 da matriz promoveram os melhores resultados. Com o objetivo de atingir um resultado mais acurado variou-se de forma interativa valores de coesão próximos a uma redução de 70%, e assim definiu-se o par  $C_{pv}=36,0$  MPa e  $C_{pj}=19,5$  MPa como os melhores parâmetros para representação da zona de ruptura do túnel Mine-By. O resultado da simulação com esses parâmetros é apresentado na Figura 5.8.

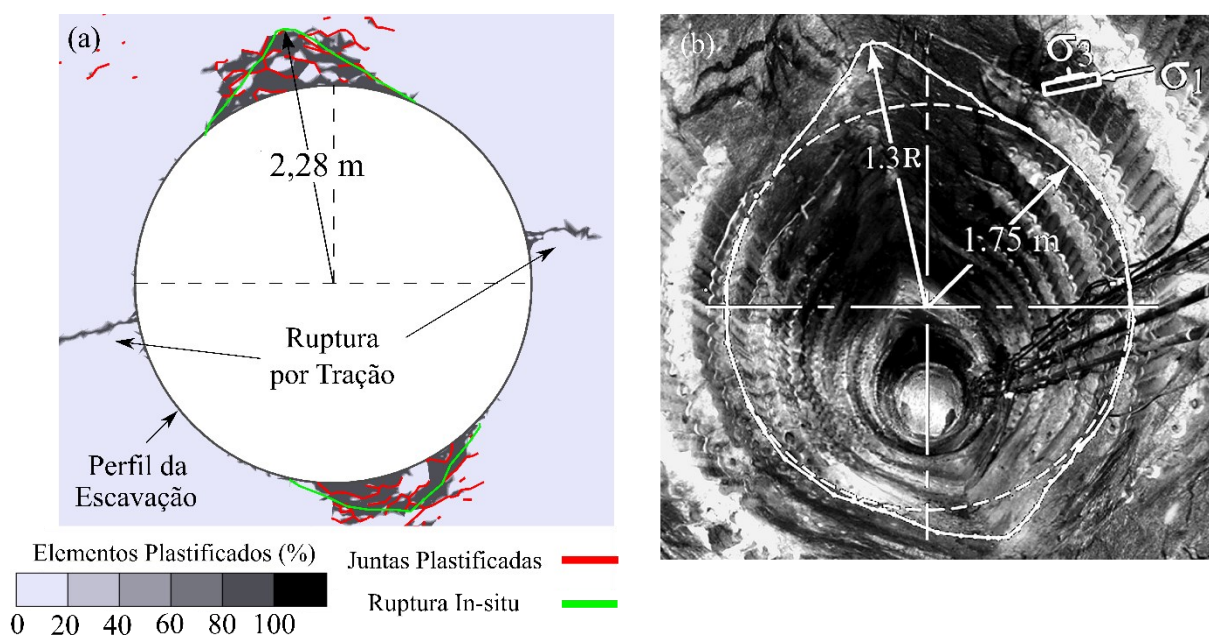


Figura 5.8 – (a) Modelo CVBM do túnel Mine-By calibrado e (b) ruptura registrada em campo (Diederichs, 2007).

Verifica-se que a profundidade de ruptura e o formato em “V” foram capturados pelo modelo CVBM (Figura 5.8a) de maneira similar com a ruptura registrada em campo (Figura 5.8b). Apesar do CVBM ser baseado no método dos elementos finitos é possível observar de forma explícita a formação das macrofraturas pela plastificação dos elementos de junta. Na Figura 5.8a é possível ver também a ruptura por tração ocorrida nas laterais do túnel. Tal ruptura

não pode ser verificada visualmente por meio das imagens do perfil final do túnel, entretanto Cai et al. (2001) relatam sua ocorrência a partir medições realizadas com emissões acústicas.

Na Figura 5.9 são apresentadas as tensões principais maiores e menores. Esse resultado mostra que a ruptura ocorre nas regiões com maiores concentrações de tensões de compressão (teto e piso da escavação). A propagação da zona deteriorada é restringida pelo acréscimo de tensão confinante, sendo limitada por  $\sigma_3 = 20$  MPa, ou seja, aproximadamente UCS/10 como propõem Kaiser et al. (2015).

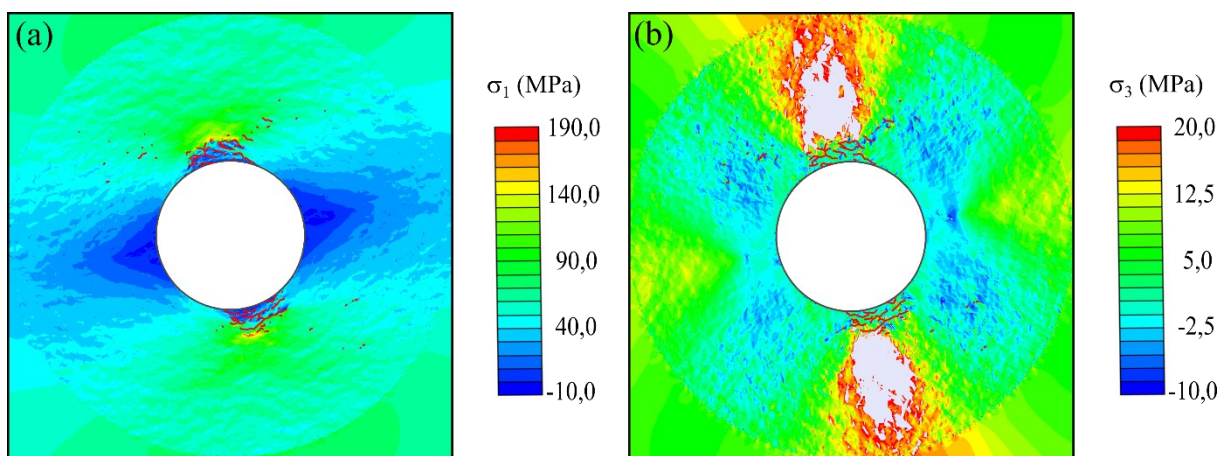


Figura 5.9 – Tensões desenvolvidas ao redor do túnel Mine-By: (a) tensão principal maior e (b) tensão principal menor (valores positivos representam compressão).

O modelo CVBM também conseguiu capturar a evolução da ruptura do túnel à medida que a face da escavação avançou. O resultado é apresentado na Figura 5.10. Observa-se que com uma redução de 20% das tensões induzidas o maciço ainda não apresenta nenhum elemento plastificado, entretanto a partir de uma redução de 60% a ruptura é iniciada e se propaga à medida que o túnel avança até atingir sua geometria final.

Os parâmetros ajustados para o modelo de campo foram reempregados no modelo de laboratório do ensaio de compressão simples. A redução da coesão provocou que a resistência fosse reduzida para 64,3 MPa. Tal resultado equivale a uma resistência *in situ* de aproximadamente 30% da resistência laboratorial, valor compatível com o intervalo de redução proposto por Diederichs (2007).

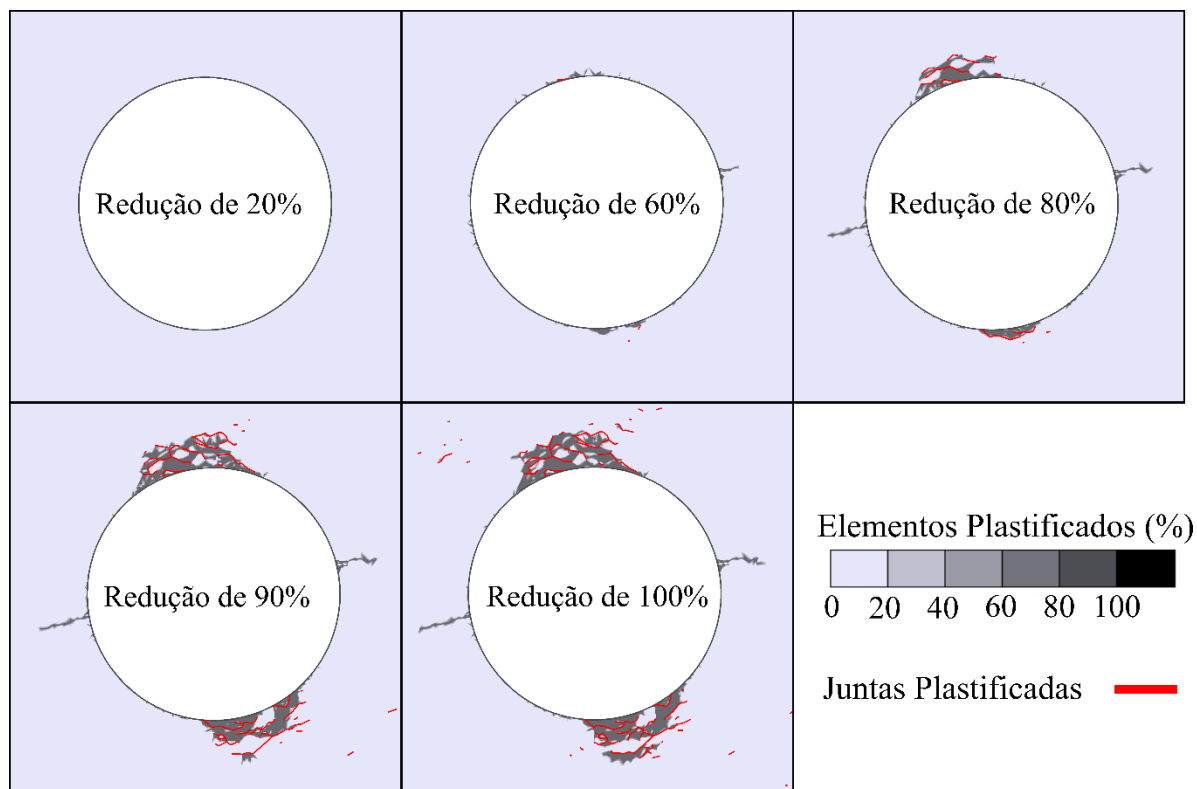


Figura 5.10 – Evolução da ruptura com o avanço da face do túnel.

Quando o túnel Mine-By foi executado, o interesse dos pesquisadores estava em entender o processo de ruptura por *spalling*, por conta disso as placas de rocha deterioradas foram retiradas do maciço e o fenômeno de *bulking* não foi quantificado. Devido à ausência de medições de *bulking*, os deslocamentos de convergência obtidos numericamente foram comparados com os dados empíricos de Kaiser (2016a). Tendo em vista que a tensão confinante é um dado de entrada no gráfico empírico (Figura 2.16), uma nova simulação foi feita com o modelo calibrado, na qual aplicou-se uma tensão confinante de 100 kPa na superfície do túnel, simulando um sistema de suporte leve, o resultado obtido está apresentado na Figura 5.11. O CVBM produziu um fator de *bulking* de 2,5%, resultado compatível com o intervalo de 2 a 3% proposto por Kaiser (2016a) para um túnel simples com um sistema de suporte leve.

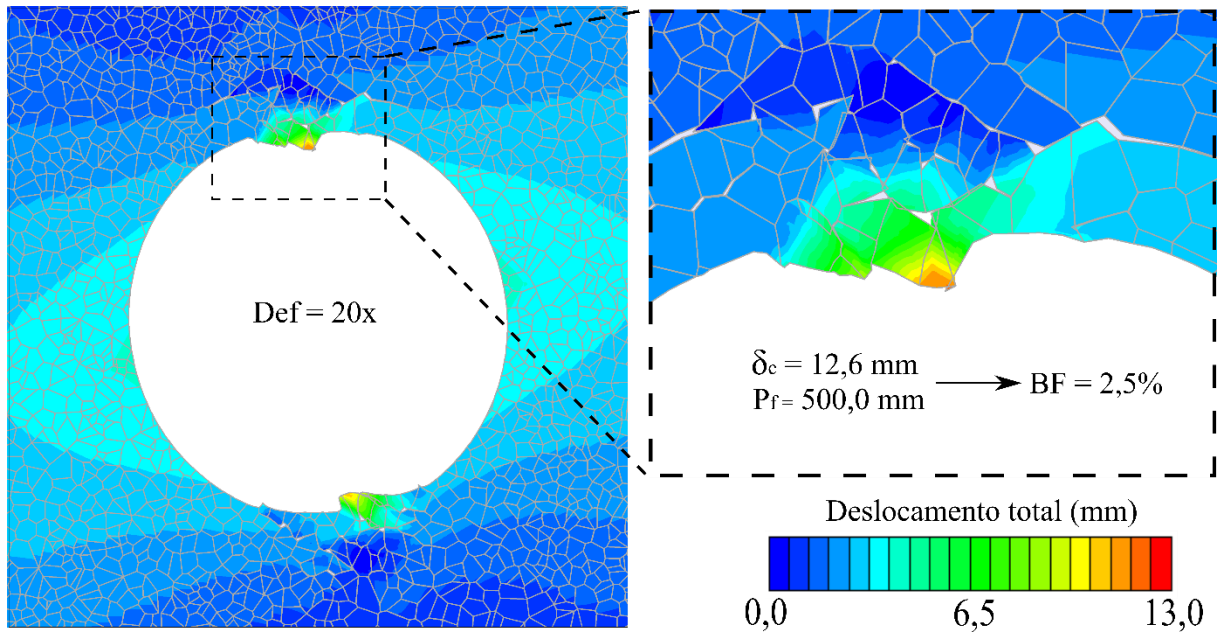


Figura 5.11 – Deslocamentos de convergência e fator de *bulking* obtidos com o modelo calibrado.

### 5.1.6- CONCLUSÕES PARCIAIS

A partir desse estudo verificou-se que o modelo CVBM é capaz de representar o processo de ruptura de túneis em rochas intactas sujeitas a elevadas tensões de campo. O modelo se mostrou robusto e conseguiu capturar diferentes aspectos da ruptura frágil como: a profundidade e o formato da ruptura por *spalling*; a ruptura por tração nas paredes da escavação; o processo evolutivo de deterioração do maciço à medida que a escavação do túnel avançou; e o deslocamentos de convergência promovidos pelo *bulking*.

Embora o modelo seja baseado em uma formulação MEF, a adoção do mosaico Voronoi permite observar de forma explícita a formação das macrofraturas pela plastificação dos elementos de junta, comportamento que não pode ser capturado por meio de outros modelos baseados no MEF (Hajiabdolmajid et al., 2002; Diederichs, 2007 e Edelbro, 2009).

Por fim, este trabalho apresenta uma metodologia que acopla resultados de ensaios laboratoriais e registros de campo para calibração do modelo. A retroanálise da ruptura do túnel Mine-By mostra a consistência dessa metodologia e evidenciam a aplicabilidade do CVBM como uma nova ferramenta para previsão de ruptura frágil de escavação com elevadas tensões de campo.



## 5.2 - SEGUNDO ESTUDO DE CASO: PILAR DA MINA CREIGHTON

A mina Creighton, como apresentado na Seção 4.2, está localizada em Sudbury, Canadá, e é uma das minas mais profundas do mundo. O pilar abordado nesse estudo está localizado a 2,4 km de profundidade, em uma área denominada Nível 7910. Esta estrutura foi escolhida tendo em vista as altas tensões de campo a que ela está submetida. Tal estudo de caso foi analisado por Walton (2014), Walton et al. (2015) e Walton et al. (2016).

A organização do Nível 7910 é apresentada na Figura 5.12 em perspectiva e em planta, onde é possível ver o corpo de minério a ser extraído, dez galerias de acesso e três *stopes* escavadas no corpo de minério. As galerias de acesso possuem formato quadrado de 5x5 m e foram executadas a cada 7,5 m, resultando em pilares (entre galerias) com 5 m de altura e 7,5 m de comprimento (Walton et al., 2015). Nesse nível, o maciço é constituído por um granito (apresentado na Seção 4.1) em sua maior parte intacto, sendo possível observar algumas regiões que apresentam famílias de descontinuidades (Walton et al., 2016). Destaca-se que a análise apresentada nesse trabalho foi restrita a região não fraturada, portanto, a rocha intacta ensaiada no laboratório (Tabela 4.2) é representativa do maciço analisado.

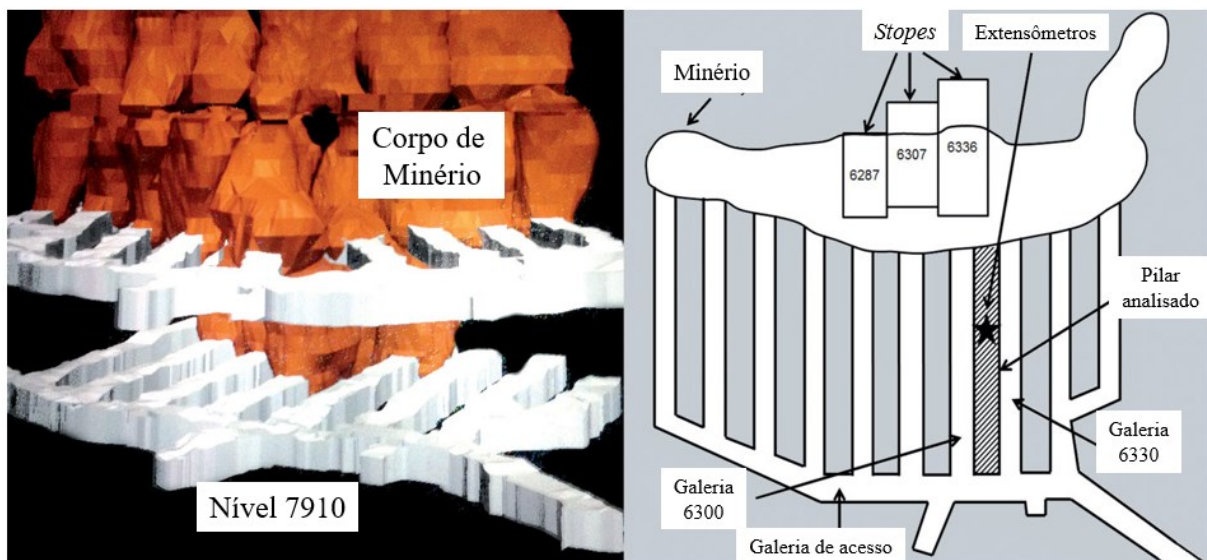


Figura 5.12 – Organização do nível 7910 e indicação do pilar analisado (modificado - Walton et al., 2015).

A escavação do nível 7910 ocorreu com o uso de explosivos e seguindo um avanço triangular (em planta), para que fosse aliviada as tensões induzidas nos pilares. Assim, as escavações iniciaram nas galerias centrais e prosseguiram para as galerias vizinhas. À medida que as escavações eram realizadas, um sistema de suporte composto por chumbadores, tela metálica e revestimento de concreto projetado com 7,5 cm de espessura foi sendo aplicado nas paredes da escavação (Walton et al., 2016).

Uma exceção na metodologia de escavação triangular ocorreu entre as galerias 6300 e 6330 (Figura 5.12), onde ocorreu um avanço considerável da galeria 6300 em relação a 6330, para que fosse realizado a instalação de seis extensômetros, em novembro de 2013, no pilar localizado entre elas (Figura 5.13). Após a instalação dos instrumentos, procedeu-se com a escavação da *stope* 6307 (dezembro de 2013) e com a escavação da galeria 6330 que ocorreu entre janeiro e fevereiro de 2014. Finalizada essa fase, seguiu-se com a escavação da *stope* 6287, realizada entre março e abril de 2014, e da *stope* 6336, realizada entre junho e julho de 2014 (Walton et al. 2016).

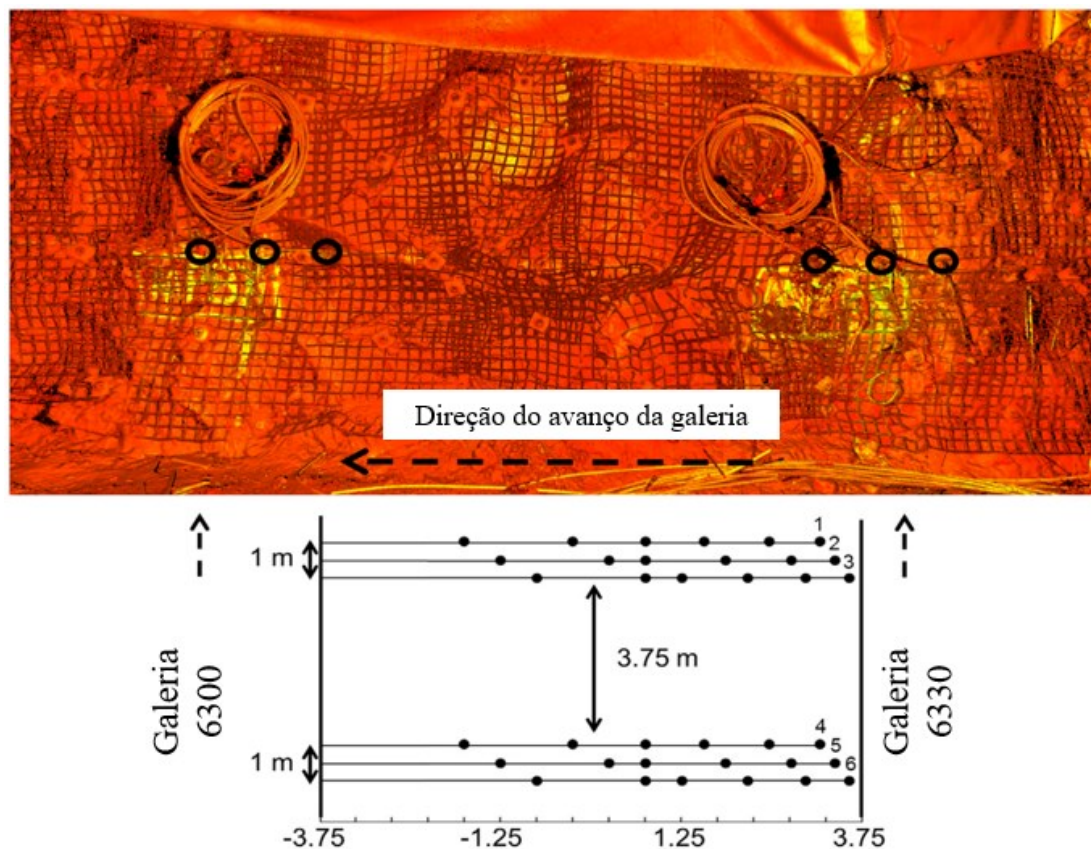


Figura 5.13 – Localização dos extensômetros instalados no pilar entre as galerias 6300 e 6330 (modificado - Walton et al., 2016).

Dos seis instrumentos instalados, apenas dois (extensômetros 3 e 4) não foram danificados durante o processo de escavação. Os dois instrumentos remanescentes conseguiram capturar os deslocamentos do pilar entre o período de novembro de 2013 e julho de 2014. Tais dados são apresentados na Figura 5.14, onde se verifica os deslocamentos acumulados com os eventos de escavação. Salienta-se que o centro do pilar foi tomado como ponto de referência para medição dos deslocamentos (Walton et al., 2016).

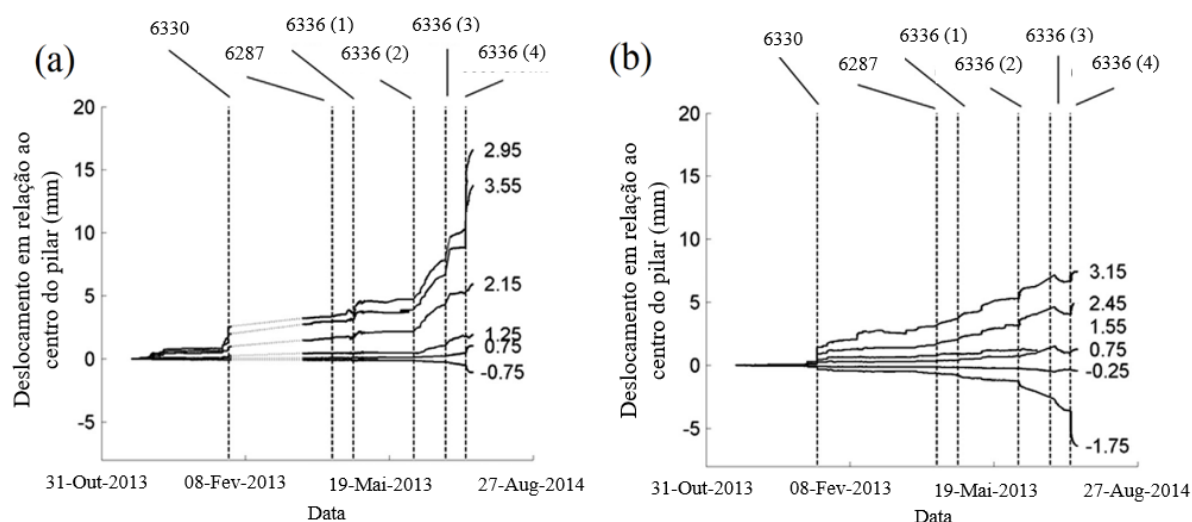


Figura 5.14 – Deslocamentos registrados nos extensômetros instalados no Pilar de Creighton juntamente com a linha de tempo dos eventos de escavação: (a) extensômetros 3 e (b) extensômetro 4 (modificado - Walton et al., 2016).

Walton et al. (2016) utilizaram os dados desses extensômetros para retroanalisar o comportamento do pilar usando um modelo CWFS tridimensional, construído com o programa Flac3D. Nesse trabalho, os autores encontraram dificuldades para retroanalisar os deslocamentos registrados no extensômetro 3, pois segundo eles o maciço nessa região apresentou uma maior heterogeneidade devido a sua proximidade com o corpo de minério. Diferentemente, os dados registrados no extensômetro 4 são mais representativos do maciço composto apenas por granito. Assim, neste trabalho serão utilizados os dados do extensômetro 4 para calibração do CVBM.

### 5.2.1- GEOMETRIA DO MODELO, MOSAICO VORONOI E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Para representar a seção transversal do pilar da mina Creighton, onde foi instalado o extensômetro 4, elaborou-se um modelo composto por três regiões: região superior, região inferior e região central, como apresentado na Figura 5.15.

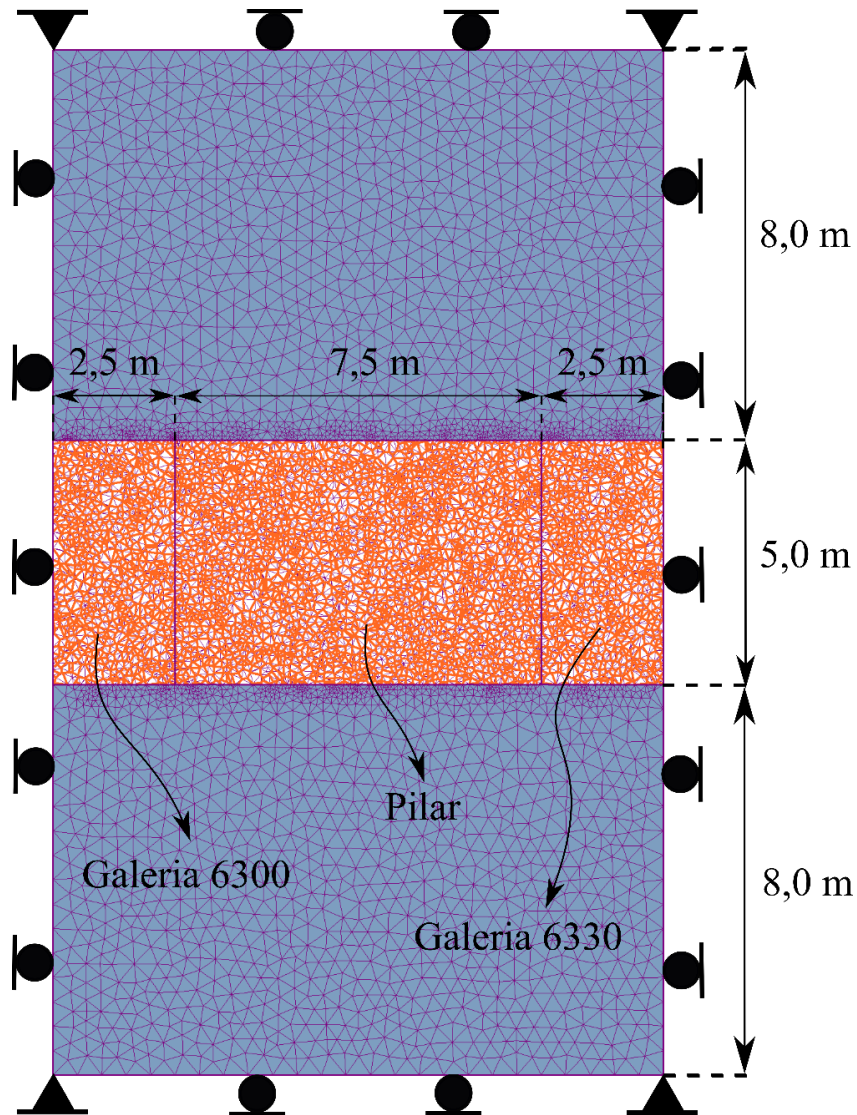


Figura 5.15 – Configuração do modelo usado para representar o Pilar de Creighton.

As duas primeiras regiões representam o teto e o piso da escavação, ambas possuem 8 m de altura e 12,5 m de comprimento. Já a região central, a qual possui 5,0 m de altura, representa o pilar analisado (centro), a galeria 6300 (esquerda) e a galeria 6330 (direita).

No teto e no piso da escavação foi aplicado um material elástico. Já na região central aplicou-se o CVBM. Esse artifício foi empregado para reduzir o custo computacional da análise, tal procedimento também foi usado por Sinha & Walton (2018) para modelar pilares de minas subterrâneas. Os parâmetros aplicados em cada região serão discutidos na Seção 5.2.4.

Nesse modelo um mosaico Voronoi com comprimento médio de juntas de 7,5 cm foi adotado, tal valor foi escolhido levando-se em conta a não ocorrência de regiões preferenciais de ruptura e os custos computacionais da análise. O modelo foi discretizado por uma malha de elementos finitos triangulares de seis nós com densidade variável, resultando em um total de mais de 30.000 elementos finitos.

### 5.2.2- CONDIÇÕES DE CONTORNO E TENSÕES IN-SITU.

No contorno superior e inferior do modelo foram incorporadas restrições verticais de deslocamento e nos contornos laterais empregou-se restrições laterais de deslocamentos (Figura 5.15). Salienta-se que tais condições foram impostas no estágio inicial, momento de estabilização das tensões *in situ*, mas algumas delas foram alteradas com o objetivo de incorporar no modelo o efeito das escavações adjacentes ao pilar. Mais detalhes sobre a condições de contorno impostas ao longo da simulação serão abordadas nas Seções 5.2.3, 5,2,4 e 5.2.5.

Walton et al. (2016) relataram uma série de estimativas das tensões *in situ* da área de estudo. Os valores máximos e mínimos apresentados por eles estão resumidos na Tabela 5.4. Tais resultados foram obtidos por medições *in situ* realizadas em escavações em outros níveis da mina Creighton e também a partir de retroanálises numéricas baseadas em dados sísmicos. Diante da variabilidade de informações das tensões *in situ* do local, optou-se por incorporar esse dado como parte da calibração do modelo.

Tabela 5.4 – Tensões *in situ* estimadas para a região do Pilar de Creighton.

Tensões <i>in situ</i>	Mínimo (MPa)	Máximo (MPa)
$\sigma_1$	85,9	133,3
$\sigma_2$	56,9	89,9
$\sigma_3$	51,1	70,2

Apesar da grande variação no valor das tensões principais, Walton et al (2016) afirmaram que todas as estimativas apontam a tensão principal maior ocorrendo na direção horizontal, a tensão principal menor na direção vertical e consequentemente a tensão principal intermediária na direção da escavação das galerias (fora do plano na análise 2D). Assim, essas também foram as direções das tensões principais incorporadas no modelo CVBM.

### 5.2.3- SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO E SISTEMA DE SUPORTE

As escavações das galerias foram simuladas utilizando o método da relaxação das tensões (Vlachopoulos & Diederichs, 2014). A escavação de cada galeria foi dividida em 7 fases, sendo que na primeira aplicou-se um conjunto de tensões na parede da escavação ( $\sigma$ ) que se equalizam as tensões induzidas pela escavação. Nas demais fases foram impostas reduções de 20%, 50%, 70%, 80% e 90%. No último estágio, quando 90% das tensões induzidas foram reduzidas, simulou-se a instalação do sistema de suporte por meio da aplicação de uma tensão de 1,7 MPa na parede de escavação, conforme proposto por Walton et al. (2016). Parte do processo de escavação da galeria 6300 é apresentado na Figura 5.16, o processo ilustrado nessa imagem também é válido para a escavação da galeria 6330.

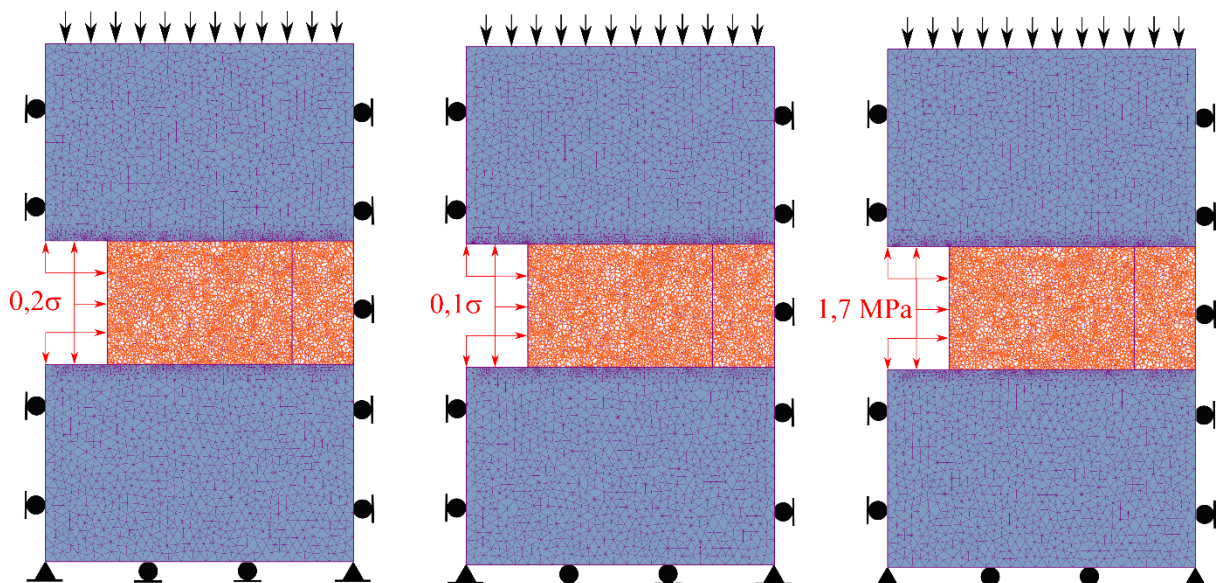


Figura 5.16 – Processo de escavação de uma das galerias e aplicação de deslocamentos verticais no contorno superior para simular o efeito da escavação de estruturas adjacentes ao pilar estudado.

Devido ao complexo processo tridimensional de exploração da mina, a influência das escavações adjacentes (galerias e *stopes*) foram incorporadas no modelo bidimensional por meio da aplicação de deslocamentos verticais no contorno superior do modelo, como apresentado na Figura 5.16. Tais deslocamentos foram impostos a partir do segundo estágio, após a imposição das tensões *in situ* no estágio inicial, e seus valores foram definidos como parte do processo de calibração.

Tendo em vista o objetivo de simular o processo de escavação das estruturas adjacentes ao pilar ao longo do tempo, foram adicionados à simulação outros seis estágios. Assim, toda a simulação foi desenvolvida em um total de vinte e um estágios. A Tabela 5.5 faz uma breve descrição do processo de escavação simulado em cada estágio e seu período de tempo correspondente.

Tabela 5.5 – Estágios aplicados na simulação do Pilar de Creighton

Estágio da Simulação	Processo de Escavação	Período
2	Escavação da galeria 6300	-
3	Escavação da galeria 6300	-
4	Escavação da galeria 6300	-
5	Escavação da galeria 6300	-
6	Escavação da galeria 6300	-
7	Escavação da galeria 6300	-
8	Instalação do sistema de suporte da galeria 6300 e início dos registros do extensômetro 4	Novembro de 2013
9	Escavação da <i>stope</i> 6307	Dezembro de 2013
10	Escavação da galeria 6330	Janeiro de 2014
11	Escavação da galeria 6330	Janeiro de 2014
12	Escavação da galeria 6330	Janeiro de 2014
13	Escavação da galeria 6330	Fevereiro de 2014
14	Escavação da galeria 6330	Fevereiro de 2014
15	Escavação da galeria 6330	Fevereiro de 2014
16	Instalação do sistema de suporte da galeria 6330	Fevereiro de 2014
17	Escavação da <i>stope</i> 6287	Junho de 2014
18	Escavação da <i>stope</i> 3336	Junho de 2014
19	Escavação da <i>stope</i> 3336	Junho de 2014
20	Escavação da <i>stope</i> 3336	Julho de 2014
21	Escavação da <i>stope</i> 3336	Julho de 2014

#### 5.2.4- METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO

Para o teto e o piso da escavação foram aplicadas diretamente as propriedades elásticas do granito de Creighton obtidas dos ensaios de laboratório (Tabela 4.2). Já para o modelo CVBM, seguiu-se um processo de calibração similar ao utilizado para o túnel Mine-By (Seção 5.1.4), o qual é composto por duas etapas: calibração de laboratório e calibração de campo.

Por causa da divergência entre a resistência de campo e de laboratório discutida na Seção 2.2 e verificada na retroanálise do túnel Mine-By, optou-se por calibrar no modelo de laboratório apenas as propriedades elásticas: módulo de Young e coeficiente de Poisson. Já a resistência do material foi considerada apenas na calibração do modelo de campo. Tal metodologia é similar a aplicada por Vazaios et al. (2019a).

Com o intuito de evitar problemas de escala, no modelo de laboratório adotou-se o mesmo comprimento médio das juntas estabelecido para o mosaico Voronoi do modelo de campo. Por conta disso, da mesma forma que foi feito para o túnel Mine-by, foi simulado um corpo de prova com 4,00 m de comprimento e 2,00 m de diâmetro (Figura 5.4a). Na simulação dos ensaios de laboratório também foi utilizada uma malha de elementos triangulares de seis nós, assim como foi feito para o modelo de campo. Os mesmos detalhes metodológicos descritos na seção 5.1.4, para o ensaio de compressão simples do Granito Lac du Bonnet cinza, são válidos para a simulação conduzida nesse estudo de caso.

Após a calibração do modelo de laboratório, procedeu-se com a segunda fase. Um dos desafios para calibração do modelo de campo está em retratar, em um modelo bidimensional, o efeito das escavações das estruturas adjacentes, especialmente em virtude da ausência de medições *in situ* em períodos anteriores a instalação dos instrumentos. Para contornar essa falta de informações, adotou-se como objetivo da calibração a trajetória de tensões apresentada na Figura 5.17, essa trajetória foi registrada em um modelo numérico tridimensional elaborado por Walton et al (2016) no Flac3D. Tal modelo foi construído seguindo a sequência de escavação real do nível 7910 e sua calibração foi baseada nos dados dos instrumentos instalados em campo.

A trajetória de tensões apresentada na Figura 5.17 foi registrada no centro do pilar e na mesma seção de instalação do extensômetro 4. Para capturar esses dados, Walton et al. (2016) utilizaram a média dos valores calculados em oito elementos, gerando um ponto material



(elemento representativo) com formato cúbico e de aproximadamente  $0,22 \text{ m}^3$  ou  $0,36 \text{ m}^2$  em plano.

Para registrar essa trajetória no modelo CVBM, também foi assumido no centro do pilar um ponto material com  $0,36 \text{ m}^2$ , o qual englobou mais de dez partículas Voronoi (Figura 5.18). Dentro desse elemento uma malha de pontos com espaçamento de  $10 \times 10 \text{ cm}$  foi definida para coletar a tensão vertical, a tensão horizontal e a tensão cisalhante desenvolvida em cada ponto. As médias dessas tensões foram utilizadas para montagem do tensor de tensões e assim definição da tensão principal maior e da tensão principal menor em cada estágio da simulação.

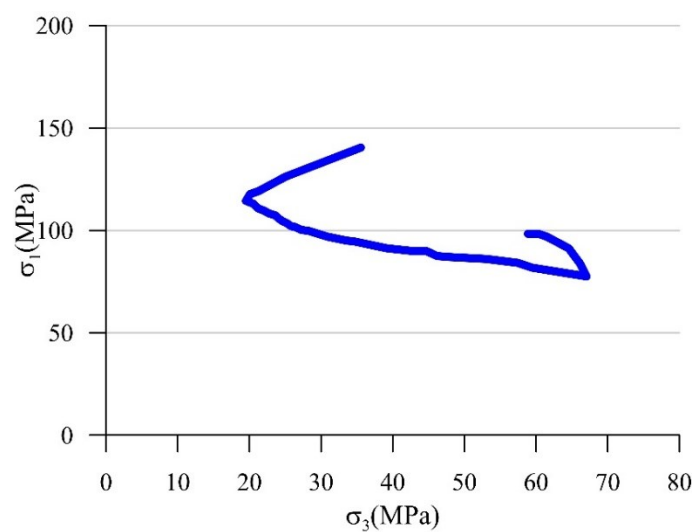


Figura 5.17 – Trajetória de tensões registrada no modelo tridimensional elaborado por Walton et al. (2019) no Flac3D.

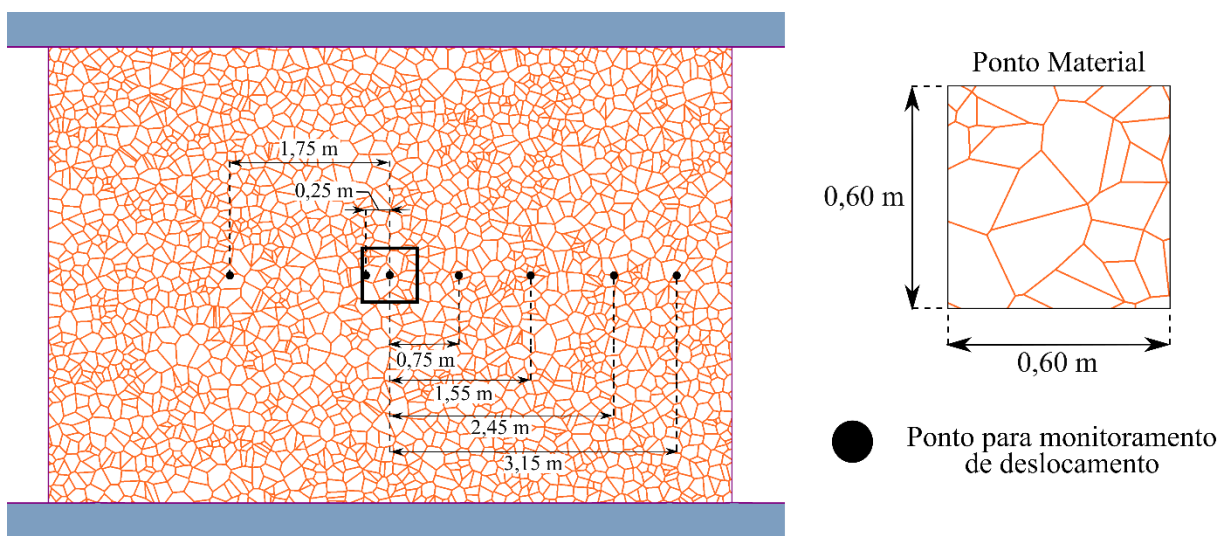


Figura 5.18 – Detalhe da região adotado como ponto material para registro da trajetória de tensões no centro do pilar e pontos de monitoramento de deslocamento.

Inicialmente buscou-se calibrar os níveis de tensões iniciais registrados na Figura 5.17. Com esse objetivo, variou-se as tensões *in situ* respeitando os limites apresentados na Tabela 5.4. Nesse processo também foi permitido variações nas propriedades elásticas do modelo CVBM. Isso foi feito porque no centro do pilar espera-se que as elevadas tensões confinantes promovam um aumento do módulo de Young do granito, o qual pode atingir valores de até 79,7 GPa (Walton et al., 2016). Essa elevação faz com que o valor calibrado para o ensaio de compressão simples não seja representativo da condição inicial no centro do pilar, já que no CVBM a relação entre  $E$  e  $\sigma_3$  não foi capturada (conforme discutido na Seção 4.1.3.3).

Após o ajuste das tensões iniciais realizou-se a calibração da trajetória de tensões. Nesse processo fez-se modificações nos deslocamentos verticais impostos na borda superior do modelo até que a trajetória apresentada por Walton et al. (2016) fosse representada no CVBM.

Por fim, realizou-se a calibração dos deslocamentos registrados no extensômetro 4, a Figura 5.18 apresenta os pontos de monitoramento dos deslocamentos. Em campo, os instrumentos foram instalados após a escavação da galeria 6300, dessa forma os deslocamentos considerados para calibração ocorreram após o 8º estágio da simulação (Tabela 5.5). Nessa etapa avaliou-se as propriedades que exerciam uma maior influência na calibração e tais parâmetros foram modificados até que os deslocamentos fossem calibrados.

O modelo foi considerado calibrado quando tanto os deslocamentos como a trajetória de tensões estiveram compatíveis com os valores previamente estabelecidos com base nos resultados de Walton et al. (2016).

### **5.2.5- CALIBRAÇÃO DO MODELO**

Inicialmente aplicou-se no modelo de laboratório as propriedades calibradas para o granito de Creighton na Seção 4.1.2- (Tabela 4.1). Verificou-se que o aumento do comprimento médio das juntas de 0,02 cm para 7,5 cm, promoveu uma elevação de 53,7 GPa para 81,5 GPa no módulo de Young macroscópico, diferentemente o coeficiente de Poisson macroscópico reduziu de 0,254 para 0,227. A partir desse resultado, reduziu-se a rigidez normal das juntas até que se identificou o valor de  $K_n=1.600$  GPa/m que promoveu um módulo de Young igual a 53,1 GPa e um coeficiente de Poisson igual a 0,255. A Tabela 5.6 resume os parâmetros que proporcionaram a calibração do modelo de laboratório.

Tabela 5.6 – Parâmetros do CVBM para representar o comportamento do maciço do Pilar de Creighton em laboratório.

Tipo	Blocos Voronoi		Juntas	
Elástico	$E_v$ (GPa)	85	$K_n$ (GPa/m)	1.600
	$\nu_v$	0,20	$K_n/K_s$	3,5
Pico	$C_{pv}$ (MPa)	100	$C_{pj}$ (MPa)	66
	$\phi_{pv}$ (°)	55	$\phi_{pj}$ (°)	55
	$T_{pv}$ (MPa)	19	$T_{pj}$ (MPa)	-
Residual	$C_{rv}$ (MPa)	0	$C_{rj}$ (MPa)	0
	$\phi_{rv}$ (°)	10	$\phi_{rj}$ (°)	10
	$T_{rv}$ (MPa)	0	$T_{rj}$ (MPa)	0
	$\Psi$ (°)	10	-	-

Os parâmetros apresentados na Tabela 5.6 foram incorporados no modelo de campo em conjunto com as tensões de campo que proporcionaram melhores resultados no modelo de Walton et al. (2016):  $\sigma_1 = 96$  MPa,  $\sigma_2 = 72$  MPa e  $\sigma_3 = 60$  MPa. As tensões iniciais registradas no centro do pilar são apresentadas na Figura 5.19a. Verifica-se que os valores adotados inicialmente geraram uma grande incompatibilidade entre os resultados do CVBM e aqueles registrados no modelo tridimensional (linhas tracejadas). Buscando a calibração, realizou-se aumentos progressivos nas tensões de campo até os limites máximos apresentados na Tabela 5.4. Mesmo impondo as máximas tensões, o modelo CVBM não conseguiu representar a tensão principal maior no centro do pilar, já a tensão principal menor é calibrada quando se inicializa o modelo com  $\sigma_3 = 66$  MPa.

Buscando respeitar os limites das máximas tensões *in situ* estabelecidas na Tabela 5.4, prosseguiu-se a calibração adotando  $\sigma_1 = 133$  MPa e  $\sigma_3 = 66$  MPa. Tendo em vista os altos níveis de tensões confinantes registrados no centro do pilar e na tentativa de tornar o modelo mais representativo, optou-se por elevar o módulo de Young do Granito de Creighton no modelo CVBM, tal procedimento também foi adotado por Walton et al. (2016) durante o processo de calibração. Assim elevou-se a rigidez normal das juntas (mantendo-se  $K_n/K_s$  constante) até que as tensões iniciais no centro do pilar no modelo bidimensional fossem compatíveis com as apresentadas no modelo de Walton et al (2016). O resultado desse ajuste é apresentado na Figura 5.19b, onde se verifica que um  $K_n=2.200$  GPa/m consegue promover a calibração das tensões iniciais no centro do pilar.

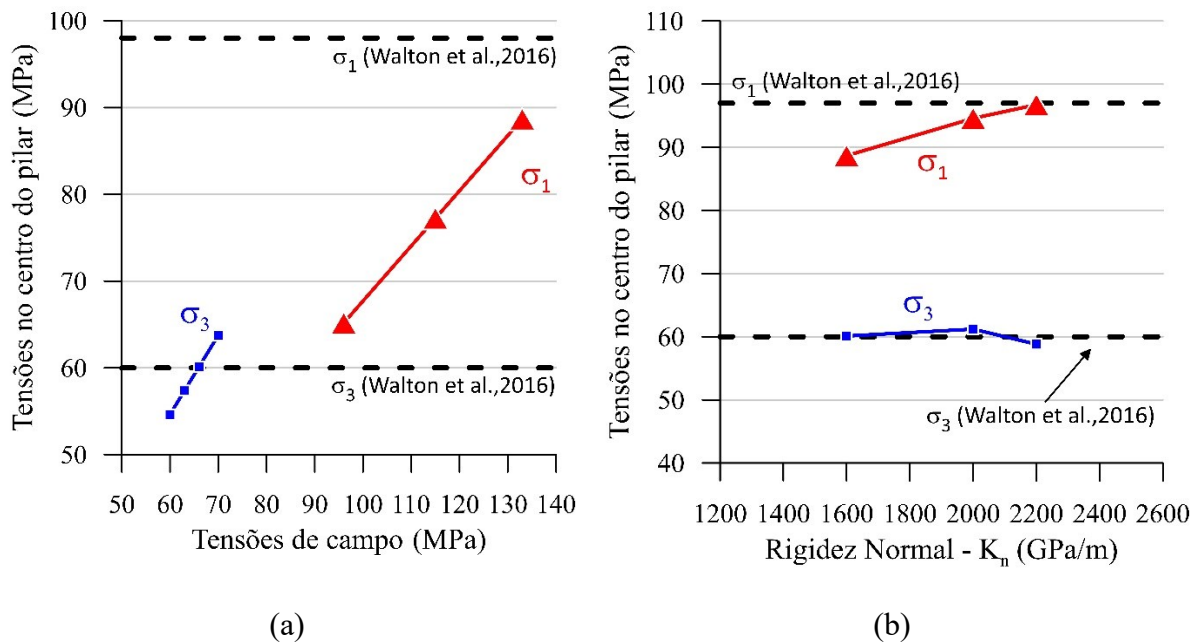


Figura 5.19 – Variação das tensões iniciais registradas no centro do pilar: (a) em relação as tensões *in situ* impostas no modelo e (b) em relação a rigidez normal das juntas. As linhas tracejadas representam o valor alvo da calibração.

Com as tensões iniciais calibradas, definiu-se a partir de um processo de tentativa e erro o conjunto de valores de deslocamentos verticais impostos no contorno superior (Tabela 5.7) que melhor representaram a trajetória de tensões registrada no modelo tridimensional. A trajetória de tensão registrada no modelo CVBM é apresentada na Figura 5.20 em comparação com os resultados de Walton et al. (2016).

Tabela 5.7 – Deslocamentos verticais aplicados no contorno superior do modelo para simulação do efeito das escavações adjacentes a estrutura.

Estágio	Deslocamento vertical (mm)	Estágio	Deslocamento vertical (mm)	Estágio	Deslocamento vertical (mm)
1	0,00	8	-3,00	15	-6,50
2	0,00	9	-3,50	16	-7,00
3	-1,00	10	-4,00	17	-7,50
4	-1,50	11	-4,50	18	-8,00
5	-1,50	12	-5,00	19	-8,50
6	-2,00	13	-5,50	20	-9,00
7	-2,50	14	-6,00	21	-9,50

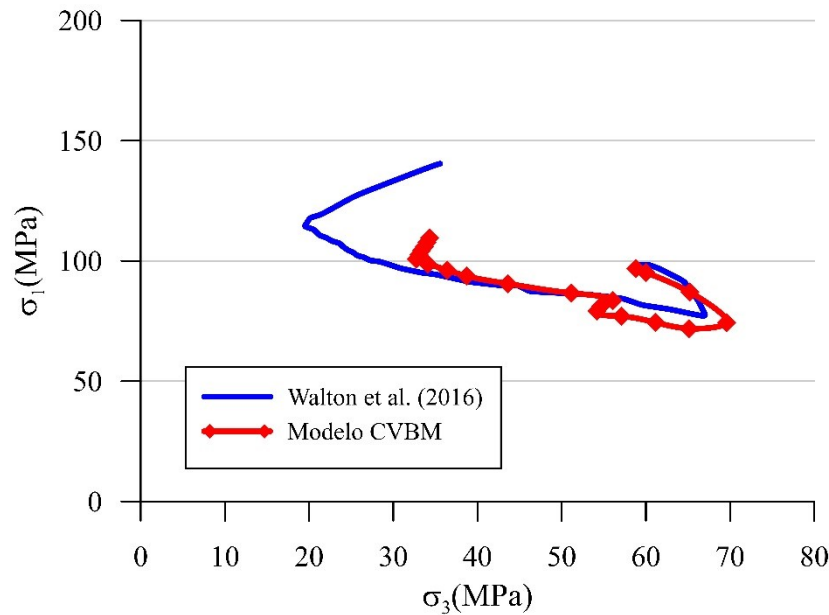


Figura 5.20 – Trajetória de tensões registrada no centro do pilar do modelo CVBM em comparação com os resultados de Walton et al. (2016).

Durante a calibração dos deslocamentos registrados no extensômetro 4 verificou-se que os parâmetros que mais promoviam influência nesse aspecto era a coesão das juntas ( $C_{pj}$ ) e dos grãos Voronois ( $C_{pv}$ ), bem como a razão entre a rigidez normal e a rigidez cisalhantes ( $K_n/K_s$ ).

A coesão das juntas e dos grãos controlam os deslocamentos pois ambos estão relacionados à resistência do maciço e conseqüentemente definem a ruptura dos elementos. Portanto, tais parâmetros exercem maior influência nos resultados registrados nos pontos localizados próximos a face do pilar (regiões mais susceptíveis a ruptura).

A redução da razão  $K_n/K_s$  promove uma ruptura mais brusca da estrutura, resultado compatível com os obtidos nas análises de sensibilidade do modelo em escala de laboratório (Seção 4.2.1). Dessa forma a variação desses parâmetros possibilita gerenciar os valores de deslocamentos registrados ao longo dos estágios da escavação.

Apesar de os parâmetros discutidos anteriormente possuírem influência sobre os deslocamentos, suas variações promovem pouca alteração na trajetória de tensões registradas no centro do pilar, resultado que facilita o processo de calibração. Esses parâmetros foram modificados até que se identificou os valores  $C_{pj} = 20$  MPa e  $C_{pv} = 45$  MPa e  $K_n/K_s = 6$ , que proporcionaram o melhor resultado de calibração. Na Tabela 5.8 são resumidos os parâmetros obtidos para calibração do pilar da mina Creighton.

Tabela 5.8 – Parâmetros do CVBM para representar o comportamento do pilar da mina Creighton.

Tipo	Blocos Voronoi		Juntas	
Elástico	$E_v$ (GPa)	85	$K_n$ (GPa/m)	2.200
	$\nu_v$	0,20	$K_n/K_s$	6
Pico	$C_{pv}$ (MPa)	45	$C_{pj}$ (MPa)	20
	$\phi_{pv}$ (°)	55	$\phi_{pj}$ (°)	55
	$T_{pv}$ (MPa)	19	$T_{pj}$ (MPa)	14
Residual	$C_{rv}$ (MPa)	0	$C_{rj}$ (MPa)	0
	$\phi_{rv}$ (°)	10	$\phi_{rj}$ (°)	10
	$T_{rv}$ (MPa)	0	$T_{rj}$ (MPa)	0
	$\Psi$ (°)	10	-	-

## 5.2.6- RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Figura 5.21 são apresentados os elementos e juntas plastificados ao longo de alguns estágios da simulação do pilar de Creighton. Observa-se que a partir do estágio 16 foi manifestada a formação de superfícies de ruptura em ambas as faces do pilar, resultado similar ao reportado por Walton et al. (2016). A formação desse mecanismo de ruptura dificulta a convergência do modelo CVBM, tendo em vista sua formulação implícita. Consequentemente, os resultados de deslocamentos registrados após essa instabilidade passam a variar quando se tenta reproduzir a simulação. Por conta desse entrave e com o objetivo de apresentar um resultado representativo, foram feitas 10 simulações (com os parâmetros calibrados, Tabela 5.8) e o resultado médio é apresentado na Figura 5.22 e na Figura 5.23.

Os resultados apresentados evidenciam que tanto os deslocamentos registrados em campo como a trajetória registrada no modelo tridimensional de Walton et al. (2016) foram bem representadas por meio do modelo CVBM. Isso permite assegurar que o modelo CVBM conseguiu representar o comportamento do pilar e também que os efeitos tridimensionais da escavação foram incorporados no modelo bidimensional.

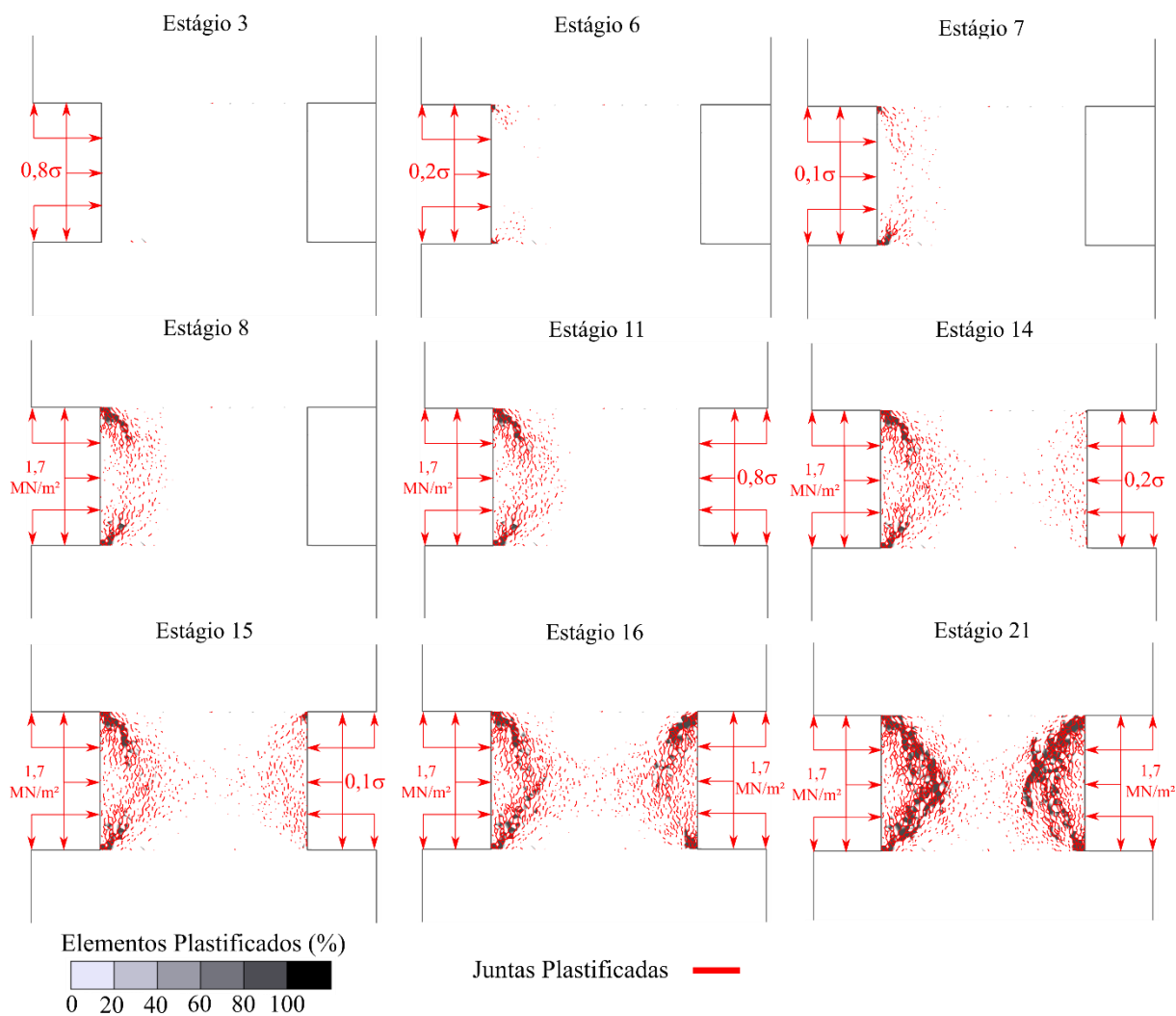


Figura 5.21 – Processo de deterioração do pilar de Creighton.

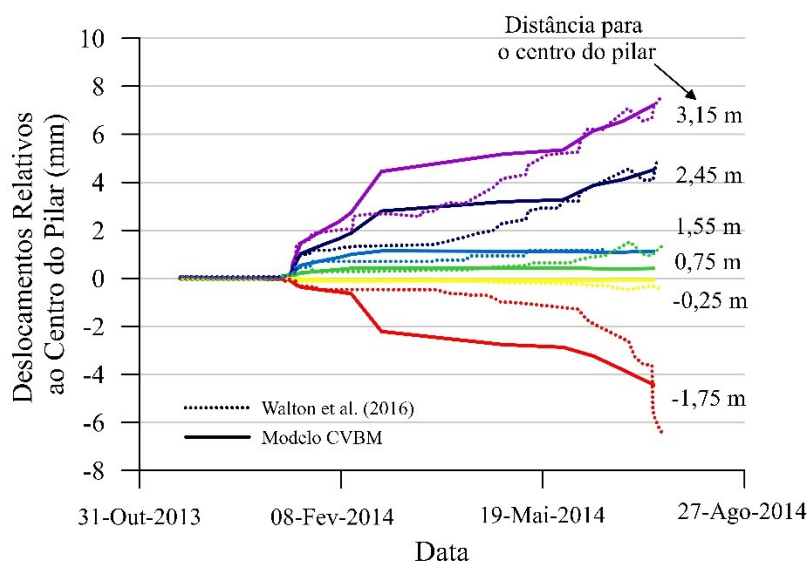


Figura 5.22 – Resultado médio dos deslocamentos registrados numericamente em comparação com os resultados reais registrados no extensômetro 4.

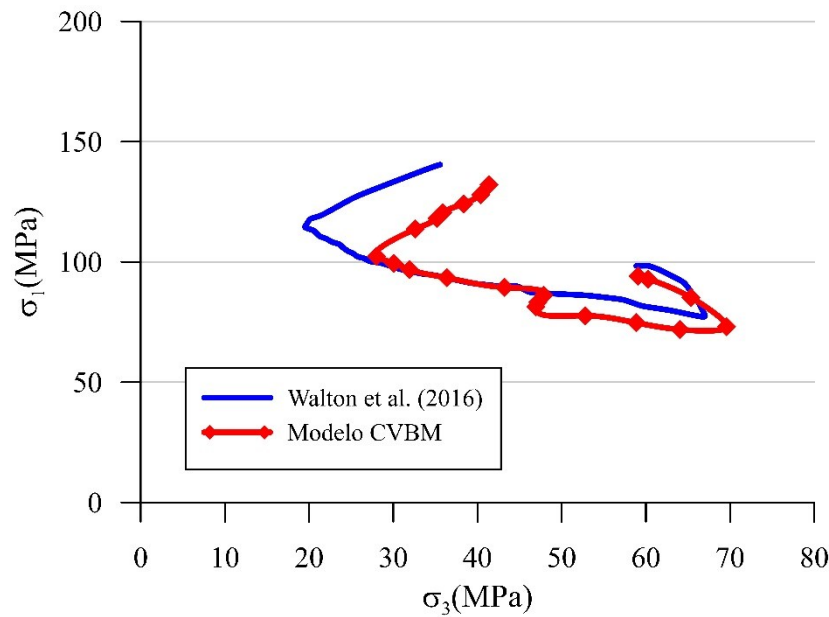


Figura 5.23 – Resultado médio da trajetória de tensões registrada no centro do pilar do modelo CVBM em comparação com o resultado de Walton et al. (2016).

Analisando novamente os resultados apresentados na Figura 5.21, observa-se que nos estágios iniciais da escavação da galeria 6300 (estágio 3) não há ocorrência de elementos plastificados, ou seja, o maciço permaneceu intacto. O avanço da escavação na galeria 6300 faz com que no estágio 6 haja ocorrência de início de plastificação nos vértices do pilar (região de alta concentração de tensões). À medida que a escavação avança, percebe-se uma propagação e interação das fraturas, conforme é apresentado na Figura 5.24 que apresenta os elementos plastificados no estágio 10.

Na Figura 5.24 consegue-se observar a formação de *wing cracks*, as quais se interligam e dão origem a fraturas paralelas à parede da escavação. Essas fraturas ocorrem em diferentes níveis de profundidade e geram placas de rocha intactas, comportamento característico do processo de ruptura por *spalling*, como descrito por Diederichs (2007), Martin (2014), Kaiser et al. (2015) e Kaiser (2016a). Processo similar ocorre na face oposta do pilar durante a escavação da galeria 6330, até que no fim da simulação duas regiões deterioradas são formadas nas faces do pilar (Figura 5.21).



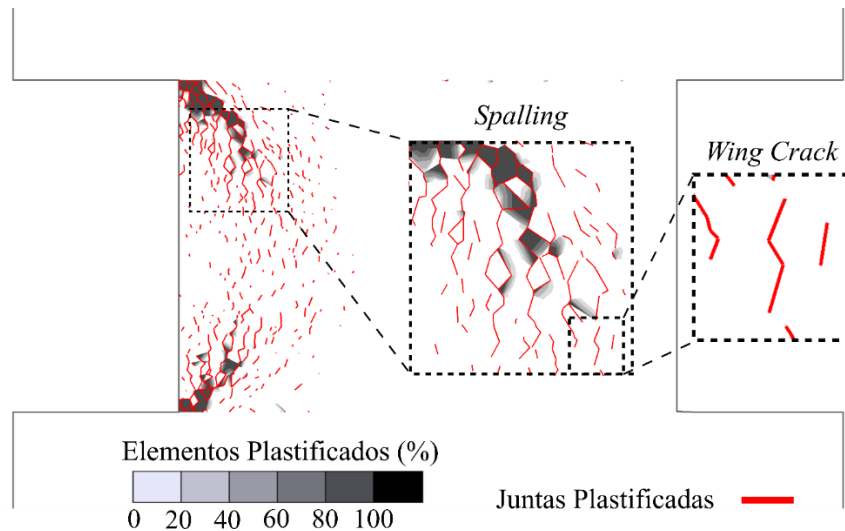


Figura 5.24 – Formação de *wing cracks* e do mecanismo de *spalling* durante o décimo estágio da simulação.

A partir das zonas deterioradas, apresentadas no estágio 21 (Figura 5.21), é possível verificar que o modelo CVBM foi capaz de capturar o mecanismo de ruptura que se espera para um pilar submetido a elevadas tensões, ou seja, ruptura em formato de V em ambas as faces como proposto por Diederichs (2003) e observado em casos reais (Figura 2.10).

As rupturas das zonas laterais do pilar promovem uma concentração de tensões na região central, como apresentado na Figura 5.25. Essa região é denominada de núcleo e é a responsável pela sustentação das escavações adjacentes.

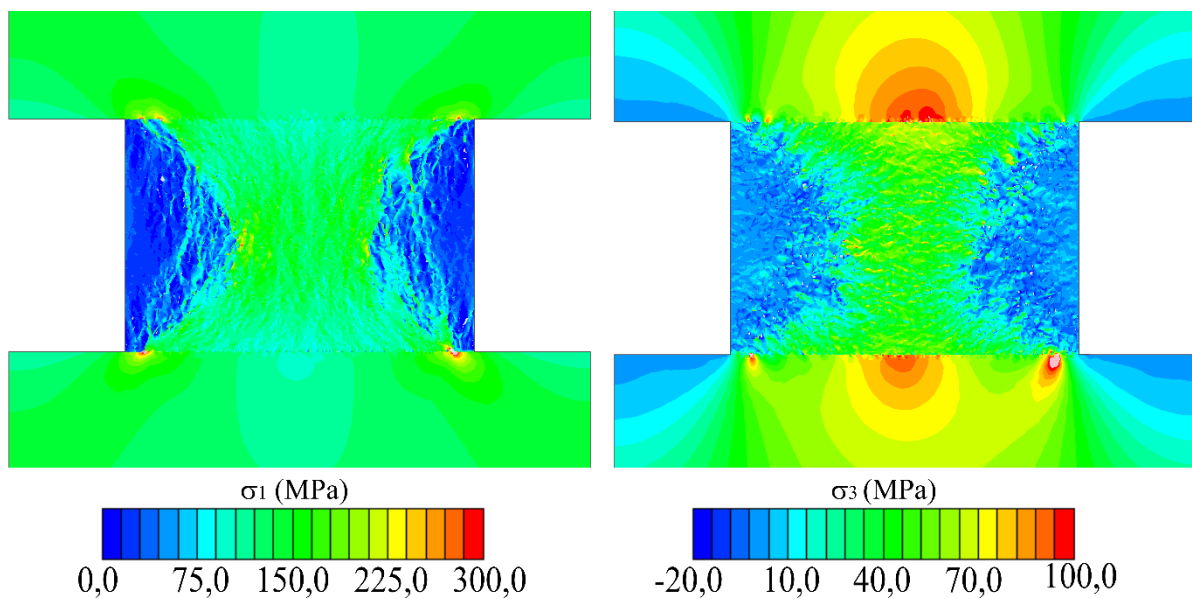


Figura 5.25 – Tensões principais desenvolvidas no último estágio da simulação (valores positivos representam compressão).

## 5.2.7- CONCLUSÕES PARCIAIS

Nesse estudo de caso o modelo CVBM foi aplicado para representar o comportamento de um pilar presente na mina Creighton. O modelo calibrado foi capaz de representar os deslocamentos registrados por meio instrumentação de campo. Destaca-se que os efeitos das escavações adjacentes à estrutura foram incorporados na simulação, sendo possível representar no modelo CVBM bidimensional uma trajetória de tensões similar à registrada em um modelo tridimensional, desenvolvido para representar a mesma estrutura.

O modelo conseguiu ainda capturar aspectos como a formação de *wing cracks*, macrofraturas paralelas à parede da escavação, placas de rocha intacta e ruptura em formato de V, todos esses componentes do processo de ruptura por *spalling*. A partir desse estudo, verificou-se que o modelo CVBM é capaz de representar o comportamento de pilares em rochas intactas sujeitos a elevadas tensões de campo.

## 6 - EFEITO DAS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES EM ESCAVAÇÕES COM ELEVADAS TENSÕES DE CAMPO

Os estudos de caso apresentados no Capítulo 5 promoveram a confirmação da capacidade do CVBM em representar diferentes fenômenos envolvidos nas rupturas de escavações submetidas a elevadas tensões de campo. Segundo Oreskes et al. (1994), os modelos numéricos após confirmados são ótimas ferramentas para análises de sensibilidade, as quais são destinadas a responder questões condicionantes e permitem identificar quais aspectos são mais relevantes no fenômeno estudado. Nesse sentido o CVBM calibrado para o túnel Mine-By foi utilizado para responder a seguinte questão condicionante: na ocorrência de famílias de descontinuidades no maciço no túnel Mine-By, qual seria o comportamento mecânico esperado da rocha no perímetro da escavação?

A questão anteriormente levantada tem sido, recentemente, estudada por diferentes autores como Bewick (2008), Barton & Shen (2016), Lei et al. (2017), Rasmussen & Farias, (2019), Vazaios et al. (2019a) e Vazaios et al. (2019b). Seguindo essa tendência, descontinuidades foram inseridas no modelo do túnel Mine-By e analisou-se a influência de parâmetros como: orientação, espaçamento, intensidade, posição e propriedades mecânicas.

Para facilitar a interpretação dos resultados as tensões *in situ* do modelo Mine-by foram rotacionadas em 11° no sentido horário, dessa forma a tensão principal maior foi modificada para direção horizontal e a tensão principal menor foi alterada para a direção vertical. Com o intuito de reduzir os custos computacionais o refinamento da malha na região central delimitada por uma área circular de 7,5 m de diâmetro (Figura 5.2) foi reduzido, sendo utilizada uma malha única em toda a região do mosaico Voronoi (Figura 6.1). Essa modificação resultou em uma malha com aproximadamente 60.000 elementos. As demais configurações e parâmetros foram mantidos conforme apresentado na Seção 5.1.

As alterações descritas anteriormente promoveram uma perturbação nos resultados do modelo, como pode ser verificado na Figura 6.2. Isso mostra que o modelo possui sensibilidade em relação à malha de elementos finitos. Tal resultado já era esperado, haja vista que, de acordo com Potyondy & Cundall (2004), o tamanho da malha está relacionado à tenacidade à fratura do material, propriedade que define a facilidade da fratura se propagar, e, para alcançar um resultado mais estável, seria necessária uma malha na escala dos minerais. Entretanto, as limitações computacionais enfrentadas durante o desenvolvimento dessa pesquisa não permitiram a adoção de uma malha com tal densidade.

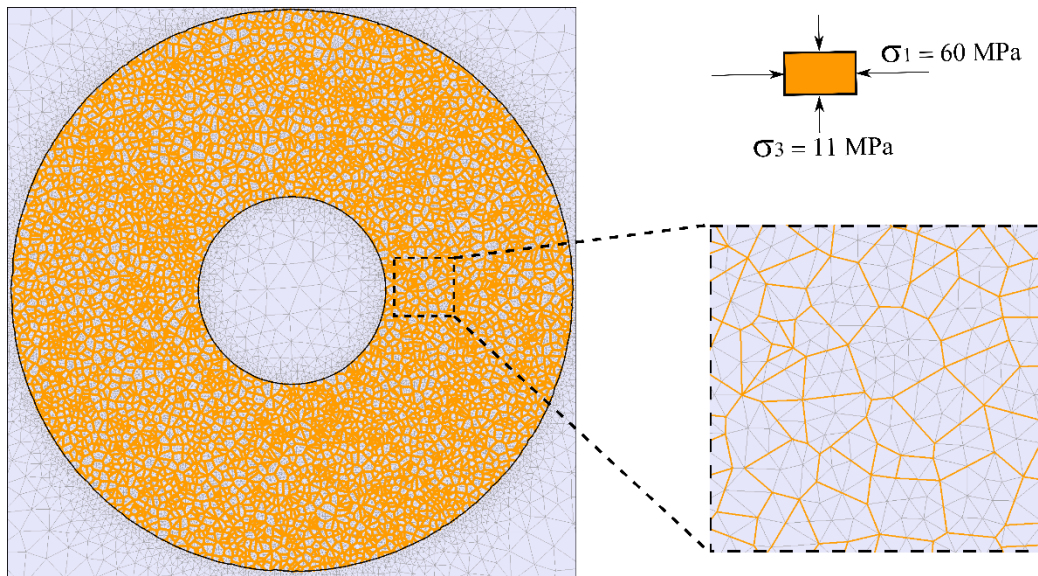


Figura 6.1 – Malha de elementos finitos na zona interna do modelo Mine-By para o estudo de sensibilidade com rede de fraturas discretas.

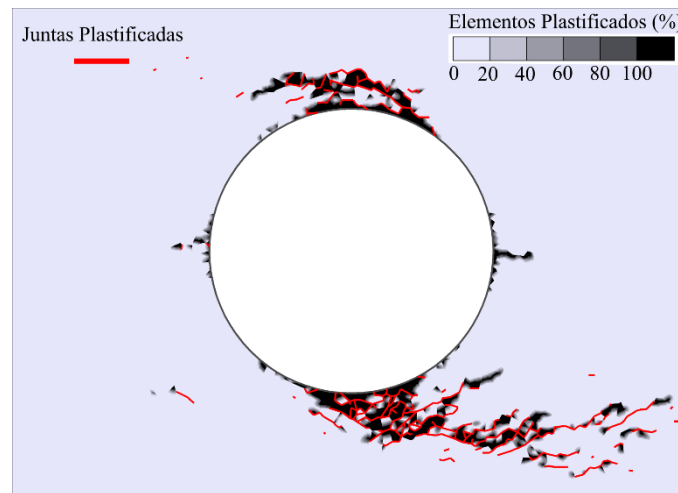


Figura 6.2 – Resultado do modelo Mine-By após rotação das tensões *in situ* e modificação da malha de elementos finitos.

Para contornar esse resultado incongruente, realizou-se uma modificação nos valores de coesão das juntas e dos blocos até que se chegou ao novo par de parâmetros,  $C_{pj}=22,5$  MPa e  $C_{pv}= 41,5$  MPa, que promoveram o resultado apresentado na Figura 6.3. As demais propriedades apresentadas na Tabela 5.2 foram mantidas constantes e os novos parâmetros de coesão foram incorporados nos modelos das análises de sensibilidade. Na Figura 6.3 são

apresentadas ainda as tensões principais maiores e menores. Esses resultados serviram de base para análise da influência da inserção de descontinuidades no modelo.

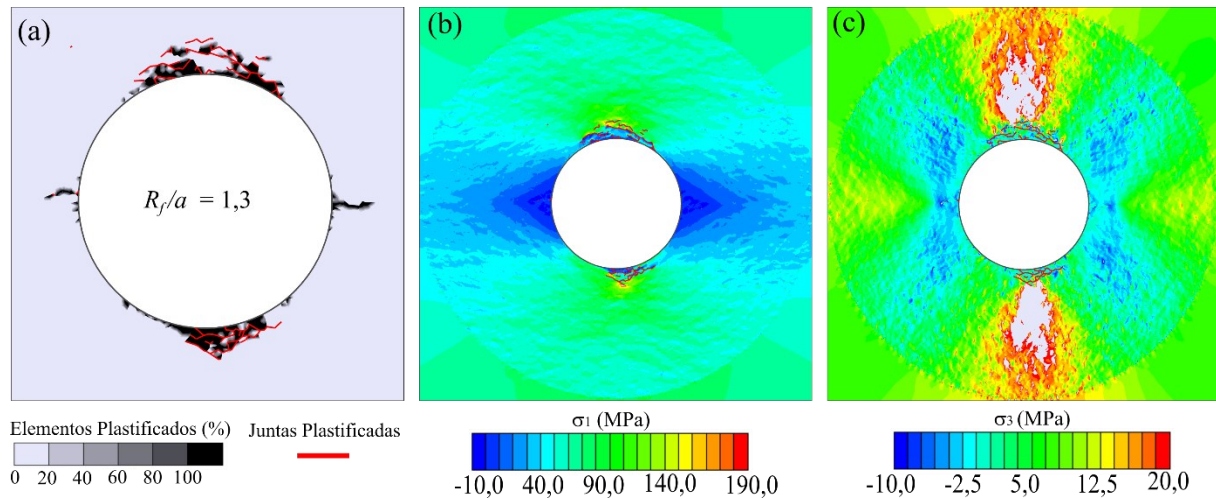


Figura 6.3 – Resultado do modelo Mine-By após nova calibração: (a) zona deteriorada, (b) tensões principais maiores e (c) tensões principais menores (valores positivos representam compressão).

As descontinuidades incorporadas no estudo foram representadas por meio do modelo paralelo determinístico e aplicou-se também juntas com extremidades abertas, representadas com modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico e com o critério de ruptura Mohr-Coulomb. Os parâmetros mecânicos de referência adotados para as famílias de descontinuidades nas análises estão listados na Tabela 6.1. Destaca-se que esses parâmetros não são representativos de um caso real específico, mas são parâmetros representativos e similares aos adotados por outros autores como Barton & Shen (2016) e Rasmussen & Farias (2019).

Tabela 6.1 – Configurações e parâmetros base aplicados nas famílias de descontinuidades das análises de sensibilidade

Configurações Gerais		Propriedades Mecânicas	
Modelo DFN	Paralelo Determinístico	Coesão (MPa)	0
Extremidades das juntas	Abertas	Ângulo de atrito (°)	35
Modelo Constitutivo	Elástico perfeitamente plástico	Rigidez normal (GPa/m)	100
Critério de ruptura	Mohr-Coulomb	Razão entre rigidez normal e cisalhante	10

## 6.1 - INFLUÊNCIA DO MERGULHO APARENTE

Inicialmente o estudo foi conduzido com a inserção de uma única família de descontinuidades no maciço rochoso (DFN 1). Três modelos foram produzidos com juntas infinitamente persistentes, igualmente espaçadas em 1 m e com variação no mergulho aparente ( $\theta$ ) em  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $90^\circ$  em relação a direção da tensão principal maior (direção horizontal). Os resultados dessas simulações estão apresentados na Figura 6.4.

Observa-se que a inserção das famílias de descontinuidade modifica os campos de tensão em todas as situações. Na situação com descontinuidades horizontais, o cisalhamento das juntas promove uma expansão da região com baixa concentração de tensões nas laterais do túnel, sendo essa região limitada pelas descontinuidades que sofreram ruptura. A zona de ruptura da rocha intacta continua a ocorrer no teto e no piso da escavação, mas a extensão dessa região passa a ser limitada pelas descontinuidades promovendo uma  $R_f/a$  inferior a situação da escavação em maciço intacto (Figura 6.3).

As descontinuidades inclinadas em  $45^\circ$  promovem uma rotação nas regiões de concentração de tensões, situação em que elas deixam de ocorrer no teto e no piso e passam a existir nas bordas perpendiculares as descontinuidades. Observa-se que esse mergulho aparente produz uma redução no número de descontinuidades rompidas, devido ao aumento das tensões normais atuando nos planos das juntas. As descontinuidades que sofrem plastificação dissipam energia de deformação, reduzindo a concentração de tensões e consequentemente gerando uma menor zona de rocha deteriorada, resultado similar ao reportado por Barton & Shen (2016) utilizando um código baseado no Método dos Elementos de Contorno. Entretanto, a profundidade de ruptura ainda é controlada pelas descontinuidades cisalhadas, resultando em um  $R_f/a$  igual a situação com DFN horizontal.

No último caso simulado, as juntas verticais propiciam a formação de pilares rochosos nas paredes laterais da escavação. Essas estruturas auxiliam o arqueamento de tensões, reduzindo a concentração no teto e no piso da escavação, consequentemente ocorre uma menor deterioração do maciço. Outro ponto notável é que essa configuração permite uma elevação das tensões confinantes no teto e no piso da escavação, o que contribui para um aumento da resistência da rocha naquela região. Dessa forma, o mergulho aparente vertical em relação à tensão principal maior se mostra como a mais favorável para manutenção da integridade da rocha intacta.

Nas três situações, destaca-se que não foram registradas ocorrências de ruptura da rocha intacta por tração nas paredes laterais da escavação, como ocorreu com o maciço intacto. Esse resultado é explicado pela ruptura de descontinuidades localizadas nas paredes laterais nos casos das juntas horizontais e verticais e pela modificação do campo de tensões no caso das juntas inclinadas a 45°, a qual suprimiu a existência de tensões de tração.

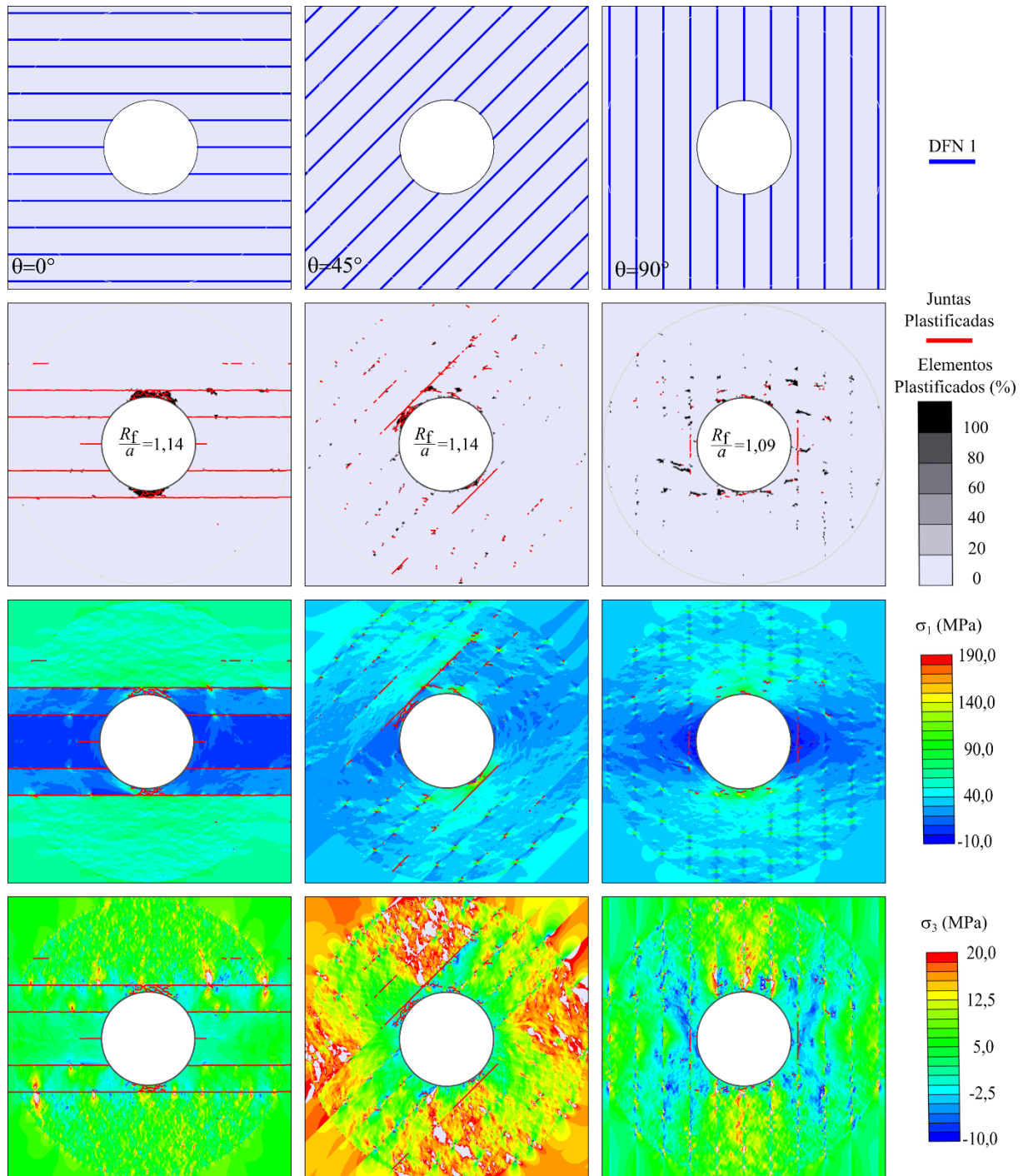


Figura 6.4 – Resultados do numéricos da influência do mergulho aparente das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo.



## 6.2 - INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO

Outros três modelos foram gerados com famílias de descontinuidades infinitamente persistentes, inclinadas a  $0^\circ$  com a horizontal e com alterações no espaçamento ( $e$ ), sendo adotados valores de 0,5 m, 1,5 m e 3,0m. Na Figura 6.5 são expostos os resultados numéricos.

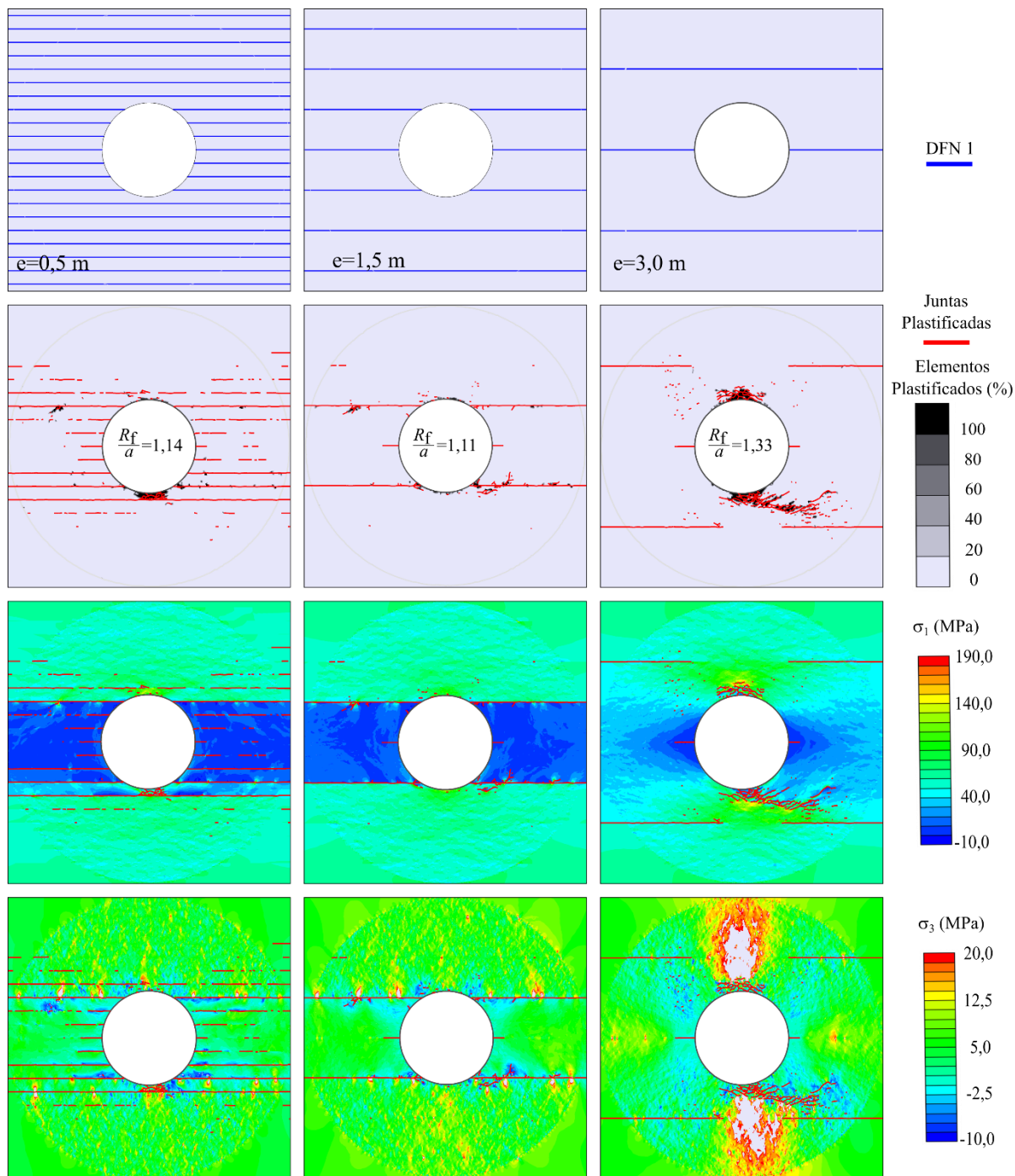


Figura 6.5 – Resultados do numéricos da influência do espaçamento das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo.

Nas duas primeiras situações foi registrada a formação de uma região de alívio de tensões nas laterais do túnel. Essa região está limitada pelas descontinuidades circunvizinhas ao teto e piso da escavação. A partir do momento em que o espaçamento se torna consideravelmente superior ao raio da escavação, terceiro caso, essa região deixa de existir, pois nessa situação a espessura de rocha intacta é suficiente para permitir o arqueamento de tensões no teto e no piso.

Nas três simulações a ruptura da rocha intacta por tração nas paredes laterais foi suprimida. Isso ocorre devido à existência de uma descontinuidade no centro da escavação, a qual permite a dissipação das tensões de tração sem a ocorrência de ruptura da rocha intacta.

A simulação com espaçamento de 1,5 m promoveu uma deterioração de rocha intacta praticamente nula. Esse comportamento é decorrência da existência de juntas nas proximidades do teto e do piso, as quais permitem um alívio de tensões devido ao cisalhamento. Combinado a isso, foram formadas no teto e no piso da escavação vigas de rocha intacta com espessura suficiente para resistir aos esforços de compressão, situação que não ocorre com o espaçamento de 0,5 m. Lei et al. (2017) utilizaram um modelo MEF/DEM e verificaram rupturas em situações com ocorrência de camadas pouco espessas, de maneira similar a que ocorreu com o CVBM.

### **6.3 - INFLUÊNCIA DA INTENSIDADE DE FRATURAMENTO**

Para analisar a influência da intensidade de fraturamento sobre o comportamento da escavação, outros três modelos foram gerados. Nessas simulações o mergulho aparente na horizontal foi mantido, adotou-se um espaçamento de 1,0 m e mudou-se o parâmetro que controla o comprimento da fratura por unidade de comprimento ( $P$ ), o qual é denominado no RS2 de persistência, entre os valores de 75%, 50% e 25%. Ressalta-se que foi adotado um comprimento médio de juntas igual ao diâmetro da escavação (3,5 m). O produto dessa análise pode ser observado na Figura 6.6.

Quando as juntas possuem  $P=75\%$ , observa-se a ocorrência de ruptura das pontes de rocha intacta, fazendo com que as descontinuidades se unam e o resultado seja similar aquele obtido com descontinuidades infinitamente persistentes. A redução da intensidade, por sua vez,

promove uma considerável modificação das distribuições das tensões principais, sendo alterada as regiões com alívios e concentração de tensões.

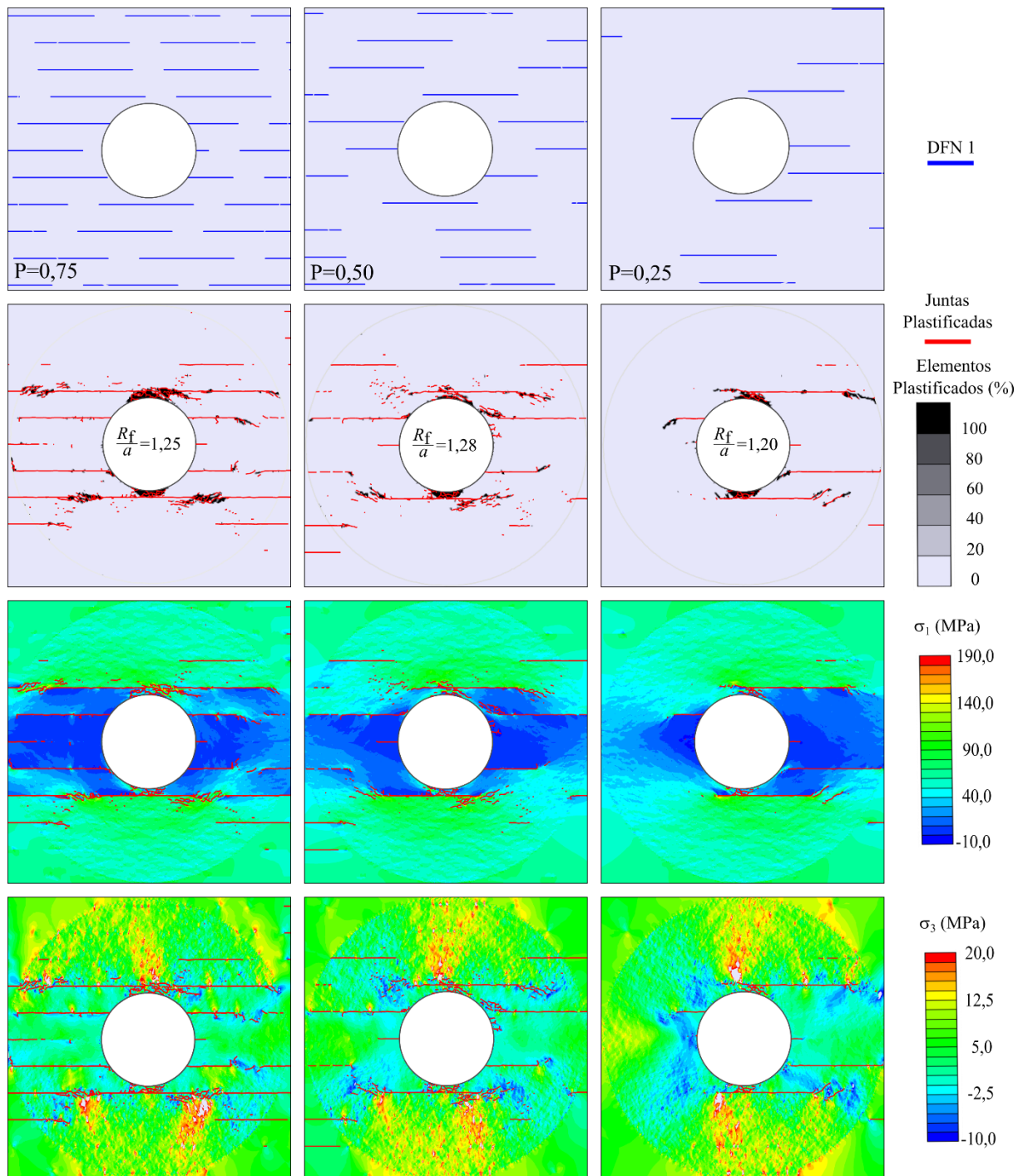


Figura 6.6 – Resultados do numéricos da influência da intensidade de fraturamento em escavações com elevadas tensões de campo.

Nos modelos com P=50% e P=25% é possível perceber que o arqueamento de tensões ao redor da escavação promove a ruptura de rocha intacta nas extremidades das

descontinuidades. Assim, ocorre nas regiões do teto e do piso uma junção da ruptura por *spalling* com ruptura por cisalhamento nas extremidades das descontinuidades, resultando em um  $R_f/a$  superior a situação com juntas infinitamente persistentes (Figura 6.4).

#### 6.4 - INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO

Mais três situações foram simuladas para analisar os efeitos da posição das descontinuidades. Em todas as análises foi aplicado juntas horizontais, com  $P=25\%$ , comprimento médio de 3,5 m e adotou-se três posições diferentes da DFN em relação a escavação. Os resultados dessas análises estão reunidos na Figura 6.7.

Analisando as três situações de forma conjunta é possível ver que a descontinuidade tangenciando o teto da escavação no caso 2 representa a situação mais estável. Isso ocorre devido ao alívio de tensões causado pelo cisalhamento da descontinuidade, conseqüentemente há uma preservação da integridade da rocha intacta, resultado diferente daquele observado nos demais casos (casos 1 e 3). O alívio de tensões causado pelo cisalhamento da descontinuidade também foi reportado por Lei et al. (2017).

Os resultados obtidos com o caso 3 mostram que a presença de descontinuidades não persistentes nas proximidades de regiões sujeitas a ocorrência de *spalling* tendem a aumentar a região da zona deteriorada. Esse comportamento é causado pela tendência de ruptura da rocha intacta na extremidade das descontinuidades, conforme discutido na Seção 6.3.

Outro ponto a ser discutido é a influência da descontinuidade presente na parede esquerda da escavação. À medida que a descontinuidade se aproxima do centro do túnel, deixa-se de registrar a ruptura da rocha intacta na extremidade da junta, passando a ocorrer apenas a ruptura parcial da descontinuidade, resultado das tensões de tração que atuam na parede da escavação.

Esses resultados mostram que a posição da escavação em relação às descontinuidades adjacentes é um fator relevante em obras subterrâneas com elevadas tensões de campo, resultados que vão ao encontro daqueles publicados por Lei et al. (2017) e Vazaios et al. (2019b).

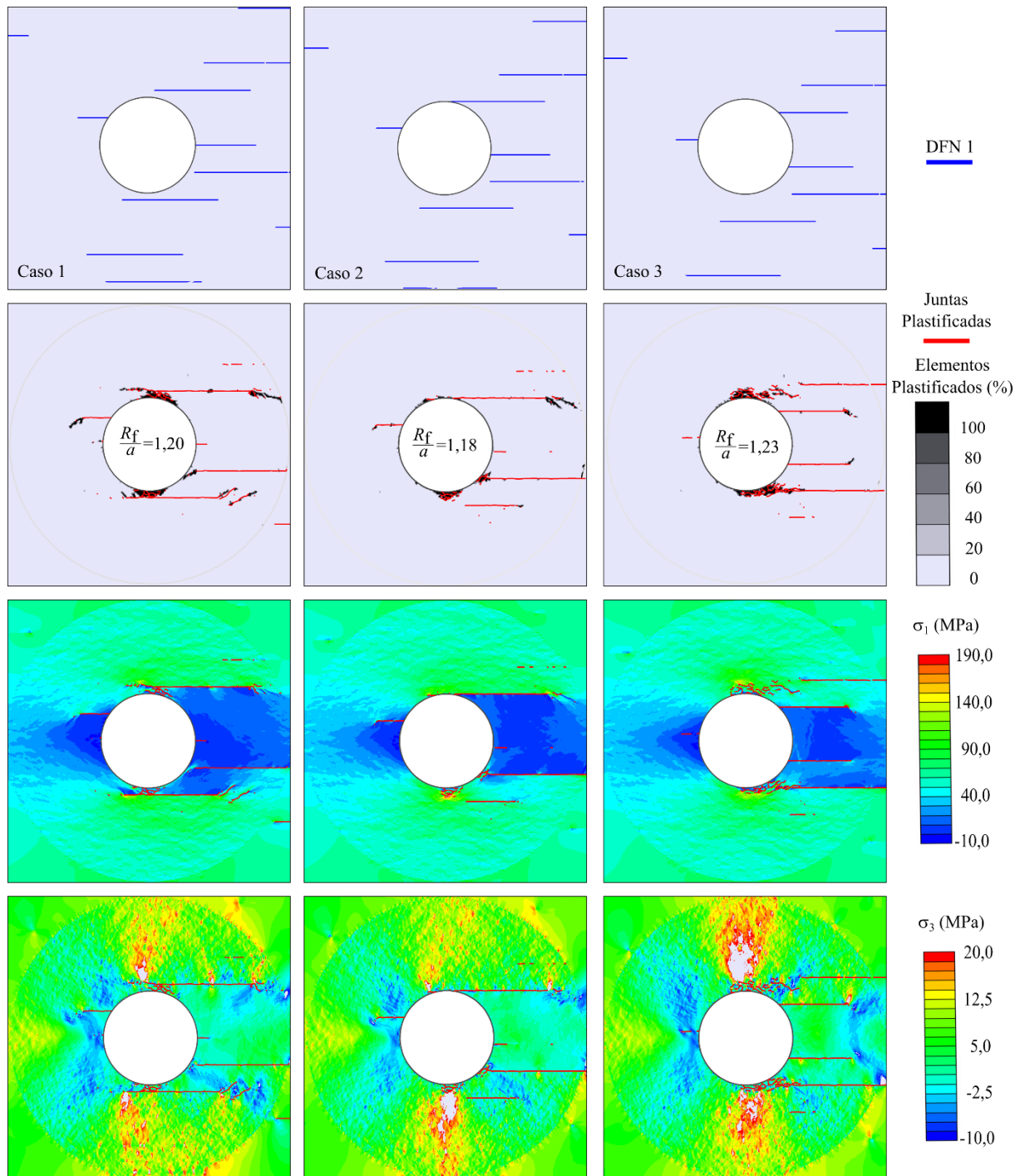


Figura 6.7 – Resultados do numéricos da influência da posição das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo.

## 6.5 - INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS

Tendo em vista o modelo constitutivo adotado para as descontinuidades as seguintes propriedades mecânicas foram investigadas:

- Ângulo de atrito ( $\phi$ ): foi assumido que a resistência ao cisalhamento das descontinuidades será controlada pelo ângulo de atrito. Nesse sentido investigou-se três situações com ângulo de atrito da junta variando entre 25°, 35° e 45°;
- Razão de rigidez da junta ( $K_n/K_s$ ): a influência dos parâmetros elásticos das descontinuidades foi investigada de forma conjunta, para isso três razões entre a rigidez normal e rigidez cisalhante foram adotadas: 1, 10 e 20. Faz-se a ressalva de que nessas análises a rigidez normal foi mantida constante (100 GPa/m) enquanto modificou-se a rigidez cisalhante.

A família de descontinuidades adotada para essas análises é infinitamente persistente, possui espaçamento de 1,0 m, mergulho aparente horizontal e posição conforme está apresentada na Figura 6.8.

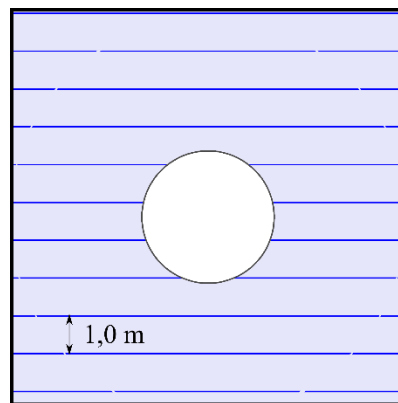


Figura 6.8 – DFN utilizada nas análises de sensibilidade das propriedades mecânicas

Os resultados numéricos da variação do ângulo de atrito estão resumidos na Figura 6.9. Observa-se que a variação do ângulo de atrito entre 25° e 35° promove uma redução nas descontinuidades plastificadas, entretanto não ocorrem alterações significativas na deterioração da rocha intacta. Por outro lado, o aumento de 35° para 45° promove uma ruptura generalizada do teto da escavação. Uma hipótese para explicar esse comportamento é que o aumento do ângulo de atrito promove um menor cisalhamento das juntas, como consequência há uma maior sollicitação da porção intacta do maciço.

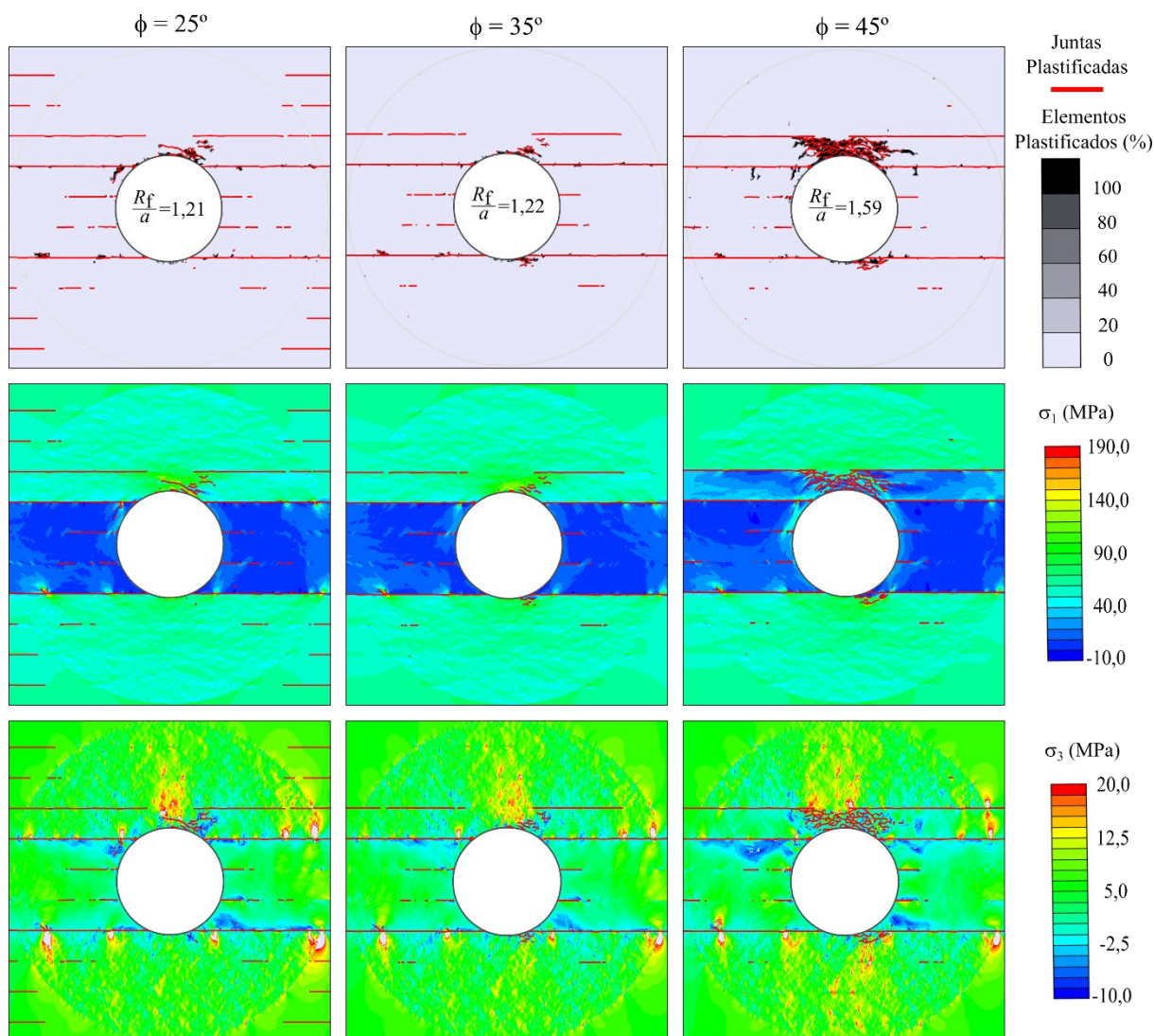


Figura 6.9 – Resultados do numéricos da influência do ângulo de atrito das discontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo.

Resultado similar ao obtido anteriormente também pode ser verificado com a variação de  $K_n/K_s$  (Figura 6.10). A redução da razão de 10 para 1 promove um aumento nas discontinuidades que sofreram ruptura, mas a região com rocha intacta deteriorada sofre pequenas alteração. Já quando se eleva  $K_n/K_s$  de 10 para 100, uma ruptura generalizada da rocha intacta surge no teto da escavação. Isso acontece, pois, um  $K_n/K_s$  alto impede a transmissão de tensões entre blocos de rocha, resultando em uma concentração de tensões acentuada na rocha intacta no teto e no piso da escavação, ocorrendo ruptura no teto devido a menor espessura de rocha intacta nessa região.

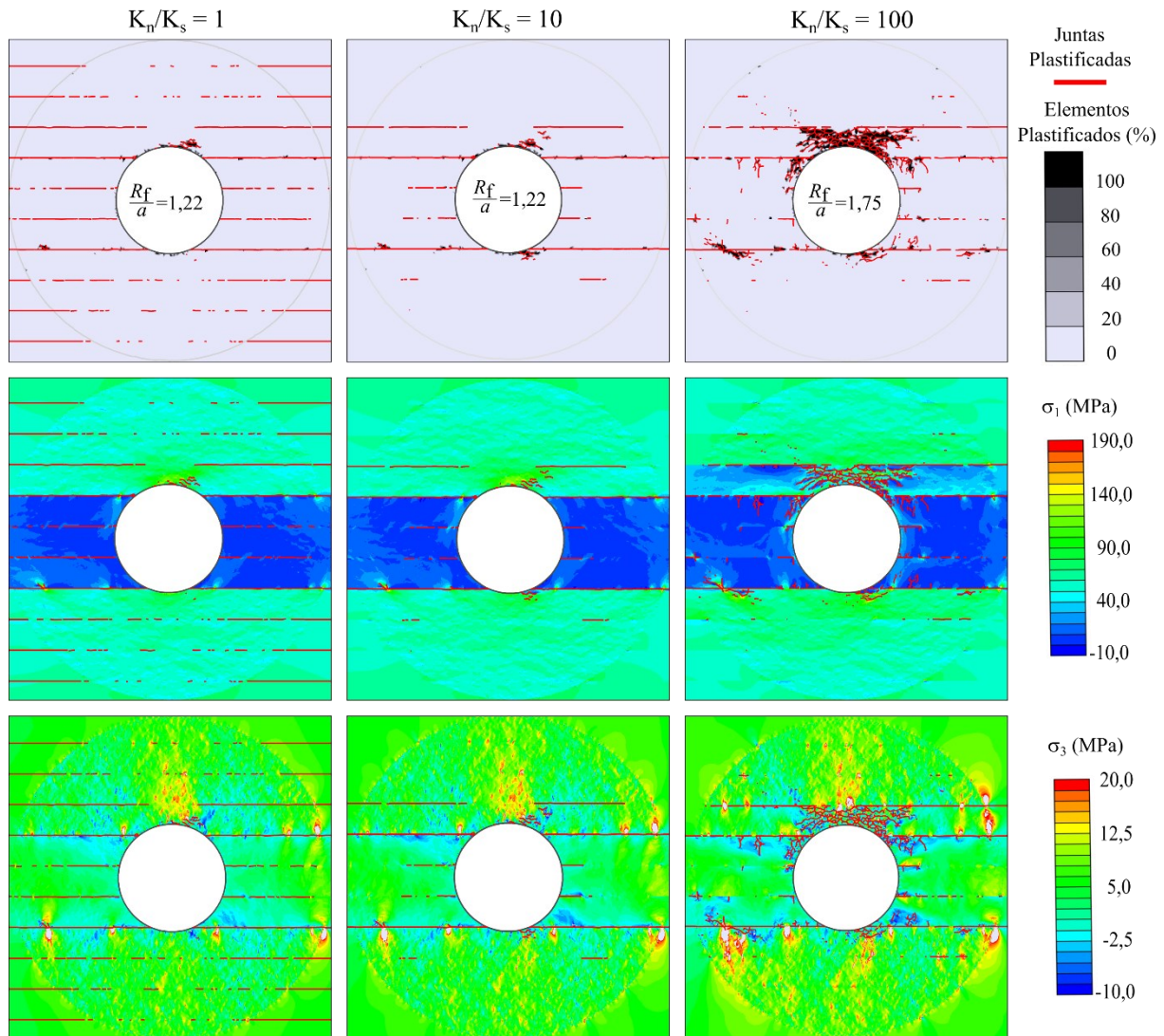


Figura 6.10 – Resultados do numéricos da influência da razão  $K_n/K_s$  das descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo.

## 6.6 - INFLUÊNCIA DE DUAS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES

Nesta última análise foi estudado a influência da inserção de duas famílias de descontinuidades (DFN 1 e DFN 2), ambas adotadas com as propriedades apresentadas na Tabela 6.1. Essas famílias foram analisadas variando suas inclinações em três casos diferentes:

- Caso 1: DFN 1 com mergulho aparente horizontal ( $0^\circ$ ) e DFN 2 com mergulho aparente vertical ( $90^\circ$ );
- Caso 2: DFN 1 inclinada a  $45^\circ$  em relação a direção da tensão principal maior (horizontal) e DFN 2 com mergulho aparente vertical ( $90^\circ$ );
- Caso 3: DFN 1 inclinada a  $45^\circ$  e DFN 2 inclinada a  $-45^\circ$ , ambas em relação a direção da tensão principal maior (horizontal).



Os resultados numéricos dessa análise estão apresentados na Figura 6.11. Verifica-se que as inserções das famílias de descontinuidades modificam o campo de tensões, independente do mergulho, quando comparado com a situação de maciço intacto (Figura 6.3).

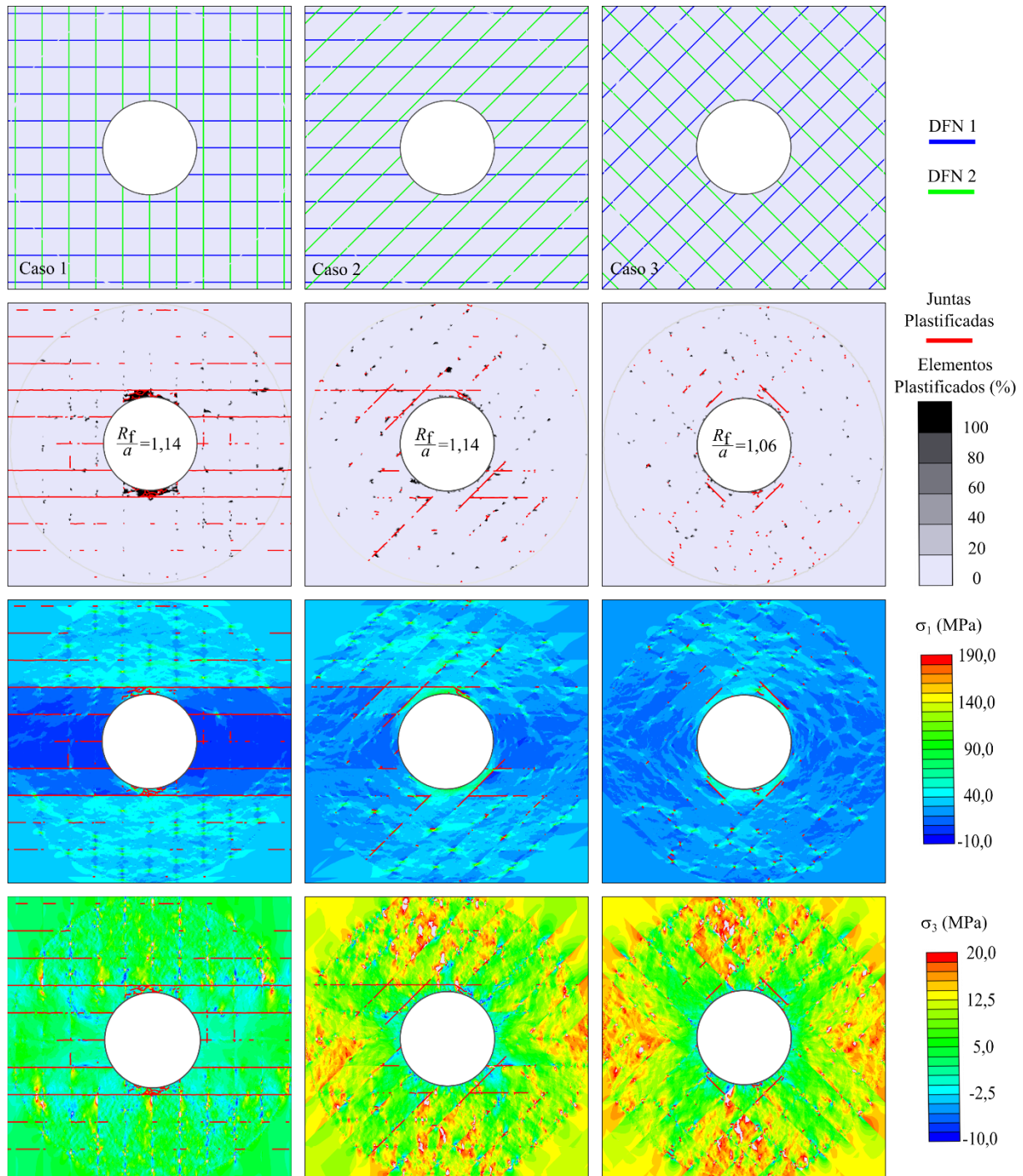


Figura 6.11 – Resultados do numéricos da influência da inserção de duas famílias de descontinuidades em escavações com elevadas tensões de campo.

Em todos os casos foi observado concentrações de tensões nos encontros das famílias, resultado também observado por Barton & Shen (2016). Essas concentrações resultam em rupturas pontuais ao redor da escavação.

No caso 1, é possível ver a ocorrência de ruptura por *spalling* no teto e no piso da escavação. Entretanto, essa ruptura é limitada pelas famílias de descontinuidades, ocorrendo assim uma menor deterioração em comparação com o maciço intacto.

No caso 2, a rotação em 45° da DFN 1 promove uma mudança nas regiões de concentração de tensão. Apesar dessa mudança, o raio de ruptura ainda atinge a mesma profundidade que o caso 1, todavia a zona deteriorada sofre uma considerável redução.

Por fim, no caso 3, foi observado uma maior distribuição de tensões ao redor da escavação, promovendo assim regiões com menores concentrações de tensão. Como resultado, essa configuração promoveu a manutenção da integridade do maciço, ocorrendo rupturas localizadas tanto da rocha intacta como das descontinuidades. Salienta-se ainda a inexistência de ruptura por tração nas paredes laterais, resultado decorrente das alterações no campo de tensões ao redor da escavação que suprimiram a ocorrência de tensões de tração.

## 6.7 - CONCLUSÕES PARCIAIS

Neste capítulo estudos de sensibilidade foram conduzidos para entender o papel das famílias de descontinuidades no comportamento de escavações com elevadas tensões de campo. A partir dos resultados reportados as seguintes conclusões podem ser apresentadas:

- A principal influência do mergulho aparente é a mudança das regiões com maiores concentrações de tensões, sendo o mergulho perpendicular a tensão principal maior o mais favorável para manutenção da integridade da rocha intacta;
- A relação entre o espaçamento das descontinuidades e o tamanho da escavação também é relevante, pois verificou-se que o caso em que espaçamento é similar ao raio da escavação foi situação que promoveu um menor dano ao maciço;
- A redução da intensidade de fraturamento promove aumento da ruptura de rocha intacta nas extremidades das descontinuidades;
- A posição da escavação em relação as descontinuidades têm efeitos consideráveis na deterioração do maciço. Nesse sentido a existência de uma descontinuidade tangenciado a região de ocorrência de *spalling* se mostrou como a situação mais favorável;
- As variações das propriedades mecânicas ( $\phi$  e  $K_n/K_s$ ) modificam o número de descontinuidades plastificadas. Por outro lado, essas propriedades não produzem

grandes alterações na ruptura da rocha intacta, a não ser que valores elevados sejam inseridos no modelo;

- As inserções de duas famílias de descontinuidades promoveram uma redução na zona de ruptura. Ocorrendo o melhor resultado quando ambas estão inclinadas a  $45^\circ$  em relação a direção da tensão principal maior.

## 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Nesse trabalho, apresentou-se um novo modelo numérico baseado no método dos elementos finitos com esquema de cálculo implícito, denominado *Continuum Voronoi Block Model-CVBM*. Essa nova abordagem numérica foi empregada para representação do processo de ruptura de rochas duras em escala de laboratório e de obras subterrâneas com elevadas tensões de campo

Para confirmar essa ferramenta, modelos numéricos de ensaios laboratoriais convencionais de compressão simples, compressão triaxial e ensaio brasileiro foram calibrados para representar o comportamento do granito de Creighton e do granito Lac du Bonnet rosa. A partir desses casos verificou-se a potencialidade do modelo CVBM em retratar as características mais relevantes do comportamento da rocha em laboratório como: as propriedades elásticas (módulo de Young e coeficiente de Poisson); o mecanismo de ruptura e a resistência à tração no ensaio brasileiro; a resistência à compressão em condições confinadas e não confinadas; as tensões características (CI e CD) em condições confinadas e não confinadas; e a mudança do mecanismo de ruptura de *axial splitting* (condição não confinada) para cisalhamento em um plano (condição confinada). Tais resultados revelam a robustez do modelo e encorajam sua aplicação em outros trabalhos.

Um estudo de sensibilidade foi apresentado baseado no modelo calibrado para o caso do granito de Creighton. Com essa análise foi estabelecido o entendimento do papel dos parâmetros do modelo, sendo a relação entre a rigidez normal e cisalhante e a resistência à tração os parâmetros que exercem maior influência sobre os resultados macroscópicos. A partir da análise de sensibilidade foi desenvolvida uma metodologia de calibração para ensaios brasileiro e de compressão simples, a qual foi testada no caso do granito Lac du Bonnet rosa. Essa metodologia auxiliará o uso do CVBM em pesquisas futuras.

Além das análises em escala de laboratório, outros dois estudos de caso reais foram retroanalisados por meio do CVBM: túnel Mine-By e pilar da mina Creighton. Em ambos os casos o comportamento registrado em campo foi compatível com os resultados numéricos, sendo o modelo capaz de representar o processo de deterioração do maciço intacto com o início de fraturamento, surgimento das *wing cracks*, e posterior propagação com formação de fraturas paralelas a parede da escavação (fenômeno de *spalling*). O modelo conseguiu capturar ainda a

geometria da ruptura em formato de V e a profundidade da zona deteriorada, juntamente com os deslocamentos registrados em campo.

Os estudos de casos reais embasaram o uso do CVBM para estudos paramétricos que buscaram avaliar a influência das famílias de descontinuidades no comportamento das escavações com elevadas tensões de campo. Verificou-se que a presença de descontinuidades tende a promover um alívio de tensões devido ao cisalhamento que ocorre nesses planos. Como consequência, a presença de descontinuidades no maciço com elevadas tensões de campo tende a favorecer a integridade do maciço intacto. Outra conclusão estabelecida a partir desse estudo é que o mergulho aparente e a posição das descontinuidades adjacentes à escavação são fatores primordiais no comportamento do maciço de obras subterrâneas com elevadas tensões de campo. Assim, recomenda-se que tais fatores sejam considerados para preservação da integridade do maciço e conseqüentemente execução de uma escavação otimizada.

Os estudos apresentados nesse trabalho confirmam o CVBM como uma ferramenta potencial para modelagem numérica de obras subterrâneas submetidas a elevadas tensões. Trabalhos anteriores não representaram o processo de fraturamento por meio de uma formulação contínua implícita, como foi feito com o CVBM. Ademais, o modelo numérico proposto nessa pesquisa pode promover a expansão do uso de modelos de blocos colados para representação de rochas duras além do âmbito acadêmico, levando em conta que programas baseados no Método dos Elementos Finitos, como o RS2, possuem uma relativa acessibilidade e gozam de um amplo reconhecimento por parte da comunidade técnica.

## **7.1 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Como sugestões para trabalhos futuros, tem-se:

- Aplicar o CVBM para representação de estudos de caso reais em maciços rochosos fraturados com elevadas tensões de campo;
- Estudar o efeito do fluxo de água no comportamento de obras subterrâneas construídas em maciços com descontinuidades e submetidas a elevadas tensões de campo;
- Retroanalisar estudos laboratoriais de outras rochas como basaltos, mármore, diorito, entre outras;
- Ampliar o estudo de sensibilidade incluindo outros modelos DFN, diferentes geometrias de escavação e analisando situações com um maior número de famílias de descontinuidades;

- Estudar o efeito da aplicação de sistemas de suporte de forma explícita nos modelos CVBM;
- E analisar o efeito das famílias de descontinuidades em pilares de minas subterrâneas.
- Desenvolver equações que correlacionem a variação de  $K_n$  e  $K_s$  com as respostas macroscópicas do modelo;
- Calibrar modelos CVBM para resultados de modelos físicos e dados iniciais de escavação em etapa anterior a ocorrência de rupturas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDELAZIZ, A., ZHAO, Q. & GRASSELLI, G. (2018). Grain based modelling of rocks using the combined finite discrete element method. *Computers and Geotechnics*, 103:73-81.
- BAHAADDINI, M. & RAHIMI, M. (2018). Distinct element modelling of the mechanical behaviour of intact rocks using voronoi tessellation model. *International Journal of Mining and Geo-Engineering*, 52(1):61–68
- BARTON, N. & SHEN, B. (2016). Risk of shear failure and extensional failure around overstressed excavations in brittle rock. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 9. 10.1016.
- BEER, G. & WATSON, J. O. (1994). *Introduction to finite and boundary element methods for engineers*. West Sussex, England: John Wiley & Sons Ltd.
- BEWICK, R. P. (2008). Effects of anisotropic rock mass characteristics on excavation stability. *Dissertação de mestrado*. School of Graduate Studies Laurentian University Sudbury, Ontario, Canada, 200p.
- BIENIAWSKI, Z. (1967a). Mechanism of brittle fracture of rock; Part I-theory of the fracture process. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 4:395-406.
- BIENIAWSKI Z. (1967b) Mechanism of brittle fracture of rock: Part ii—experimental studies. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4(4):407 – 423.
- CAI, M. & KAISER, P.K. (2014). In-situ Rock Spalling Strength near Excavation Boundaries. *Rock Mech Rock Eng* 47, 659–675.
- CAI, M., KAISER, P.K. & MARTIN, C.D. (2001). Quantification of rock mass damage in underground excavations from microseismic event monitoring. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38:1135-1145.
- CAI M., KAISER P.K., TASAKA Y., MAEJIMA, T., MORIOKA, H. e MINAMI, M. (2004). Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 5:833 – 847.
- CHAPARRO, L. D. M. (2017). *Simulação de resistência e deformabilidade de rochas via elementos discretos com partículas cimentadas*. *Dissertação de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.
- CUI Y. (2012) Direct shear failure of a synthetic rock containing discontinuous joints. Master's thesis; University of Alberta.
- DAMJANAC, B., BOARD, M., LIN, M., KICKER, D., LEEM, J. (2007). Mechanical degradation of emplacement drifts at Yucca Mountain—A modeling case study: Part II:

- Lithophysal rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44: 368-399,
- DERSHOWITZ, W. S. & EINSTEIN, H. H. (1988). Characterizing rock joint geometry with joint system models. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 21(1):21–51.
- DAY, J., DIEDERICHS, M. & HUTCHINSON, D. (2019). Composite geological strength index approach with application to hydrothermal vein networks and other intrablock structures in complex rockmasses. *Geotechnical and Geological Engineering*.
- DIEDERICHS, M. S. (2003). Manuel Rocha Medal Recipient Rock Fracture and Collapse Under Low Confinement Conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 36:339–381.
- DIEDERICHS, M.S. (2007). The 2003 canadian geotechnical colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9):1082–1116.
- EBERHARDT, E., STEAD, D., STIMPSON, B. & READ, R. S. (1998). Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock. *Can. Geotech. J*, 35(2):222–233.
- EDELBRÖ, C. (2009). Numerical modelling of observed fallouts in hard rock masses using an instantaneous cohesion-softening friction-hardening model. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4):398 – 409.
- GAO, F.Q. & STEAD, D. (2014). The application of a modified Voronoi logic to brittle fracture modelling at the laboratory and field scale. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 68:1-14.
- GROCCIA, C., CAI, M. & PUNKKINEN, A. (2016). Quantifying rock mass bulking at a deep underground nickel mine. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 81. 1-11.
- GHAZVINIAN, E., DIEDERICHS, M. & QUEY, R. (2014). 3d random voronoi grain-based models for simulation of brittle rock damage and fabric-guided micro-fracturing. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(6):506 – 521.
- GOODMAN R. E. & TAYLOR R. B. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*:23.
- HAJIABDOLMAJID, V., KAISER, P. K. & MARTIN, C. D. (2002). Modelling brittle failure of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(6):731–741.
- HAMDI, P., STEAD, D. & ELMO, D. (2017). A Review of the Application of Numerical Modelling in the Prediction of Depth of Spalling Damage around Underground Openings. *51st US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium*, San Francisco, USA:1-9.
- HOEK, E. & BROWN, E. T. (1980). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(9):1013–1035.



- KAISER, P. K. (2016a). Ground support for constructability of deep underground excavations challenges of managing highly stressed ground in civil and mining projects. França: 1–36.
- KAISER, P. K. (2016b). Underground rock engineering to match the rock's behaviour- Challenges of managing highly stressed ground in civil and mining projects – ( Executive Summary). ARMA 16-MTS lecture.
- KAISER, P. K. (2019). From common to best practices in underground rock engineering. 14th International Congress on Rock Mechanics, ISRM, Foz do Iguaçu, Brasil, 6: 141–183.
- KAISER, P. K., AMANN, F. & BEWICK, R.P. (2015). From common to best practices in underground rock engineering. 13th Inter. Cong. on Rock Mechanics, ISRM, Canada, 1-14.
- KAISER, P.K. & CAI, M. (2013). Critical review of design principles for rock support in burst-prone ground-time to rethink! Proceedings of the Seventh Inter. Symp. on Ground Support in Mining and Underground Construction, Perth, Austrália: 3–37.
- KAISER, P.K., MALONEY, S.M. & YONG, S. (2016). Role of large scale heterogeneities on in-situ stress and induced stress fields. In: 50th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association.
- KAZERANI, T. & ZHAO, J. (2010). Micromechanical parameters in bonded particle method for modelling of brittle material failure. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 34 (18):1877–1895.
- LAN, H., MARTIN, C. D. & HU, B. (2010). Effect of heterogeneity of brittle rock on micro-mechanical extensile behavior during compression loading. *Journal of Geophysical Research*, 115(B1):B01202.
- LEI, Q., LATHAM, J., XIANG, J. & TSANG, C. (2017). Role of natural fractures in damage evolution around tunnel excavation in fractured rocks. *Engineering Geology*, 231:100-113,
- LI, Y. & BAHRANI N. (2020). A continuum grain-based model for intact and granulated wombeyan marble. *Computers and Geotechnics*, 129:103872.
- MARTIN, C. D. (1993). The Strength of Massive Lac du Bonnet Granite Around Underground Openings. Thesis, Department of Civil & Geological Engineering University of Manitoba Winnipeg, Manitoba, 278 p.
- MARTIN, C. D. (2014). The impact of brittle behaviour of rocks on tunnel excavation design. ISRM Regional Symposium – EUROCK, Vigo, Spain, 27-29.
- MARTIN, C. D. & CHANDLER, N. A. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, 31(6):643–659.
- MARTIN, C. D., KAISER, P. K. & MCCREATH, D. R. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Can. Geotech. J.*, 36:136-151.

- MARTIN, C.D., READ, R.S. & MARTINO, J.B. (1997) - Observations of Brittle Failure Around a Circular Test Tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34: 1065 – 1073.
- NRCS (2012). “Engineering Classification of Rock Materials”. US Dept. of Ag. Nat. Res. Conserv. Service, Nat. Engr. Handbook Part 631 Geology, Chapter 4, 61 p.
- OLIVEIRA, D. & DIEDERICHS, M. S. (2017). Tunnel support for stress induced failures in Hawkesbury sandstone. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 64:10 – 23.
- ORESQUES, N., SHRADER-FRECHETTE, K. & BELITZ, K. (1994). Verification, Validation, and Confirmation of Numerical Models in the Earth Sciences. *Science*, 263: 641-6.
- PERRAS, M. A. & DIEDERICHS, M. S. (2014) A review of the tensile strength of rock: Concepts and testing. *Geotech Geol Eng* 2014;32:525 – 546.
- PERRAS, M. A. & DIEDERICHS, M. S. (2016). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(1): 60-74.
- POTYONDY, D. O. (2015). The bonded-particle model as a tool for rock mechanics research and application: current trends and future directions. *Geosystem Engineering*, 18:1-28.
- POTYONDY, D. & CUNDALL, P.A. (2004). Abonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41:1329-1364.
- RASMUSSEN, L.L. (2018) Modelos Lattice na Engenharia de Rochas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-148/18, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.
- RASMUSSEN L.L. (2020). Hybrid lattice/discrete element method for bonded block modeling of rocks. *Computers and Geotechnics*, 103907.
- RASMUSSEN, L.L., FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (2018). Extended rigid body spring network method for the simulation of brittle rocks. *Computers and Geotechnics*, 99:31 – 41.
- RASMUSSEN, L.L., & FARIAS, M.M. (2019). Lattice modelling of gravity and stress driven failures of rock tunnels. *Computers and Geotechnics*, 116:103183.
- READ, R.S. (2004). 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory, *Int. J. Rock Mech. Min*, Volume 41:1251-1275.
- ROCSCIENCE (2019). RS2 version 10.0. <https://www.rocscience.com/software/RS2>.
- SAKSALA T. & JABAREEN, M. (2019). Numerical modeling of rock failure under dynamic loading with polygonal elements. *Numerical modeling of rock failure under dynamic loading with polygonal elements*. 43:1-19.
- SORGI, C. & GENNARO, V. (2011). Water-Rock Interaction Mechanisms and Ageing Processes in Chalk. *Advances in Data, Methods, Models and Their Applications in Geoscience*, 9: 163-180.

- SINHA, S. & WALTON, G. (2018). A progressive S-shaped yield criterion and its application to rock pillar Behavior. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 105:98 – 109.
- SINHA, S. & WALTON G. (2019a). Understanding continuum and discontinuum models of rock-support interaction for excavations undergoing stress-induced spalling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 123:104089.
- SINHA, S. & WALTON, G. (2019b). Simulating laboratory-scale damage in granite using bonded block models (BBM). .14th International Congress on Rock Mechanics, ISRM, Foz do Iguacu, Brasil, 6: 2461–2468.
- SINHA, S. & WALTON, G. (2020). A study on bonded block model (BBM) complexity for simulation of laboratory-scale stress-strain behavior in granitic rocks. *Computers and Geotechnics*, 118:103363.
- SPREAFICO, M.C., CERVI, F., FRANCONI, M. STEAD, D. & BORGATTI, L (2017). An investigation into the development of toppling at the edge of fractured rock plateau using a numerical modelling approach. *Geomorphology*, 288:83 – 98.
- VAZAIOS I., DIEDERICHS M. S. & VLACHOPOULOS, N. (2019a). Assessment of strain bursting in deep tunnelling by using the finite-discrete element method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11:12 – 37.
- VAZAIOS, I., VLACHOPOULOS, N. & DIEDERICHS, M. (2019b). Assessing fracturing mechanisms and evolution of excavation damaged zone of tunnels in interlocked rock masses at high stresses using a finite-discrete element approach. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(4):701– 722.
- VLACHOPOULOS, N. & DIEDERICHS, M.S. (2014) Appropriate Uses and Practical Limitations of 2D Numerical Analysis of Tunnels and Tunnel Support Response. *Geotech Geol Eng*, 32: 469–488.
- VLACHOPOULOS, N. & VAZAIOS, I. (2018). The Numerical Simulation of Hard Rocks for Tunnelling Purposes at Great Depths: A Comparison between the Hybrid FDEM Method and Continuous Techniques. *Advances in Civil Engineering*, 2018:1-18.
- WALTON, G. (2014). Improving continuum models for excavations in rockmasses under high stress through an enhanced understanding of post-yield dilatancy. PhD Thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, 602 p.
- WALTON, G., DIEDERICHS, M. S. & PUNKKINEN, A. (2015). The influence of constitutive model selection on predicted stresses and yield in deep mine pillars – A case study at the Creighton mine, Sudbury, Canada. *Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Geomechanics and Tunnelling* 8. 5: 441-448.
- WALTON, G. DIEDERICHS, M. PUNKKINEN, A. & WHITMORE, J. (2016). Back analysis of a pillar monitoring experiment at 2.4km depth in the sudbury basin, canada. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 85:33 – 51.

WANG, X. & CAI, M. (2019). A comprehensive parametric study of grain-based models for rock failure process simulation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 115:60 – 76.

ZHAO, Z., GUO T., LI, S., WU, W., YANG, Q. & CHEN, S. (2020). Effects of joint surface roughness and orientational anisotropy on characteristics of excavation damage zone in jointed rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 128: 104265.