



Victor Miguel Vergara Lovera

**Modelagem numérica em mineração subterrânea em
condições de *rockburst* e determinação do suporte
adequado**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientadora: Prof. Raquel Velloso
Co-orientador: Dr. Eurípedes Amaral Vargas Jr.

Rio de Janeiro
Junho de 2024



Victor Miguel Vergara Lovera

**Modelagem numérica em mineração subterrânea em
condições de *rockburst* e determinação do suporte
adequado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Centro Técnico Científico da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Dra. Raquel Velloso

Orientadora

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Dr. Eurípedes Amaral Vargas Jr.

Coorientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Rodrigo Peluci de Figueiredo

Departamento de Engenharia Minas – Universidade Federal de Ouro Preto

Dr. Antonio Samaniego Alcántara

Colegio de Ingenieros del Perú – CIP:31928

Rio de Janeiro, 20 de junho de 2024

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Victor Miguel Vergara Lovera

Graduou-se em Engenharia de Minas pela Pontifícia Universidade Católica del Perú (PUCP) em 2017. Principais áreas de interesse: Caracterização do maciço rochoso. Modelagem numérica. Gráficos de estabilidade em mineração subterrânea e projeto de céu aberto em taludes. Projeto de Sequenciamento de minado. Sismicidade e rockburst. Projeto de Crown Pillar.

Ficha Catalográfica

Vergara Lovera, Victor Miguel

Modelagem numérica em mineração subterrânea em condições de *rockburst* e determinação do suporte adequado / Victor Miguel Vergara Lovera ; orientadora: Raquel Velloso ; co-orientador: Eurípedes Amaral Vargas Jr. – 2024.

237 f. : il. color.; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2024.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Rockburst. 3. Mecânica de rochas. 4. Comportamento sísmico. 5. Energia elástica. 6. Modelagem numérica. I. Velloso, Raquel. II. Vargas Júnior, Eurípedes A. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD:624

A Víctor Alejandro Vergara Hernández meu querido “Mi Viejo y Amigo” que sempre ficou orgulhoso de seus filhos Kelly, Miguel e Victor, e foi exemplo de “Padre e Amigo”

Agradecimentos

A Deus, por ter me abençoado em fazer o mestrado, onde não só aprendi conhecimentos técnicos, mas também tive a oportunidade de fortalecer minha Fé e saber quem sou eu realmente.

Ao professor Eurípedes Vargas Jr. e Raquel Velloso, pela orientação e sobretudo a confiança de acreditar em meu projeto de mestrado.

A Carolina Tomy Ramirez, pela ajuda em esta etapa de mestrado e acompanharem em esta aventura longe de casa e anima e motiva em seguir estudando dia a dia.

A minha família por ter aguardado por mim com o mesmo amor, em especial a minha mãe Hortencia, irmã Kelly, irmão Miguel e seu esposa Paula por todas as palavras de ânimo, suas demonstrações de carinho e por sempre terem acreditado em mim.

Os meus queridos amigos da PUC – Rio Mauricio, Jimena e Judith que me acompanharam nesta época de post pandemia.

Os meus queridos amigos e professores da SRK Consulting (Peru): Dr. Antonio Samaniego, Eng. Víctor Góngora Pérez, Eng, Harold Bendezu e Prof. Oscar Cabello da PUCP por permitirem terminar minha tese de mestrado.

A minera Orex S.A. por outorgar os dados de mecânica de rochas para poder fazer esta tese de mestrado.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo

Vergara Lovera Victor Miguel; Velloso, Raquel (orientadora); Vargas, Eurípedes (co-orientador) **Modelagem numérica em mineração subterrânea em condições de rockburst e determinação do suporte adequado**. Rio de Janeiro, 2024. 237p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Atualmente, várias minas subterrâneas adotam o método de mineração subterrânea conhecido como Corte e Preenchimento. Isso se deve às condições geológicas da jazida, que apresenta minério com uma largura inferior a 0.50 m. Por outro lado, à medida que essas minas atingem profundidades superiores a 1000 m, observa-se que o maciço rochoso apresenta um comportamento frágil, o que altera completamente as condições de mineração, resultando em eventos de rockburst. Esses eventos consistem na ejeção de blocos de rochas capazes de prejudicar o negócio de mineração, causando atrasos na extração, perda de equipamentos ou até mesmo perda de vidas humanas. O objetivo do projeto é realizar um retro análise dos eventos de rockburst que já ocorreram, utilizando o método dos elementos finitos e elementos discretos (FEM/DEM). Além disso, pretende-se determinar a orientação principal das tensões que afetam o contorno das escavações subterrâneas e calcular os valores das velocidades de ejeção, que influenciarão o valor de energia cinética acumulada no contorno da escavação subterrânea. Também será determinado o comportamento das curvas de velocidade de acordo com os valores do ângulo de atrito obtidos a partir do mapeamento geotécnico. Por fim, serão definidos os valores e a capacidade de suporte dinâmico necessários em níveis profundos, a fim de alcançar um comportamento flexível na escolha do tipo de suporte utilizado.

Palavras – chave

Rockburst, Mecânica de Rochas, Comportamento Sísmico, Energia Elástica, Modelagem Numérica

Abstract

Vergara Lovera Victor Miguel; Velloso, Raquel (supervisor); Vargas, Euripides (co-supervisor) **Numerical Modelling in underground mining under rockburst conditions and determination of appropriate support.** Rio de Janeiro, 2024. 237p. Master's dissertation - Department of Civil and Environmental Engineering, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro.

Currently, several underground mines adopt the underground mining method known as Cut and Fill. This is due to the geological conditions of the deposit, which presents ore with a width of less than 0,50 m. However, as these mines reach depths greater than 1000 m, it is observed that the rock mass exhibits a fragile behavior, completely altering the mining conditions, resulting in rockburst events. These events consist of the ejection of blocks of rock capable of harming the mining business, causing delays in extraction, loss of equipment, or even loss of human lives. The objective of the project is to perform a back analysis of the rockburst events that have already occurred., using the Method Finite Element and Discrete Element (FEM/DEM). Additionally, it aims to determine the main orientation of the stresses affecting the contour of the underground excavations and calculate the values of ejection velocities, which will influence the value of the accumulated kinetic energy, at the contour of the underground excavation. It will also determine the behaviour of velocity curves according to the values of the friction angle obtained from geotechnical mapping. Finally, the values and dynamic support capacity required at deep levels will be defined to achieve a flexible behaviour in the choice of support type used.

Keywords

Rockburst, Rock Mechanics, Seismic Behaviours, Elastic Energy, Numerical Modelling

Sumário

| | |
|--|----------|
| 1 . INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. O problema | 1 |
| 1.2. Motivação e objetivo principal | 1 |
| 1.3. Objetivos secundários | 2 |
| 1.4. Estrutura da dissertação | 3 |
| 2 . CONCEITOS DE <i>ROCKBURST</i> E TIPOS DE SUPORTE | 4 |
| 2.1. Origem de <i>Rockburst</i> e suas causas nos ciclos de mineração | 4 |
| 2.1.1. Definição de <i>Rockburst</i> | 4 |
| 2.1.2. Mecanismo de dano de um evento sísmico | 6 |
| 2.1.3. Fatores de origem de <i>rockburst</i> | 8 |
| 2.2. Intensidade e características de <i>rockburst</i> | 10 |
| 2.3. Influência geológica estrutural em <i>rockburst</i> | 12 |
| 2.3.1. <i>Rockburst</i> em um plano estrutural ou conjunto de planos estruturais com preenchimento duro | 12 |
| 2.3.2. <i>Rockburst</i> relacionado com dois planos estruturais com preenchimento duro com diferentes azimutes | 13 |
| 2.4. Orientação de tensões mediante planos de falhas conjugadas | 14 |
| 2.5. Caracterização geotécnica | 17 |
| 2.5.1. Designação de Qualidade da Rocha | 17 |
| 2.5.2. Classificação do maciço rochoso pelo <i>Rock Mass Rating</i> | 17 |
| 2.5.3. Critérios de ruptura do maciço rochoso | 19 |
| 2.6. Relação de energia sísmica | 20 |
| 2.6.1. Energia de deformação da rocha (ED) | 20 |
| 2.6.2. Energia linear elástica (W_E) | 20 |
| 2.6.3. Energia de deformação elástica | 21 |
| 2.6.4. Energia cinética em condições de ejeção em modelagem numérica (e_k) | 21 |
| 2.6.5. Níveis de dano da rocha | 22 |
| 2.7. Metodologia de sistema de suporte para <i>rockburst</i> | 26 |
| 2.7.1. Projeto de suporte analítico | 27 |
| 2.7.2. Projeto mediante método empírico | 27 |
| 2.7.3. Projeto mediante modelagem numérica | 27 |
| 2.7.4. Projeto mediante método observacional | 28 |

| | |
|--|----|
| 2.8. Princípios do sistema de suporte dinâmico | 28 |
| 2.8.1. Tipos de suporte em zonas de altas tensões | 29 |
| 2.8.1.1. Elementos de suporte | 30 |
| 2.8.1.2. Elementos de retenção | 33 |
| 2.8.2. Classificação do tipo de suporte em ambiente de altas tensões | 35 |
| 2.8.3. Fator de Segurança em ambientes de altas tensões | 37 |
| 2.9. Métodos da modelagem numérica | 38 |
| 2.9.1. Método de Elementos de Contorno (BEM) | 39 |
| 2.9.2. Método de Elementos Finitos (FEM) | 39 |
| 2.9.3. Método de Elementos Discretos (DEM) | 39 |
| 2.9.4. Método Híbrido (FEM/DEM) | 40 |

3 . METODOLOGIA PROPOSTA PARA PROJETO DE SUPORTE 45

4 ESTUDO DE CASO EM MINERAÇÃO SUBTERRÂNEA - PERU 47

| | |
|---|----|
| 4.1. Localização da área do projeto | 47 |
| 4.2. Geologia | 48 |
| 4.3. Investigações de campo e laboratório | 49 |
| 4.3.1. Levantamento estrutural de falhas | 49 |
| 4.3.2. Registro de furos sondagem geotécnica | 51 |
| 4.3.3. Mapeamento geotécnico | 52 |
| 4.3.4. Resumo de ensaios mecânicos das rochas | 52 |
| 4.4. Classificação do maciço rochoso | 53 |
| 4.4.1. Maciço rochoso | 53 |
| 4.4.2. Classificação do maciço rochoso | 56 |
| 4.4.3. Caracterização das descontinuidades | 60 |
| 4.5. Domínios geotécnicos | 61 |
| 4.6. Propriedades de resistência e elasticidade do maciço rochoso | 62 |
| 4.7. Condições de tensões in situ e mergulho da tensão principal maior - σ_1 | 62 |
| 4.8. Eventos sísmicos nas escavações subterrâneas | 64 |
| 4.8.1. Evento 1: Túnel de extração: By 8707 W - Nv. 516 | 66 |
| 4.8.2. Evento 2: Túnel de extração: By 8596E - Nv. 470 | 66 |
| 4.9. Avaliação numérica de retro análises em escavações subterrâneas | 67 |

| | |
|---|-----------|
| 4.9.1. Estimativa do valor $K_{m\acute{a}x}$ de tensões <i>In-situ</i> mediante Método de Elementos Finitos (FEM) | 67 |
| 4.9.2. Retro análise de eventos de <i>rockburst</i> mediante FEM/DEM | 71 |
| 4.9.3. Retro análise do evento: Túnel de extração 8707 W - Nv. 516 | 73 |
| 4.9.4. Cálculo de energia de ejeção no túnel By 8707 W - Nv. 516 | 79 |
| 4.9.5. Retro análise do evento túnel de extração: By 8596 E - Nv. 470 | 80 |
| 4.9.6. Determinação das curvas de velocidades de ejeção em função do coeficiente de ângulo de atrito | 85 |
| 5 . DETERMINAÇÃO DO TIPO DE SUPORTE DINÂMICO | 87 |
| 5.1. Suporte atual na mina subterrânea | 87 |
| 5.2. Capacidade de suporte em função da energia cinética de ejeção atual | 88 |
| 5.3. Recomendação de novos projetos de suporte em função da energia cinética | 90 |
| 6 . CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 96 |
| 6.1. Conclusões | 96 |
| 6.2. Recomendações em futuros trabalhos | 97 |
| 7. REFERENCIAS | 99 |

Lista de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 2.1– Eventos sísmicos em escavações subterrâneas (Feng, 2018) | 4 |
| Figura 2.2– Eventos sísmicos em condições subterrâneas (Hudyma <i>et al.</i> , 2003) | 5 |
| Figura 2.3– Eventos sísmicos em condições subterrâneas para Pillar Burst (Hudyma <i>et al.</i> , 2003) | 6 |
| Figura 2.4– Eventos sísmicos em condições subterrâneas para <i>Fault Split Burst</i> (Hudyma <i>et al.</i> , 2003) | 6 |
| Figura 2.5– Etapas de iniciação da fratura de rocha em função de tensão axial (Hoek & Martin, 2014) | 7 |
| Figura 2.6– Propagação da carga dinâmica ao largo do maciço rochoso | 8 |
| Figura 2.7– Principais fatores na influência de dano em <i>rockburst</i> (Cai & Kaiser, 2018) | 10 |
| Figura 2.8– Eventos de <i>rockburst</i> na presença de descontinuidades (Feng, 2018) | 13 |
| Figura 2.9– Eventos <i>rockburst</i> influenciados pela presença de descontinuidades (Feng, 2018) | 14 |
| Figura 2.10– Regime tensional para falhas conjugadas onde a orientação de sigma 01 é vertical (Fernandes <i>et al.</i> , 2023) | 15 |
| Figura 2.11– Regime compressivo para falhas conjugadas onde a orientação de sigma 01 é vertical (Fernandes <i>et al.</i> , 2023) | 16 |
| Figura 2.12– Regime de falhas conjugadas onde a orientação de sigma 02 é vertical (Fernandes <i>et al.</i> , 2023) | 16 |
| Figura 2.13– Exemplo de cálculo de designação de qualidade da rocha (<i>Australian Centre Geomechanics</i> , 2003) | 17 |
| Figura 2.14– Ejeção de rocha ao momento de acumulação de energia cinética | 21 |
| Figura 2.15– Comportamento temporário da abertura de uma fratura em condições de tensões e energia cinética do elemento discretizado (Geomechanica, 2021) | 22 |
| Figura 2.16– Estabilidade em condições de túneis com incremento de tensão vertical e Compressão Uniaxial de Rocha Intacta (Hoek & Brown, 1980) | 23 |
| Figura 2.17– Condições de <i>rockburst</i> em função da tensão tangencial e compressão uniaxial da rocha intacta (Barton, 1974) | 24 |
| Figura 2.18– Classificação do Índice de Nível de Tensão (SLI) em função da qualidade do maciço rochoso (Kaiser, 2000) | 25 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.19–Deferentes metodologia de projeto de suporte em escavações subterrâneas | 26 |
| Figura 2.20–Comportamento de absorção de Energia para um sistema de suporte (Kaiser, P.; McCreath, D.; Tannant, D.; 1996) | 31 |
| Figura 2.21–Classificação da modelagem numérica classificados em condições contínuo (Geomechanica, 2021) | 38 |
| Figura 2.22– Classificação da modelagem numérica classificados em descontínuo (Geomechanica, 2021) | 38 |
| Figura 2.23–Comportamento numérico de FEM/DEM (Geomechanica, 2021) | 40 |
| Figura 2.24–Ensaio de compressão simples do modelo de gesso no padrão de fraturamento em diferentes vistas no ensaio (Oliveira, 2020) | 41 |
| Figura 2.25–(a) Dois corpos discretos interagindo compostos de elementos finitos triangulares Interação das forças repulsivas; (b) Dois elementos triangulares interagindo; (c) Distribuição da função normal na interação entre dois elementos triangulares (d) Forças aplicáveis em nodos A e B equivalentes devido ao função normal entre interação entre dois elementos triangulares (Tatone & Grasselli, 2015) | 42 |
| Figura 2.26–Definição da força tangencial normal como função relativa entre deslocamento na interação de elementos (Tatone & Grasselli, 2015) | 43 |
| Figura 3.1–Metodologia de retro análises mediante modelagem numérica em FEM/DEM e tipo de suporte adequado | 46 |
| Figura 4.1– Localização da mina subterrânea no Peru | 48 |
| Figura 4.2– Furo geotécnico DDHESP-14A21 (Tramo 42.10 até 47.85 m) | 48 |
| Figura 4.3– Geologia regional na mineração | 49 |
| Figura 4.4– Levantamento das discontinuidades e estruturas na mina subterrânea | 50 |
| Figura 4.5– Estereografa das famílias de discontinuidades na zona de projeto com preenchimento de quartzito | 51 |
| Figura 4.6– Localização de furos geotécnicos na mina subterrânea | 51 |
| Figura 4.7– Localização de mapeamento geotécnico | 52 |
| Figura 4.8– Diagrama de caixa estadística dos valores da resistência a compressão uniaxial | 54 |
| Figura 4.9– Comparação da ruptura do granodiorito em ensaios de compressão uniaxial ensaios de a laboratório de mecânica de rochas | 54 |
| Figura 4.10– (a) Se apresenta a relação entre RQD (%) e RMR_{89} . (b) se apresenta uma proporção direta entre os valores RQD (%) e espaçamento (mm) | 57 |
| Figura 4.11– Relação entre rating de resistência da rocha vs RMR_{89} | 58 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.12– Relação entre rating de espaçamento (mm) vs RMR89 | 59 |
| Figura 4.13– Relação de rating de condições das descontinuidades vs RMR89 | 59 |
| Figura 4.14– (a) Estatísticas descritivas com respeito as condições de rugosidade (b). Estatísticas descritivas com respeito as condições de preenchimento | 61 |
| Figura 4.15– Características de preenchimento nas descontinuidades e tipo de rugosidade nas paredes (Fonte: Mapeamento geotécnico, 2021) | 61 |
| Figura 4.16– Profundidade máxima da mina subterrânea | 63 |
| Figura 4.17– Orientações tensões principais em análise estereográfica | 64 |
| Figura 4.18– Discos de rochas devido as altas tensões nos sondagem geotécnica | 64 |
| Figura 4.19– Registro de eventos sísmicos significativos na mina subterrânea | 65 |
| Figura 4.20– (a) Dano na parede ao momento de <i>rockburst</i> (b) Pós-evento da recolecção mediante mapeamento geotécnico nas famílias de descontinuidade | 66 |
| Figura 4.21– Análise do evento no túnel de extração 8596E na profundidade de 900 m com uma profundidade de dano de 0.5 m | 67 |
| Figura 4.22– Modelagem numérica em Elementos Finitos mediante o software RS2 com superfície de terreno (Rocscience, 2023) | 68 |
| Figura 4.23– Predição de dano em função do nível de dano (Hoek, 1980) | 70 |
| Figura 4.24– Predição de dano em função do Stress Level Index (Kaiser, 2000) | 71 |
| Figura 4.25– Predição de dano em função do nível de dano (Castro, 2012) | 71 |
| Figura 4.26– Malha do modelo numérico em FEM/DEM mediante o software Irazu no túnel By 8707W | 72 |
| Figura 4.27–Emalhado do modelo numérico no contorno da escavação subterrânea com presença de descontinuidades | 73 |
| Figura 4.28– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 70° com respeito ao eixe vertical e valor de $K_{máx}$ de 0.7 | 76 |
| Figura 4.29– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 75° com respeito ao eixe vertical e valor de $K_{máx}$ de 0.7 | 77 |
| Figura 4.30– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 75° com respeito ao eixe vertical e valor de $K_{máx}$ de 0.8 | 78 |
| Figura 4.31– Modelagem numérica FEM/DEM no By 8596 – Nv 470 | 81 |
| Figura 4.32– Malha dos elementos finitos no teto da escavação subterrânea onde ocorreu dano | 81 |
| Figura 4.33– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 75° com respeito ao eixe vertical e valor de $K_{máx}$ de 0.7 | 84 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.34– Relação entre velocidade de ejeção e energia cinética em função do ângulo de atrito das descontinuidades | 86 |
| Figura 5.1– Sistema de suporte atual na mina subterrânea | 87 |
| Figura 5.2– Configuração do sistema suporte atual na mina subterrânea considerando teto e paredes do túnel subterrâneo com avance de 3 m | 88 |
| Figura 5.3– Configuração do sistema de suporte atual na mina subterrânea. | 88 |
| Figura 5.4– (a)Vista Planta da combinação de projeto de suporte 1: Tirante helicoidales e dupla tela eletrosoldada com avance de 3 m. (b) Vista seção do projeto de suporte 1 | 91 |
| Figura 5.5– Tirante do tipo helicoidal (Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2004) | 91 |
| Figura 5.6– (a)Vista Planta da combinação de projeto de suporte 2: Split sets e dupla tela eletrosoldada com avance de 3 m. (b) Vista seção do projeto de suporte 2. | 93 |
| Figura 5.7– Tirante do tipo <i>split set</i> (Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2004) | 93 |
| Figura 5.8– (a)Vista Planta da combinação de projeto de suporte 3: Swellex e dupla tela eletrosoldada com avance de 3 m. (b) Vista seção do projeto de suporte 3. | 94 |
| Figura 5.9– Tirante do tipo <i>swellex</i> (Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2004) | 95 |

Lista de Tabelas

| | |
|--|----|
| Tabela 2.1– Classificação de intensidade de dano, velocidade de injeção e características de rockburst (Feng,2018) | 10 |
| Tabela 2.2– -Parâmetros de classificação do maciço rochoso para o sistema RMR (Bieniawski, 1989) | 18 |
| Tabela 2.3– Classificação do maciço rochoso e sus índices de RMR (Bieniawski, 1989) | 18 |
| Tabela 2.4– Condições de estabilidade em função da razão de tensão vertical e resistência compressão simples | 22 |
| Tabela 2.5– Descrição da fratura e níveis de dano para aberturas em maciços rochoso (Castro, 2012) | 25 |
| Tabela 2.6– Princípios e descrição para um projeto do sistema de suporte para eventos de <i>rockburst</i> | 28 |
| Tabela 2.7– Capacidades de energia para elementos de suporte modificado a partir de Cai & Kaiser (2018) | 31 |
| Tabela 2.8– Capacidades de energia para elementos de suporte em tirante (Masoudi & Sharifzadeh,2018) | 32 |
| Tabela 2.9– Parâmetros recomendados para contenção com telas (Cai & Kaiser,2018) | 33 |
| Tabela 2.10–Parâmetros recomendados para o tipo de suporte com concreto projetado reforçado com telas (Cai & Kaiser, 2018) | 34 |
| Tabela 2.11– Demandas de energia no maciço rochoso para o tipo de suporte (Thompson & Villaescusa, 2012) | 35 |
| Tabela 2.12– Categoria do maciço rochoso em ambientes de altas tensões em função do mecanismo de dano e nível de severidade (Kaiser, 1996) | 36 |
| Tabela 2.13– Parâmetro de entrada em condições de mecanismo de descontinuidades | 43 |
| Tabela 2.14– Parâmetros de execução da modelagem numérica em <i>Irazu</i> (Geomechanica, 2021) | 44 |
| Tabela 4.1– Resumo de principais famílias de descontinuidade | 50 |
| Tabela 4.2– Resumo de quantidade de ensaios de laboratório de mecânica de rochas | 52 |
| Tabela 4.3– Estadísticas dos ensaios de resistência a compressão simples (UCS) | 53 |
| Tabela 4.4– Valores de constante “ α ” para ensaios de carga pontual | 55 |
| Tabela 4.5– Parâmetros de resistência compressão simples e <i>Point Load Test</i> | 55 |

| | |
|--|----|
| Tabela 4.6– Resultados de ensaios de resistência à tração indireta (Ano 2018 e 2021) | 55 |
| Tabela 4.7– Resistência de rocha intacta para o parâmetro “ m_i ” | 56 |
| Tabela 4.8– Parâmetros geotécnicos em cada estação geotécnica | 56 |
| Tabela 4.9– Valores de rugosidade de acordo com Bieniawski (1989) | 60 |
| Tabela 4.10– Valores de preenchimento de acordo com Bieniawski (1989) | 60 |
| Tabela 4.11– Valores do índice de qualidade do maciço rochoso | 62 |
| Tabela 4.12– Parâmetros de resistência e Elasticidade no maciço rochoso | 62 |
| Tabela 4.13– Valores de tensões principais a deferentes valores de $K_{máx}$ | 68 |
| Tabela 4.14– Resultados de calibração do modelo numérico em FEM de maneira de determinar as zonas possíveis danos na parede no túnel de extração 8707W | 69 |
| Tabela 4.15– Propriedades do modelo numérico para o maciço rochoso | 73 |
| Tabela 4.16– Propriedades do modelo numérico para descontinuidades com preenchimento | 74 |
| Tabela 4.17– Valores da espessura de dano para deferentes orientações de tensões In-Situ | 79 |
| Tabela 4.18– Cálculo de energia cinética de ejeção dos blocos | 80 |
| Tabela 4.19– Propriedades do modelo numérico para o maciço rochoso | 82 |
| Tabela 4.20– Propriedades do modelo numérico para descontinuidades | 82 |
| Tabela 4.21– Valores de espessura de dano no retro análises no segundo evento sísmico | 84 |
| Tabela 4.22– Cálculo de energia cinética ao momento da ejeção dos blocos ejetados | 84 |
| Tabela 4.23– Energia de velocidade de ejeção para deferentes coeficientes de ângulos de atrito | 85 |
| Tabela 5.1– Cálculo da capacidade de suporte dinâmico em condições atuais na mina subterrânea | 89 |
| Tabela 5.2– Projeto 1 de suporte dinâmico em condições de altas tensões | 90 |
| Tabela 5.3– Projeto 2 de suporte dinâmico em condições de altas tensões | 92 |
| Tabela 5.4– Projeto 3 de suporte dinâmico em condições de altas tensões | 94 |

Apêndices

- Apêndice I:** Investigações geotécnicas de logueo e mapeamento geotécnico
- Apêndice II:** Modelagem Numérica em RS2 – Calibração do mergulho de Tensões Principais
- Apêndice III:** Modelagem Numérica em FEM/DEM
- Apêndice IV:** Modelagem Numérica em FEM/DEM – Nível Profundo By 8707W
- Apêndice V:** Cálculo de velocidades FEM/DEM

Lista de Símbolos

| | | |
|-----------------------------------|---|---|
| c | - | coesão |
| dp | - | Deslocamento hasta alcançar máxima ruptura |
| du | - | Deslocamento último que elemento chega a suportar |
| D | - | Fator de Desmonte |
| D | - | Espessura de dano no contorno da escavação subterrânea |
| E | - | Módulo de Young |
| E_D | - | Energia de deformação |
| E_p | - | Quantidade de energia absorvida até a carga máxima |
| E_u | - | Quantidade de energia absorvida residual |
| E_k | - | Energia de cinética de ejeção |
| L_p | - | Carga máxima |
| L_u | - | Carga última |
| L | - | Comprimento de alcance do bloco de rocha |
| pn | - | Penalidade normal |
| pr | - | Penalidade tangencial |
| <i>m_i</i> | - | Parâmetro da rocha intacta |
| s | - | Parâmetro do critério de ruptura de Hoek - Brown |
| a | - | Parâmetro do critério de ruptura de Hoek - Brown |
| σ_v | - | Tensão vertical ou litostática |
| σ_c | - | Tensão do confinamento |
| σ_1 | - | Tensão principal maior |
| σ_2 | - | Tensão principal intermediária |
| σ_3 | - | Tensão principal menor |
| σ_p | - | Tensão limite |
| σ_{ci} | - | Resistência à compressão simples |
| ε_1 | - | Deformação principal maior |
| ε_2 | - | Deformação principal intermediária |
| ε_3 | - | Deformação principal menor |
| V_o | - | Velocidade de ejeção |
| <i>v</i> | - | Módulo de Poisson |
| We | - | Energia Linear Elástica |

Lista de Abreviaturas

| | | |
|----------------|---|---|
| By Pass | - | Escavações subterrâneas perpendiculares a direção da mineração |
| FEM | - | Método de Elementos Finitos |
| FDM | - | Método de Diferenças Finitas |
| DEM | - | Método de Elementos Discretos |
| DDA | - | Análise Deformação Descontínua |
| BEM | - | Método de Elementos de Contorno |
| FEM/DEM | - | Método de Elementos Finitos & Método de Elementos de Discretos |
| FLAC | - | Fast Lagrangian Analysis of Continua |
| MIRARCO | - | Mining Innovation Rehabilitation and Applied Research Corporation |
| CAMIRO | - | Canadian Rockburst Research Program |
| GSI | - | Geological Strength Index |
| SLI | - | Stress Level Index |
| RQD | - | Rock Quality Designation |
| RMR | - | Rock Mass Rating |
| Q | - | Sistema de Classificação do Maciço Rochoso |

1. INTRODUÇÃO

1.1. O problema

Rockburst é definido como um evento de acumulação de energia cinética no contorno das escavações subterrâneas que pode ejetar um volume de rocha de forma abrupta, prejudicando e causando um evento no contorno de um túnel, ou até mesmo resultar em perda humana.

O presente trabalho deverá focar nas condições geotécnicas no sequenciamento de minado na empresa mineradora Orex S.A.C., qual fica localizada no departamento de Arequipa, no Peru, distrito de San Juan de Chorunga, a uma altitude que varia entre 700 e 1500 m na zona ocidental dos Andes, e conta com uma profundidade maior de 900 m.

A mineradora Orex S.A.C. emprega o método de mineração subterrânea conhecido como corte e preenchimento com escavações subterrâneas de dimensões de 2.1 m de altura e 2.4 m de largura. Nos últimos anos de produção, ocorreram problemas de *rockburst* na mina subterrânea devido ao desejo de prolongar o tempo de produção da mina e a quantidade de reservas mineradas. Entretanto, é necessário desenhar e planejar escavações subterrâneas em condições de alta tensão, assim como tipo de suporte no planejamento ao longo prazo.

1.2. Motivação e objetivo principal

Existem distintas metodologias no cálculo de energia cinética ao redor das escavações subterrâneas; atualmente, na indústria da mineração faz uso de instrumentação sísmica ou metodologia empírica de maneira de determinar eventos sísmicos e tipo de suporte. Entretanto, em mineração subterrânea que não possui aquelas condições de instrumentação sísmica se propõe nesse trabalho a determinação da energia cinética e da velocidade de ejeção dos fragmentos de rocha através da modelagem numérica mediante FEM/DEM com a

finalidade de determinar a combinação do tipo de suporte adequado em função da demanda de energia cinética.

Essa metodologia será aplicada para avaliar as condições *rockburst* do maciço rochoso na mina Orex S.A.C, a qual foi estudada a partir das características geotécnicas de investigações geotécnicas em sondagens e mapeamento geotécnico, assim como ensaios de laboratórios da rocha intacta e características do preenchimento das descontinuidades que podem influir nas condições de tensões e eventos de sísmicos,

1.3. Objetivos secundários

A partir do objetivo principal, tem-se em vista como objetivo secundário realizar os seguintes objetivos, de maneira de chegar ao cálculo de energia cinética e tipo de suporte:

- Fazer caracterização geotécnica do tipo de rocha na mina subterrânea por meio de mapeamento e registro de furos geotécnicos, a fim de estabelecer um valor quantitativo para o tipo de rocha, que é granodiorito.
- Fazer uma análise estatística dos materiais por meio de ensaios de laboratório, a fim de estabelecer os parâmetros de ruptura de acordo com Hoek & Brown (2018), assim como determinar os valores quantitativos do preenchimento dessas famílias de descontinuidades no contorno das escavações subterrâneas.
- Determinar os índices de dano através de equações empíricas que considerem a razão de tensões induzidas e a resistência da rocha.
- Determinar uma comparação entre métodos numéricos, como o método de elementos finitos (FEM) e um método híbrido que combina o método de elementos finitos e método de elementos discretos (FEM/DEM), a fim de realizar uma calibração dos valores de tensões in situ.
- Quantificar os valores de energia cinética em eventos ocorridos na mina subterrânea
- Determinar o tipo de suporte adequado com base nos valores de energia cinética fornecidos pelo método FEM/DEM.

1.4. Estrutura da dissertação

A estrutura de presente dissertação de mestrado consiste nos seguintes pontos:

- Revisão da literatura bibliográfica de *rockburst* e sistema de suportes em escavações subterrâneas em mineração de Canadá e Austrália.
- Caracterização geotécnica do maciço rochoso considerando aspectos importantes como a geologia, domínios geotécnicos e análises das tensões principais.
- Determinar mediante uma modelagem numérica do tipo FEM/DEM a velocidade ejeção da rocha nos eventos de *rockburst* mediante um retro análises e comparar as espessuras de dano.
- Determinar análises dinâmicas para otimizar e projetar o tipo de suporte e traçar curvas de velocidade com as condições sísmicas atuais da mina em função das características das descontinuidades.

2. CONCEITOS DE *ROCKBURST* E TIPOS DE SUPORTE

2.1. Origem de *Rockburst* e suas causas nos ciclos de mineração

2.1.1. Definição de *Rockburst*

À medida que a infraestrutura de uma mina subterrânea se aprofunda e se expande, ocorrem eventos de ruptura devido às tensões induzidas, que podem ocorrer tanto próximos quanto distantes das escavações ou realces. Aquelas condições causam uma alteração nas tensões *In-situ* no tipo de maciço rochoso com características de rocha de alta resistência, resultando em um novo estado de tensões que geram um evento definido como *rockburst*.

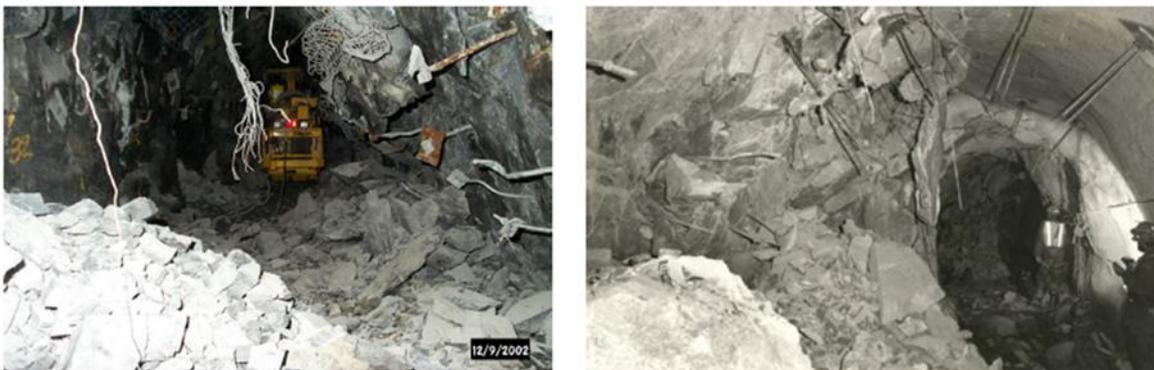


Figura 2.1– Eventos sísmicos em escavações subterrâneas (Feng, 2018)

O *rockburst* é caracterizado pelo deslocamento repentino, violento e imprevisto de rochas fraturadas, desencadeado por eventos sísmicos. Esse fenômeno causa danos significativos no entorno de escavações de escavações subterrâneas, resultando em perdas econômicas, danos e equipamentos e infraestrutura, além de representar um sério risco para a vida humana na indústria de mineração. É fundamental destacar que o *rockburst* está associado a rochas de alta resistência à compressão simples, bem como a um tipo de rocha dura, rígida e frágil, capaz de armazenar grandes quantidades de energia que são liberadas quando a resistência máxima é atingida.

2.1.1.1. Tipos de eventos sísmicos

De acordo com Blake (2003), os eventos sísmicos são categorizados de acordo com os fatores que os geram e são denominados *Strainburst*, *Pillar burst* e *Fault-Slip burst*. *Strainburst* são causados por altas concentrações de tensões nas bordas da escavação. As magnitudes desses eventos correspondem a volumes de rocha afetada de até 100 toneladas. Assim, esses eventos ocorrem em minas durante o ciclo de perfuração e desmonte. A rocha não é capaz de se acomodar diante de uma mudança imediata de tensões como resultado do processo de desmonte; por isso, ocorrem rupturas em pequena escala.

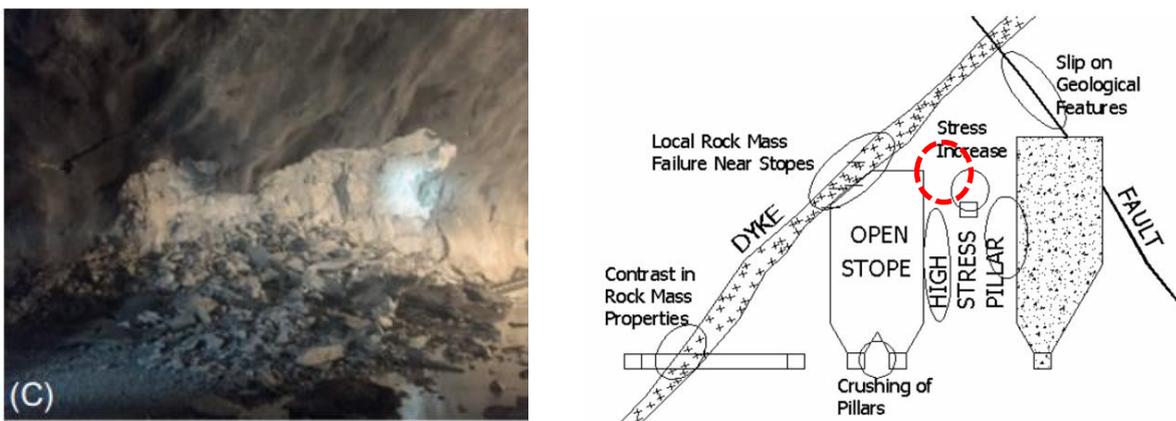


Figura 2.2– Eventos sísmicos em condições subterrâneas (Hudyma *et al.*, 2003)

O *Pillar Burst* ocorre quando as tensões se concentram sobre um pilar de rocha, superando a resistência desse elemento estrutural. Com isso, a ruptura do pilar é desencadeada, liberando uma grande quantidade de energia que causa instabilidade na infraestrutura próxima e leva ao colapso e ao fechamento das paredes das escavações subterrâneas. Esses eventos, geralmente, geram danos volumosos que podem ultrapassar centena de toneladas de rocha, principalmente quando os pilares são deixados como remanescentes.

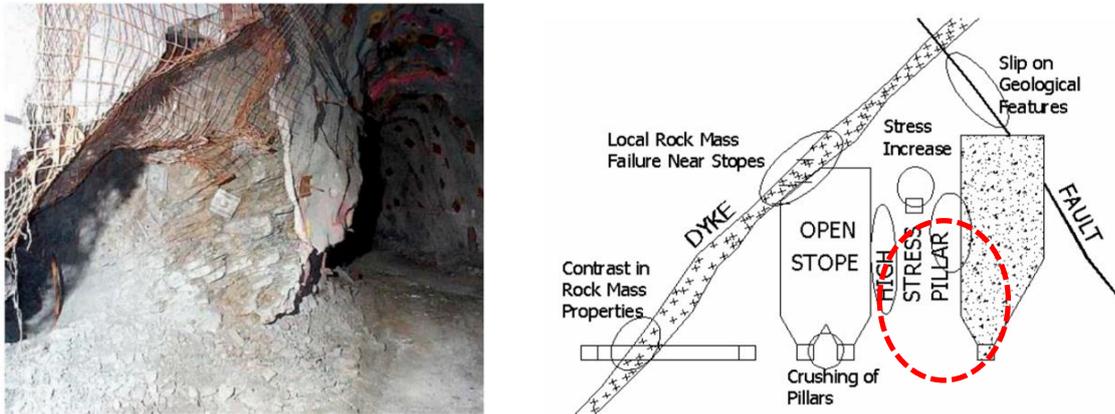


Figura 2.3– Eventos sísmicos em condições subterrâneas para Pillar Burst (Hudyma *et al.*, 2003)

O *Fault-Slip Burst* ocorre quando a tensão cortante ao longo da estrutura geológica excede a tensão normal. Isso ocorre em condições em que a mineralização está adjacente a uma estrutura geológica, como uma falha ativa. Adicionalmente, este tipo de evento sísmico se caracteriza por propagar uma energia que varia desde o ponto de origem do evento sísmico até alcançar as escavações subterrâneas, provocando o desprendimento de blocos de rochas de maneira abrupta.

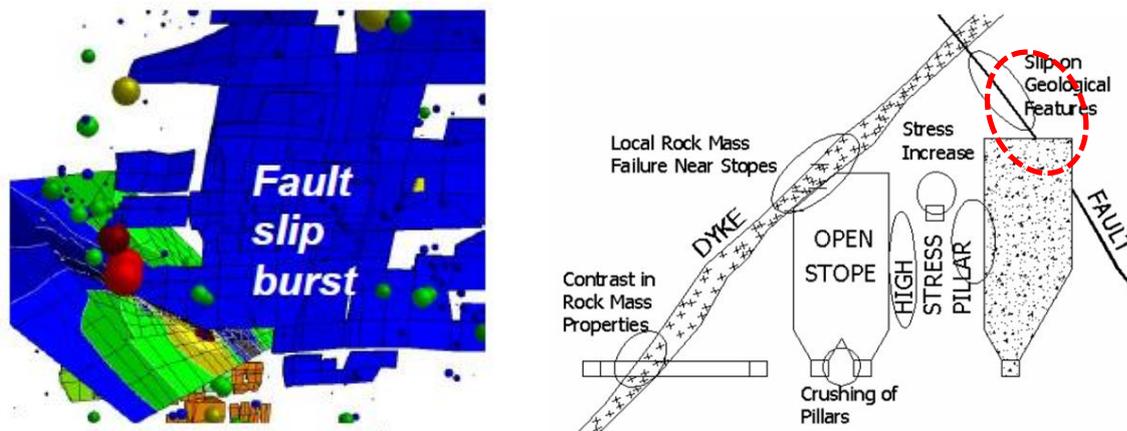


Figura 2.4– Eventos sísmicos em condições subterrâneas para *Fault Split Burst* (Hudyma *et al.*, 2003)

2.1.2. Mecanismo de dano de um evento sísmico

No início de um evento sísmico, há uma fase inicial que vai desde o fraturamento do maciço rochoso até a expulsão do bloco de rocha. Nesse sentido, o primeiro passo consiste no fraturamento da rocha intacta próxima à superfície da escavação subterrânea; em seguida, a rocha fraturada desliza em direção à face livre e, finalmente, ocorre uma expulsão violenta do material fraturado, que

se separa das paredes da escavação subterrânea. Para os casos de *strainburst* e *pillar burst*, o evento sísmico ocorre na zona próxima à escavação ou mesmo no local de concentração e aumento de tensões. Assim, a iniciação do dano da rocha ocorre em 4 etapas, conforme apresentado na Figura 2.5. Na primeira etapa, há o fechamento das pequenas aberturas existentes; na segunda etapa, ocorre uma curva linear de tensão e deformação; na terceira etapa, forma-se novas fraturas que se propagam de maneira estável (σ_{ci}); por último, as fraturas começam a se unir e a se propagar de maneira instável (σ_{cd}).

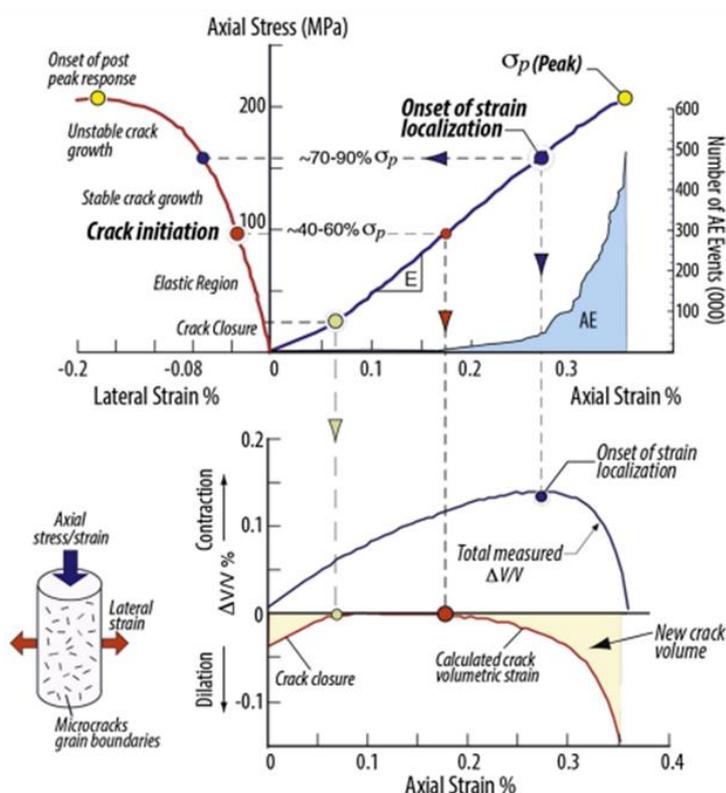


Figura 2.5– Etapas de iniciação da fratura de rocha em função de tensão axial (Hoek & Martin, 2014)

Com relação a um evento sísmico do tipo *Fault-Slip burst*, este está relacionado às cargas dinâmicas ou à propagação de energia que variam desde o ponto de origem do evento sísmico até chegar às escavações subterrâneas próximas, resultando em um desprendimento violento da rocha. Na Figura 2.6, apresenta-se a propagação de carga dinâmica ao longo do maciço rochoso, originando uma velocidade de ejeção.

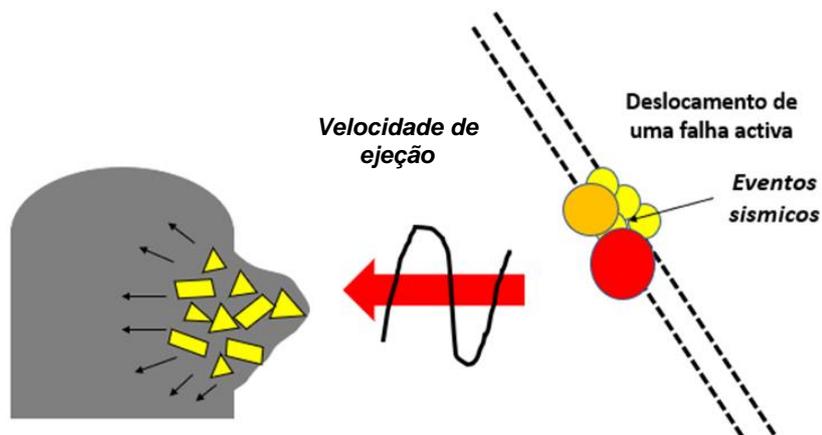


Figura 2.6– Propagação da carga dinâmica ao longo do maciço rochoso

2.1.3. Fatores de origem de *rockburst*

Como consequência da existência de muitas variáveis relacionadas aos danos causados pelo *rockburst*, seguem as categorias importantes que são fatores que influenciam no desencadeamento deste fenômeno, conforme descrito por Cai & Kaiser (2018). São apresentados os fatores geológicos, os fatores geotécnicos, os fatores de sequenciamento de mineração e os fatores sísmicos.

2.1.3.1. Fatores geotécnicos

Ao passo que as escavações subterrâneas se aprofundam, as tensões *In-situ* aumentam; dessa forma, ao realizar escavações subterrâneas, as condições de tensão sofrem alterações, resultando em uma grande diferença entre a tensão principal máxima (σ_1) e a tensão principal mínima (σ_3) nas proximidades das escavações. Adicionalmente, os níveis de tensão, juntamente com a resistência do maciço rochoso e seu comportamento de deformação, determinam a quantidade de energia de tensão que pode ser armazenada na rocha e posteriormente liberada. Portanto, compreender o critério de falha da tensão induzida é essencial para determinar se uma zona está em risco de experimentar um evento de *rockburst*.

2.1.3.2. Fatores geológicos

As estruturas geológicas modificam as orientações das tensões *In-situ*, criando concentrações de tensões em áreas próximas às escavações subterrâneas. Além disso, as falhas geológicas induzem a concentração de

tensões e promovem o rompimento do maciço rochoso em zonas de fraqueza, resultando na alteração de suas propriedades de rigidez e resistência. Adicionalmente, as falhas ativas propiciam a formação de focos sísmicos ao redor dos quais as propriedades do maciço rochoso podem ser reduzidas, resultando em uma onda sísmica que se reflete na liberação de energia em uma escavação subterrânea.

Por outro lado, a rocha frágil tende a acumular energia de tensão e pode falhar violentamente diante de um pequeno impulso (hipocentro), devido à sua falta de ductilidade para suportar a quantidade de energia recebida. Dessa forma, algumas condições necessárias para que o maciço rochoso falhe violentamente incluem alta resistência à compressão uniaxial, alto módulo de rigidez e comportamento frágil. Em contraste, uma rocha com característica de ductilidade pode armazenar uma quantidade maior de energia.

2.1.3.3. Fatores sequenciamento de mineração

As minas subterrâneas alteram as tensões *In-situ* do maciço rochoso, resultando em modificações nas tensões em zonas de baixa e altas tensões. Adicionalmente, a atividade mineradora e o sequenciamento de mineração também alteram o módulo de rigidez do maciço rochoso circundante. Além disso, devido ao ritmo de extração muitas vezes exceder o planejado, pilares ou remanescentes de rocha são deixados, os quais ficam sujeitos a altas concentrações de tensão, resultando em uma mudança nas propriedades de rigidez e na formação de zonas de concentração de altas tensões, as quais podem aumentar os eventos sísmicos.

2.1.3.4. Fatores sísmicos

As condições ou tipos de *rockburst* dependem da localização onde ocorreu a acumulação de energia, pois se um evento sísmico é grande, a perturbação dinâmica é sentida em uma área mais ampla; por outro lado, se o evento sísmico é mais próximo, as perturbações e deslocamentos do maciço rochoso serão maiores. Portanto, eventos sísmicos grandes com deslocamentos por falhas ativas aumentam as zonas de potenciais danos de *rockburst* e sua severidade, além de considerar que o dano aumenta proporcionalmente com a magnitude do evento sísmico.

Na Figura 2.7, apresentam-se de forma detalhada os principais fatores anteriormente mencionados que originam *rockburst*, conforme descrito por Cai & Kaiser (2018).



Figura 2.7– Principais fatores na influência de dano em *rockburst* (Cai & Kaiser, 2018)

2.2.

Intensidade e características de *rockburst*

De acordo com Feng (2018), os eventos de *rockburst* são definidos de acordo com as consequências de sua intensidade, a qual é determinada a partir de características como profundidade do dano, o alcance do deslocamento do bloco do evento, características de ruptura na rocha e as características sonoras no início do evento sísmico que desencadeia o *rockburst*, conforme detalhado Tabela 2.1.

Tabela 2.1– Classificação de intensidade de dano, velocidade de injeção e características de *rockburst* (Feng,2018)

| Intensidade | Profundidade (m) | Comprimento de alcance de bloco (m) | Velocidade inicial de Injeção (m/s) | Características de dano | Características Acústicas |
|-------------|------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--|--|
| Pouco | $D < 0.5$ | $0.5 < L < 1.5$ | $V_0 < 1$ | Rocha laminada com espessura de 10 a 50 mm | Barulho de início da ruptura da rocha |
| Moderado | $0.5 \leq D < 1$ | $1.5 \leq L < 5$ | $1 \leq V_0 < 5$ | Rocha laminada ou blocos de rocha. Planchas de rocha com espessura de 50 – 200 mm | Barulho semelhante a disparos ou detonadores de desmonte |

| Intensidade | Profundidade (m) | Comprimento de alcance de bloco (m) | Velocidade inicial de Injeção (m/s) | Características de dano | Características Acústicas |
|------------------------|------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|---|
| | | | | Blocos de rocha com espessura de 100 – 300 mm | |
| Intenso | $1 \leq D < 3$ | $5 \leq L < 20$ | $5 \leq V_o < 10$ | <p>Uma extensa área relacionada a uma rocha injetada com material específico.</p> <p>Fenômeno de injeção de rocha</p> <p>Os blocos de <i>rockburst</i> são de diferentes tamanhos de pequenos e grandes blocos de rochas.</p> <p>Os blocos de <i>rockburst</i> são finos e têm formato de placas massivas com espessura de 200 a 400 mm</p> | Barulho intenso de rotura de rocha |
| Extremadamente Intenso | $D \geq 3$ | $L \geq 20$ | $V_o \geq 10$ | <p>Colapso de grande área no contorno da escavação.</p> <p>A injeção da rocha preenche o espaço da escavação.</p> <p>Diferença significativa entre os tamanhos das rochas</p> <p>O bloco máximo pode alcançar 1 metro de espessura</p> | Barulho violento semelhante a explosão de um projétil ou raio |

2.3. Influência geológica estrutural em *rockburst*

A maioria dos *rockburst* em túneis profundos é influenciada por planos de descontinuidades e tipos de preenchimento específicos. Esses eventos ocorrem de forma esporádica ao longo desses planos estruturais, geralmente em um ou mais planos com características de comportamento de ruptura frágil. Além disso, os planos estruturais também criam condições de ruptura nas paredes laterais, causando um desprendimento repentino da rocha e resultando em paredes com superfícies lisas. Por fim, os eventos de *rockburst* influenciados por estruturas geológicas como são descontinuidades com preenchimento duro exibem intensidades elevadas de dissipação de energia cinética, o que resulta em danos mais graves e desastres mais significativas.

2.3.1. *Rockburst* em um plano estrutural ou conjunto de planos estruturais com preenchimento duro

A continuação se menciona características de formação de *rockburst* em planos estruturais:

- A formação de *rockburst* está associada à presença de diversos conjuntos de planos estruturais, os quais são descritos a seguir: Nos planos estruturais paralelos ou próximos à zona superior de uma escavação, caracterizados por sua rigidez e ângulos elevados em relação ao eixo do túnel e perpendiculares às tensões verticais, têm uma ocorrência de *rockburst* na parede inferior que resulta em zonas de dano profundas e intensas. Enquanto isso, a parte superior dos limites de dano é influenciada pelos planos estruturais com preenchimento duro.
- Os planos estruturais com preenchimento duro na parede lateral da escavação apresentam ângulos maiores em relação ao eixo da escavação e pequenos em relação às tensões tangenciais máximas. Nessas condições, as explosões de rocha ocorrem sob esses planos, resultando em escarpas devido à ruptura do maciço rochoso e zonas de dano de intensidade moderada.
- Os planos estruturais na parede da escavação formam ângulos menores em relação ao eixo do túnel e à tensão tangencial máxima. Após a ruptura da rocha, ocorre uma ruptura escalonada, e os planos

estruturais com comportamento frágil levam a zonas com profundidades de dano mais elevadas, resultando em eventos de maior intensidade.

- Um conjunto de planos estruturais paralelos com preenchimento duro constitui condições favoráveis para *rockburst*. As novas superfícies de dano estão dispostas de forma direcional, e formações de escamas são observadas nas zonas de dano, indicando danos mais profundos e eventos de *rockburst* de maior intensidade.
- Quando os planos estruturais com preenchimento frágil e pequeno ângulo em relação ao eixo do túnel passam pela vizinhança, especialmente na zona inferior, formam-se limites das zonas de dano após o *rockburst*. Essas zonas de dano profundo e intensidade extremamente alta causam danos de grande alcance.



Figura 2.8– Eventos de *rockburst* na presença de descontinuidades (Feng, 2018)

2.3.2.

***Rockburst* relacionado com dois planos estruturais com preenchimento duro com diferentes azimutes**

O *rockburst* é caracterizado pelo fechamento dos dois planos estruturais nas zonas de ruptura no momento da ocorrência, geralmente sem a presença de materiais de rejeito ou água, ou seja, não há preenchimento alterado. Além disso, a análise anterior permite concluir que a localização, intensidade e forma dos

eventos são geralmente controladas por esses tipos de estruturas. Conforme se pode verificar na Figura 2.9, isso pode ser explicado da seguinte maneira:

- Os *rockburst* são propensos a ocorrer na interseção de planos estruturais, pois a organização espacial dos planos estruturais está intimamente relacionada com a intensidade do dano.
- Os eventos são controlados por dois conjuntos de planos estruturais rígidos provocaram um maior alcance e intensidade devido à interseção dos planos estruturais com azimutes diferentes.
- Quando um túnel atravessa a vizinhança, especialmente de pontas de planos estruturais rígidos, a ejeção de rocha apresenta uma intensidade elevada e impactos de grande alcance.



Figura 2.9– Eventos *rockburst* influenciados pela presença de descontinuidades (Feng, 2018)

2.4. Orientação de tensões mediante planos de falhas conjugadas

O tamanho e a densidade das fraturas estão diretamente relacionados à fragilidade da rocha, pois são influenciados pela intensidade e pela duração da deformação, assim como o impacto e a orientação das fraturas são essencialmente uma consequência da direção das tensões. Paralelamente à superfície da Terra, as tensões de cisalhamento são nulas, o que resulta em uma das tensões principais sendo vertical e as outras duas horizontais, como indicado por Anderson (1951). Portanto, a profundidades poucas profundas onde a deformação é frágil, as condições tectônicas são classificadas como extensional, deslizamento e compressiva, os quais as tensões verticais para cada condição mencionada anteriormente são σ_1 , σ_2 e σ_3 , respectivamente.

Com respeito às tensões compressivas e tensionais, as quais estão associadas ao tipo de deformação, as tensões compressivas estão relacionadas

com encurtamento e tensionais ao alongamento. Por outro lado, no regime de deslizamento, nem encurtamento nem alongamento ocorrem.

No regime tensional, σ_1 é vertical e, conseqüentemente, σ_2 e σ_3 são horizontais. Conforme evidenciado na Figura 2.10, as falhas resultantes mergulham em cerca de 60° e o deslocamento é predominantemente vertical, levando à formação de espelhos de falha (*slickensides*) com alinhamento de estrias paralelas às fraturas.

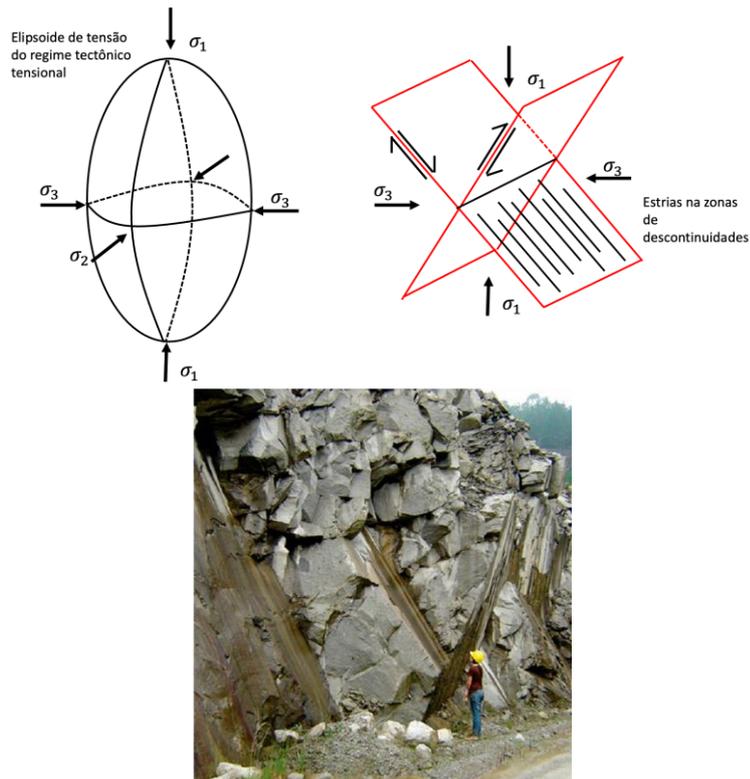


Figura 2.10– Regime tensional para falhas conjugadas onde a orientação de sigma 01 é vertical (Fernandes *et al.*, 2023)

Como se pode constatar na Figura 2.11, no regime tectônico compressivo, onde σ_3 é definida como tensão vertical e, conseqüentemente, σ_1 e σ_2 são horizontais, as falhas mergulham em torno de 30° e o deslocamento é, em sua maior parte, vertical, o que dá origem a espelhos de falha (*slickensides*) com alinhamento de estrias paralelo ao mergulho da falha. Essas falhas são chamadas de falhas de empuxo.

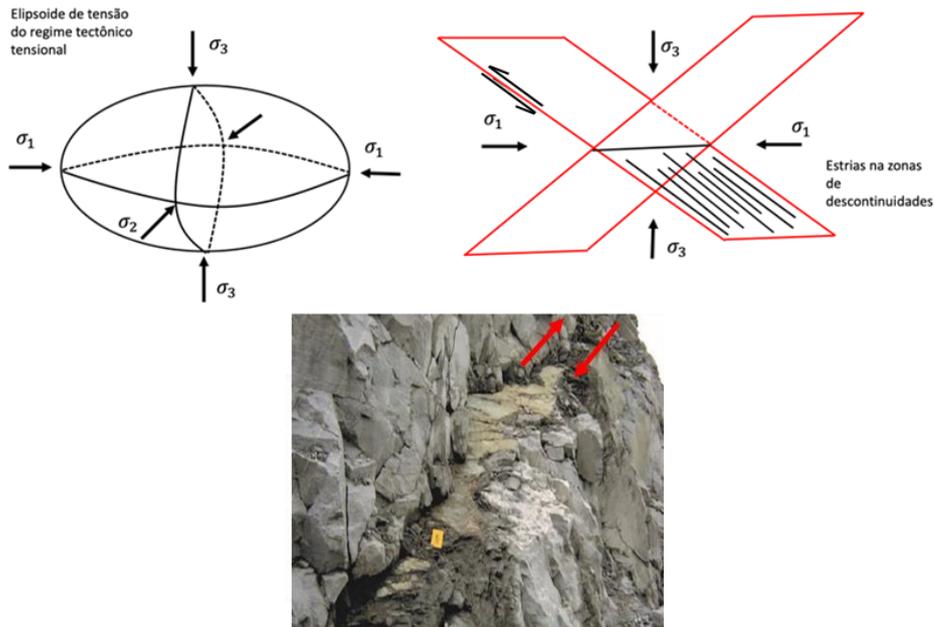


Figura 2.11– Regime compressivo para falhas conjugadas onde a orientação de sigma 01 é vertical (Fernandes *et al.*, 2023)

No regime de deslizamento de ataque, onde σ_2 é vertical e, conseqüentemente, σ_1 e σ_3 são horizontais, as falhas mergulham quase perpendicularmente e o deslocamento é principalmente horizontal, resultando em falhas com alinhamento de estrias paralelo à direção da falha. Assim, essas falhas são chamadas de falhas de deslizamento de ataque. Como se pode constatar na Figura 2.12, o movimento relativo horizontal dos blocos separados por uma falha de deslizamento pode ser sinistral (movimento para a esquerda) ou dextral (movimento para a direita), dependendo da direção do movimento dos blocos em relação a um observador fixo.

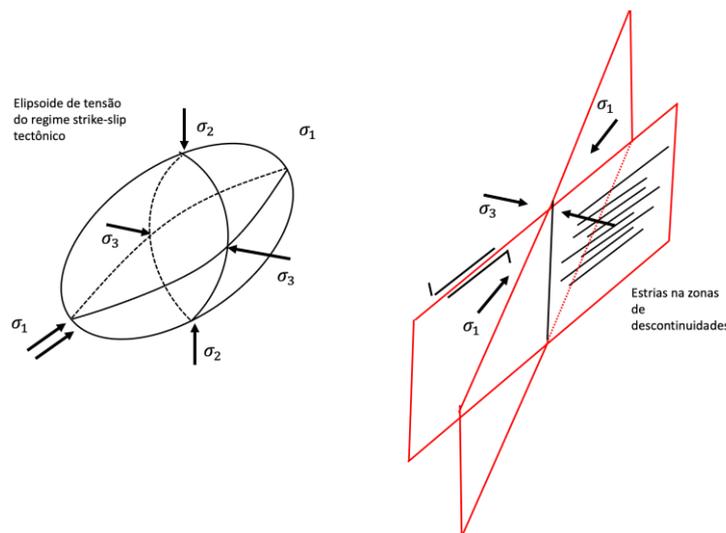


Figura 2.12– Regime de falhas conjugadas onde a orientação de sigma 02 é vertical (Fernandes *et al.*, 2023)

2.5. Caracterização geotécnica

2.5.1. Designação de Qualidade da Rocha

O Sistema de Designação de Qualidade de Rocha (RQD), introduzido por Deere em 1964, é baseado na atribuição de uma classificação percentual ao maciço rochoso, variando de 0% (indicando maior fraturamento) a 100% (indicando menor fraturamento). Essa classificação visa medir a relação percentual entre a soma das partes do maciço rochoso com comprimentos superiores a 10 cm e o comprimento total da perfuração. Essa relação é registrada dentro de um mesmo domínio geotécnico, definido pelo tipo de litologia presente na área de estudo.

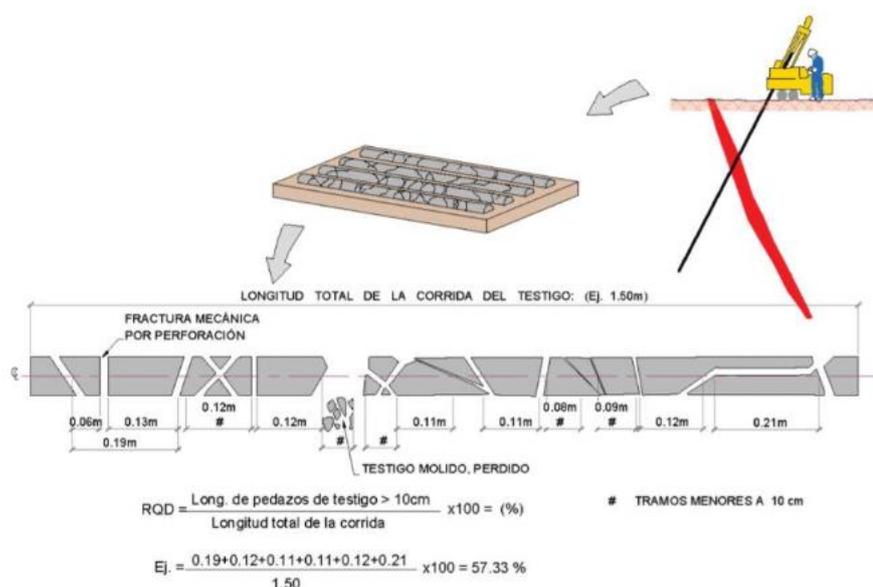


Figura 2.13– Exemplo de cálculo de designação de qualidade da rocha (Australian Centre Geomechanics, 2003)

2.5.2. Classificação do maciço rochoso pelo *Rock Mass Rating*

A análise geotécnica permitiu classificar o maciço rochoso é dividido em domínio geotécnico em base em suas características estruturais e geotécnicas. O sistema de classificação RMR_{89} , criado por Bieniawski em 1989, utiliza seis parâmetros (Ver Tabela 2.2) cuja soma resulta no valor de RMR, fornecendo uma medida da qualidade do maciço rochoso em áreas de mineração. Ao avaliar os eventos de *rockburst*, é prudente inicialmente desconsiderar o ajuste por

orientação e levar em conta as condições de umidade do terreno, que podem várias entre secas e úmidas.

Tabela 2.2– Parâmetros de classificação do maciço rochoso para o sistema RMR (Bieniawski, 1989)

| Parâmetros de classificação | Faixa de valores |
|--|-------------------------|
| Resistencia da rocha intacta | 0-15 |
| <i>Rock Quality Designation (RQD)</i> | 3-20 |
| Espaçamento das descontinuidades | 5-20 |
| Condições de descontinuidades | 0-30 |
| Condições de hidrologia, água subterrânea | 0-15 |
| Ajuste por orientação das descontinuidades | (-12) -0 |

A classificação do maciço rochoso de acordo com os valores de RMR está apresentada na Tabela 2.3.

Tabela 2.3– Classificação do maciço rochoso e sus índices de RMR (Bieniawski, 1989)

| Índice RMR₈₉ | Classe | Qualidade do maciço rochoso |
|--------------------------------|---------------|------------------------------------|
| 81-100 | I | Rocha muito boa |
| 61-80 | II | Rocha boa |
| 41-60 | III | Rocha regular |
| 21-40 | IV | Rocha mala |
| <20 | V | Rocha muito mala |

2.5.3. Critérios de ruptura do maciço rochoso

Para determinar as propriedades de resistência do maciço rochoso, foram definidos critérios de ruptura propostos por Hoek & Brown (1988), e atualizados por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002).

Sendo assim, o critério considera a resistência da rocha intacta e constantes m_b , s e a , as quais são estimadas em função da estrutura e condição das descontinuidades do maciço rochoso. Desse modo, a equação generalizada do critério de ruptura de Hoek & Brown é definida como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.1)$$

- m_b , s e a são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso
- σ_{ci} é definido como resistência a compressão uniaxial da rocha intacta
- σ'_1 e σ'_3 são as tensões efetivas principais axial e de confinamento

Os parâmetros m_b , s e a são determinados pelas seguintes fórmulas que são aplicáveis para maciços rochosos em função do fator de desmonte “ D ” e do *Geological Strength Index* (GSI) definido por Hoek (1994):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2.2)$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (2.3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\left(\frac{GSI}{15}\right)} - e^{-(20/3)} \right) \quad (2.4)$$

Por um lado, a variável m_i da fórmula anterior é constante e depende da rocha intacta, onde o valor estimado é obtido por meio de ensaios de compressão triaxiais. Por outro lado, define-se o Fator D como um parâmetro que depende do grau de alteração ao qual o maciço rochoso está sujeito devido ao processo de desmonte. Este valor varia de 0 para maciços rochosos não perturbados; por outro lado, tem um valor de 1 para rochosos muito alterados.

2.6. Relação de energia sísmica

2.6.1. Energia de deformação da rocha (ED)

A Energia de Deformação (ED) depende das tensões *In-Situ*, das constantes elásticas e das variações do confinamento. Portanto, uma escavação subterrânea altera as condições de equilíbrio de confinamento e origina zonas de acumulação de tensões e zonas de desconfinamento, o que provoca alterações nos estados de Energia de Deformação (ED) da rocha, conforme estudada por Feng (2018).

Considerando as tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 , o módulo de Young da rocha e a razão de Poisson, além de assumir que o maciço rochoso é homogêneo e isotrópico, a energia de deformação unitária por volume é definida por Zhang & Wang (2018) na seguinte expressão:

$$ED = \frac{1}{2E} * (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2 * \nu * (\sigma_1 * \sigma_2 + \sigma_1 * \sigma_3 + \sigma_2 * \sigma_3)) . \quad (2.5)$$

Onde:

σ_1 , σ_2 e σ_3 : tensões principais

E : Módulo de Young

ν : Razão de Poisson

2.6.2. Energia linear elástica (W_E)

Considerando um estado de tensão uniaxial e assumindo que nenhum dano ocorre antes de um estado de pico de tensão, a energia linear elástica armazenada no maciço rochoso é definida pela relação entre a resistência à compressão simples e o módulo de Young, conforme definido por Miao *et al.*, (2016).

$$We = \frac{\sigma_{ci}^2}{2 * E} \quad (2.6)$$

Onde:

σ_{ci} : Resistencia a compressão simples

E : Modulo de Young (MPa)

2.6.3. Energia de deformação elástica

A ocorrência de *rockburst* depende das propriedades de armazenamento de grandes quantidades de energia de deformação elástica no maciço rochoso, mas também do ambiente para criar e armazenar energia em função das tensões principais e deformações principais.

$$We = \frac{1}{2} * (\sigma_1 * \varepsilon_1 + \sigma_2 * \varepsilon_2 + \sigma_3 * \varepsilon_3) \quad (2.7)$$

Onde:

σ_1 , σ_2 e σ_3 são tensões principais

ε_1 , ε_2 e ε_3 são deformações principais

2.6.4. Energia cinética em condições de ejeção em modelagem numérica (ek)

Para definir o critério de falha em condições sísmicas, estabelece-se que o bloco de ejeção se comporta como uma zona de acumulação de altas tensões no contorno da escavação, acumulando energia em estado elástico e transformando-se em energia cinética.

$$Ek = \frac{1}{2} * m * v^2 \quad (2.8)$$

Onde:

m : massa do bloco ejetado

v : velocidade de ejeção

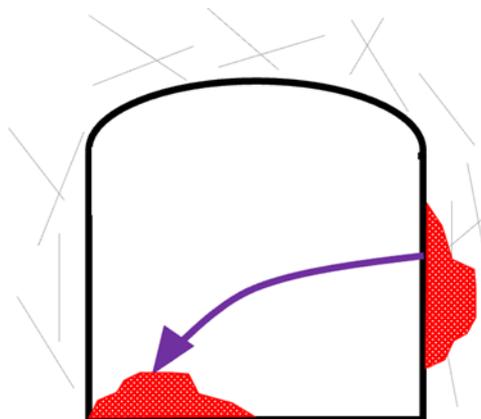


Figura 2.14– Ejeção de rocha ao momento de acumulação de energia cinética

De acordo com a abordagem da modelagem numérica desenvolvida por Lisjak et al. (2013) para início e propagação de fraturas, presume-se que, através do método de elementos finitos e discretos, a ruptura de cada elemento é acompanhada por um amolecimento e ruptura do próprio elemento.

$$E_k = \frac{1}{2} \sum_i m_i v_i^2 < \text{Energía Elástica} \quad (2.9)$$

Onde m_i y v_i , são a massa nodal para cada elemento finito.

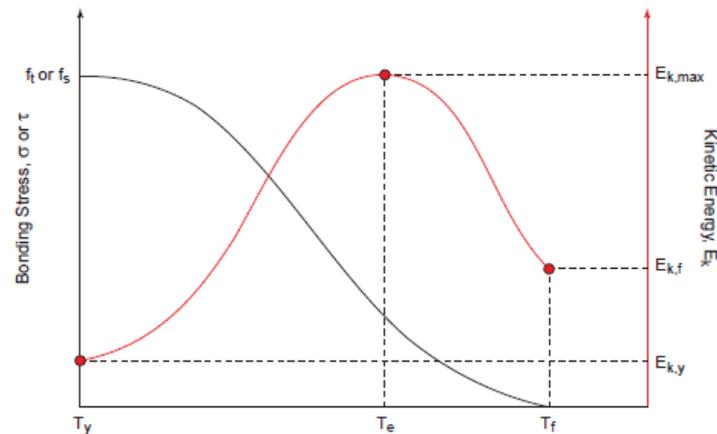


Figura 2.15– Comportamento temporário da abertura de uma fratura em condições de tensões e energia cinética do elemento discretizado (Geomechanica, 2021)

2.6.5. Níveis de dano da rocha

A partir de análises de campo em escavações subterrâneas em rocha rígidas, observou-se que a tensão em relação à resistência à compressão uniaxial próxima a uma escavação subterrânea pode indicar o comportamento de *rockburst* em condições elásticas. De acordo com Hoek *et al.*, (1980), estabelecem-se níveis de dano do maciço rochoso, utilizando a razão entre os valores de σ_c e σ_v , assim define-se *Spalling* como as condições iniciais de fratura da rocha intacta, que assemelham às fatias de cebola no início da ruptura. A seguir, apresenta-se a Tabela 2.4 definindo-se relações de tensões principais e resistência compressão simples.

Tabela 2.4– Condições de estabilidade em função da razão de tensão vertical e resistência compressão simples

| $\frac{\sigma_v}{\sigma_c}$ | Risco de ruptura violenta |
|-----------------------------|---------------------------|
| 0.1 | Não existe dano |

| $\frac{\sigma_v}{\sigma_c}$ | Risco de ruptura violenta |
|-----------------------------|---|
| 0.2 | Menor <i>Spalling</i> nas paredes da escavação |
| 0.3 | Severo <i>Spalling</i> nas paredes da escavação |
| 0.4 | Condições muito severas de <i>Spalling</i> |
| >0.5 | Possíveis condições de <i>rockburst</i> |

Na Figura 2.16, apresentasse as razões entre os valores de compressão uniaxial e tensão vertical para condições de *rockburst*.

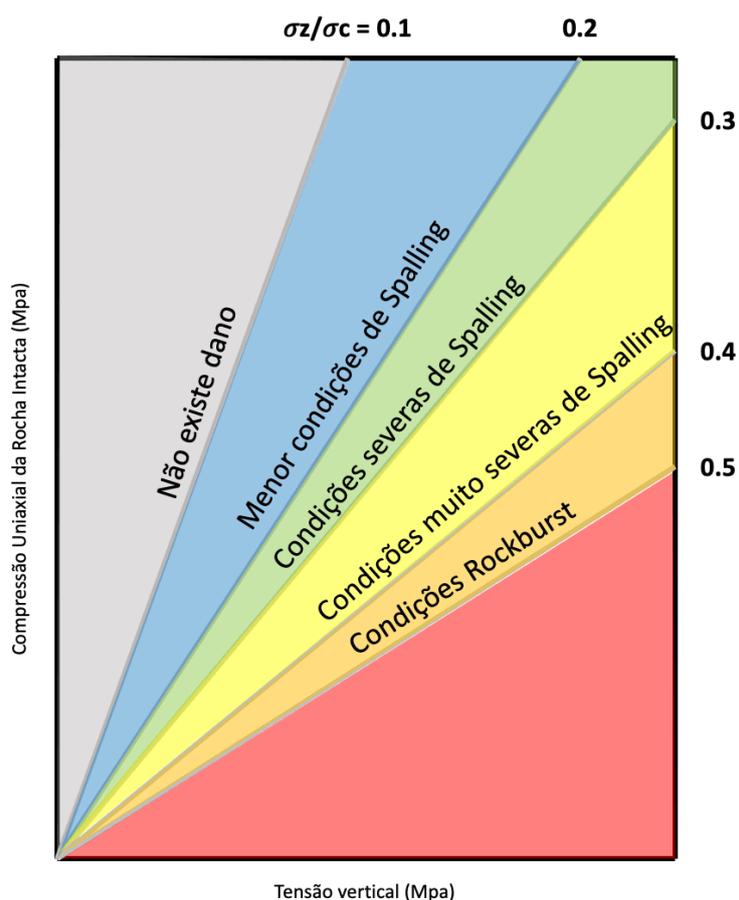


Figura 2.16– Estabilidade em condições de túneis com incremento de tensão vertical e Compressão Uniaxial de Rocha Intacta (Hoek & Brown, 1980)

De acordo com os estudos de Barton (1974), foi constatado que o efeito do maciço rochoso, de acordo com os valores de sua classificação no sistema Q,

deveria ser drasticamente reduzido se os níveis de tensão excederam entre $0.45\sigma_c$ a $0.62\sigma_c$. Além disso, como se verifica, Barton sugere o seguinte: para condições de *rockburst*, os níveis de tensão $\sigma_{m\acute{a}x} / \sigma_c$ excede o valor de $0.62\sigma_c$. Caso contrário, é importante mencionar que, em relação à Figura 2.17, podem ocorrer condições com valores elevados de compressão uniaxial, mas se essas condições não apresentarem valores elevados de tensões induzidas.

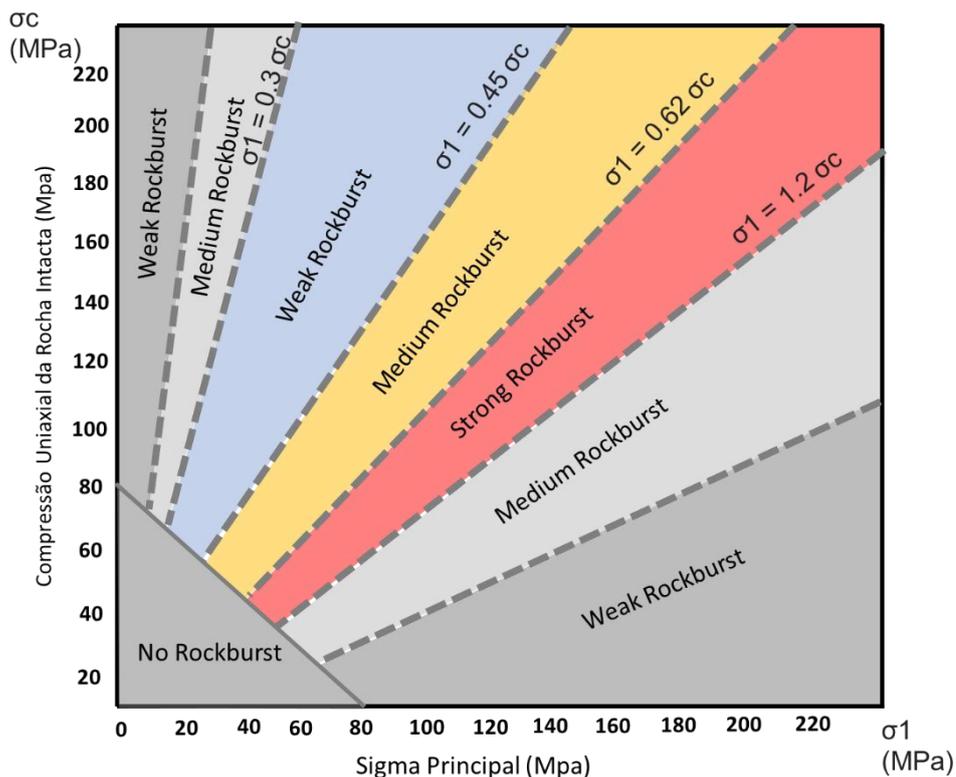


Figura 2.17– Condições de *rockburst* em função da tensão tangencial e compressão uniaxial da rocha intacta (Barton,1974)

Kaiser & Moss (2000) definem o valor do Índice de Nível de Tensão (Stress Level Index), $SLI = \sigma_{m\acute{a}x} / \sigma_{ci} = (3 \cdot \sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{ci}$, em função das tensões principais (σ_1 e σ_3) e da compressão uniaxial (σ_{ci}). Dito isto, em eventos de mineração subterrânea, um evento de *rockburst* envolve rupturas violentas causadas por um excesso de deformação, com características de rocha rígida, denominada “Volume de Ruptura”. Na Figura 2.18 apresenta-se os valores em função da qualidade do maciço rochoso é função do Índice de Nível de Tensão.

| | | Rock Mass Quality - <i>RMQ</i> | | |
|-----------------|---|---|--|---|
| | | Brittle and Hard $Q' > 40$ $RMR > 75$ $GSI > 70$ | Competent $40 > Q' > 0.4$ $75 > RMR > 35$ $70 > GSI > 30$ | Weak and Soft $Q' < 0.4$ $RMR < 35$ $GSI < 30$ |
| Failure Mode | Stress level Index <i>SLI</i> | 1 - Massive or discontinuously jointed | 2 - Blocky and fractured, to locally disintegrated | 3 - Highly fractured, disintegrated and sheared |
| Gravity-driven | 1 - Low $SLI < 0.4 \pm 0.1$ | | | |
| Stress-assisted | 2 - Intermediate $0.4 \pm 0.1 < SLI < 1.15 \pm 0.1$ | Unravelling of stress-fractured rock | | |
| | | | | |
| Stress-driven | 3 - High $SLI > 1.15 \pm 0.1$ | | | |
| | ★ Strainbursting | Very High | High | Low |
| | | Rock Mass Strength | | |

Figura 2.18– Classificação do Índice de Nível de Tensão (SLI) em função da qualidade do maciço rochoso (Kaiser, 2000)

Castro *et al.*, (2012) apresentam valores entre 0.35 e 0.7, nos quais o maciço rochoso apresenta uma condição de alta tensões que poderia falhar de maneira abrupta. Para uma escavação circular, as tensões principais são apresentadas na direção tangencial ao redor das bordas da escavação, em função das tensões principais. Na Tabela 2.5, apresenta-se os níveis de dano da rocha de acordo com Castro.

Tabela 2.5– Descrição da fratura e níveis de dano para aberturas em maciços rochoso (Castro, 2012)

| $\frac{\sigma_m}{\sigma_c}$ | Descrição da fratura | Nível de Dano da Rocha |
|-----------------------------|----------------------|------------------------|
| ≤ 0.35 | Pequeno dano | 0 a 1 |
| 0.35 – 0.45 | Menor | 2 |
| 0.45 – 0.55 | Moderado | 3 |
| 0.55 – 0.70 | Moderado a maior | 4 a 5 |
| >0.7 | Maior | 5 |

2.7. Metodologia de sistema de suporte para *rockburst*

Na área da mineração não existe um procedimento padrão ou códigos que devem ser seguidos ao momento do projeto. Por tanto, os sistemas a serem utilizados nas escavações subterrâneas em condições de altas tensões dinâmicas devem cumprir as seguintes recomendações. Primeiro, deve-se reforçar o maciço rochoso para prevenir o fraturamento da rocha; segundo, deve-se restringir o deslocamento do material fraturado em direção interna da escavação. Por último, deve-se conter todo o material que já foi fraturado e deslocado, além de absorver a maior quantidade de energia liberada (Cai & Kaiser, 2018).

Por isso, na recomendação de suporte na área de mineração, sugere-se quatro métodos de projeto de suporte, como são empíricos, analíticos, numéricos e método observacional. Na Figura 2.19, apresenta-se os resumos das metodologias de projeto de suporte.

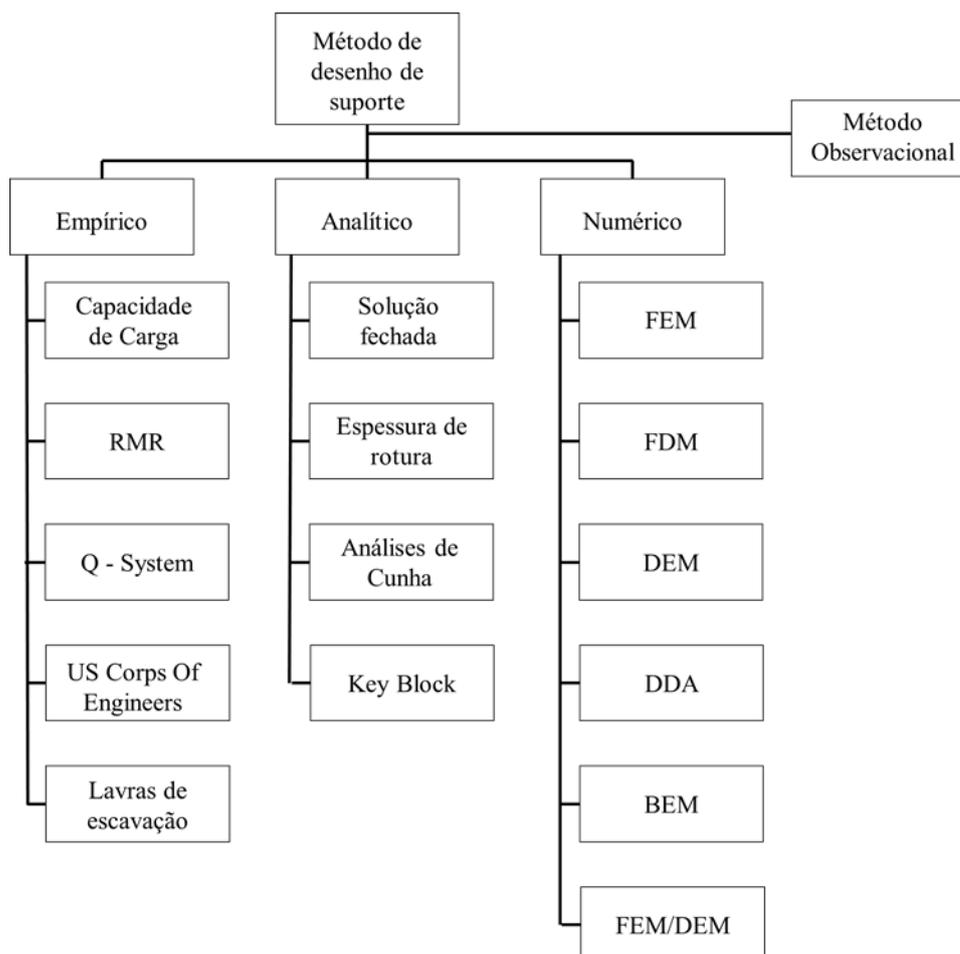


Figura 2.19—Diferentes metodologia de projeto de suporte em escavações subterrâneas

2.7.1. Projeto de suporte analítico

Neste ponto, tem-se as condições do maciço rochoso controladas por características estruturais, como formações de cunhas ou deslocamentos de paredes formadas por interseções de famílias de descontinuidades e planos de anisotropias, são identificadas e analisadas por meio de projeção estereográfica. Isso permite um projeto adequado de tirantes com capacidade de carga suficiente para suportar o peso morto no volume de rocha de acordo com Pakalnis (2008).

2.7.2. Projeto mediante método empírico

Ao utilizar métodos empíricos para suporte em mineração, é importante considerar suas limitações, uma vez que os dados de base acumulados derivam de um histórico de projetos com determinadas condições geológicas ou estruturais de maciço rochoso. Portanto, é crucial considerar as mesmas condições de rocha, assim como as condições de tensão, para poder aplicar esses métodos.

2.7.3. Projeto mediante modelagem numérica

Os projetos por meio da moldagem numérica podem ser úteis e sofisticados, porém nem sempre são adequados devido às condições geológicas ou à representação precisa das condições do maciço rochoso. Desse modo, os métodos numéricos, como o método dos Elementos Finitos (FEM), o Método dos Elementos de Contorno (BEM) e o Método das Diferenças Finitas (FDM), são amplamente utilizados em projetos de mecânica de rochas. Dito isso, ao utilizar ferramentas numéricas complexas que consideram as condições geométricas, as características das rochas, as condições geológicas e as tensões *In-situ*, é possível fazer modelagem numérica em condições elasto-plásticas e obter resultados de deslocamentos, pontos de ruptura e deformações. No entanto, as condições de *rockburst* não podem ser adequadamente simuladas pelos métodos contínuos, pois as deformações impostas aos elementos de suporte são subestimadas nas condições de plasticidade, resultando em uma subestimação das cargas de suporte.

2.7.4. Projeto mediante método observacional

O método de projeto mediante método observacional (Peck, 1969), incorpora o monitoramento geotécnico como parte essencial do processo de projetos de suporte. Portanto, um aspecto crucial desse método é a validação do desempenho do sistema de suporte em comparação com as previsões feitas pelos métodos analíticos, empíricos ou numéricos. Isso implica que um projeto não está totalmente concluído até que essa validação ocorra. Considerando que os métodos de projeto existentes oferecem apenas uma aproximação da realidade, os autores não recomendam o uso indiscriminado e simultâneo desses métodos, especialmente do método empírico. Isso se deve ao fato de que esses métodos podem não ser aplicáveis ou podem negligenciar parâmetros cruciais relacionados ao tipo de rocha ou à condição estrutural. Portanto, é necessário realizar verificações e atualizações em todos os projetos de suporte com base em observações de campo e retro análises.

2.8. Princípios do sistema de suporte dinâmico

De acordo com Cai (2013), são propostos 8 princípios de projeto para o sistema de suporte baseados na experiência e conhecimentos de eventos passados. A Tabela 2.6, apresenta-se a justificativa de cada um dos princípios de projeto para um sistema de suporte.

Tabela 2.6– Princípios e descrição para um projeto do sistema de suporte para eventos de *rockburst*

| Princípio | Descrição |
|--|--|
| Evitar o evento de <i>rockburst</i> | O dano causado por energia liberada pode ser evitado considerando a sequência de minado, geometria da mina e métodos de minado. Assim, se procede a um projeto de suporte específico |
| Suporte flexível | Os elementos de suporte devem ser capazes de absorver a energia demanda por o maciço rochoso. De tal maneira de considerar a carga e deslocamento suficiente para considerar as escavações de maneira seguras. A maior estratégia se enfoca em contar com uma maior rigidez e maior ductilidade ao momento da combinação de suporte. |

| Princípio | Descrição |
|--|--|
| Enfoque na conexão de debilidade | Os elementos de retenção e de suporte devem assegurar uma conexão, de tal maneira de evitar que algum de estes elementos falhe e assim melhorar a capacidade do conjunto de suporte dinâmico. |
| Sistema integrado de suporte | Um solo elemento de suporte com tirantes não é suficiente para evitar os eventos sísmicos. Por isso, se devem considerar um sistema de suporte onde cada elemento de suporte se complemente. |
| Simplicidade ao momento de seleção | O sistema de suporte para eventos sísmicos não precisa ser complicado, já que afetaria para os projetos das escavações e assim considerar os custos para uma zona com presença de sismicidade. Por consequência, se procura otimizar a seguridade e estabilidade das escavações considerando o menor custo possível. |
| Efetividade dos custos | Se deve considerar as consequências que implica os trabalhos que não conta com um sistema integrado de suporte, tal como perda de produção, acidentes de personas ao momento de operação e custo por reabilitação. Por isso é importante considerar que um sistema de suporte integrado tem um custo alto. Por isso, é importante avaliar a razão Custo/Benefício. |
| Construção nos trabalhos subterrâneos | As condições de eventos sísmicos se encontram em função de sequência de produção. Por isso, não existe um sistema de suporte preestabelecido que pudesse usar-se em qualquer mina. Então, existe um sistema de suporte para cada domínio geotécnico em função das condições geológicas, geotécnicas e de sismicidade. Assim, aqueles sistemas de suporte devem adaptar se os câmbios das condições de sismicidade. |

2.8.1. Tipos de suporte em zonas de altas tensões

Para um evento de *rockburst* ocorrem três processos: fraturamento, deslocamento e expulsão do material. O sistema de suporte deve desempenhar

três funções distintas. Primeiramente, deve-se reforçar o maciço rochoso com o objetivo de prevenir a falha da rocha. Caso essa primeira etapa não seja eficaz, então é projetado um sistema complementar que possa conter a rocha falhada, controlando assim a quantidade de rocha deslocada. Por último, o conjunto do sistema de suporte deve conter a rocha falhada e absorver a energia do material que é violentamente ejetado.

Por último, as duas primeiras funções, reforçamento e contenção, são alcançadas dentro do volume do maciço rochoso, geralmente por meio de tirantes ou cabos; enquanto a terceira função é alcançada pela colocação de malhas ou capas de concreto projetado. A continuação se detalha os elementos de reforço e retenção, especificando os valores de energia de acordo com Kaiser (2018).

2.8.1.1. Elementos de suporte

Uma característica do elemento de suporte é considerar os parâmetros que avaliam o desempenho das diferentes etapas do comportamento em função da carga e deslocamento para elementos de suporte em escavações subterrâneas, já que permitem considerar critérios de seleção em projetos de maneira de definir um suporte adequado em condições de altas tensões.

Na Figura 2.20, é apresentado o comportamento de absorção de energia para um sistema de suporte até alcançar uma carga máxima. Na área vermelha, observa-se um comportamento em condição de elasticidade (rígida ou flexível); por outro lado, na área laranja observa-se um comportamento pós-fluência (dúctil) que são consideradas as condições últimas de resistência do tipo de suporte. As variáveis na Figura 2.20 define-se a continuação:

- L_p : Carga máxima
- L_u : Carga última
- d_p : Deslocamento hasta chegar a uma máxima
- d_u : Deslocamento último que elemento chega a suportar
- E_p : Quantidade de energia absorvida hasta chegar a uma carga máxima
- E_u : Quantidade de energia absorvida residual

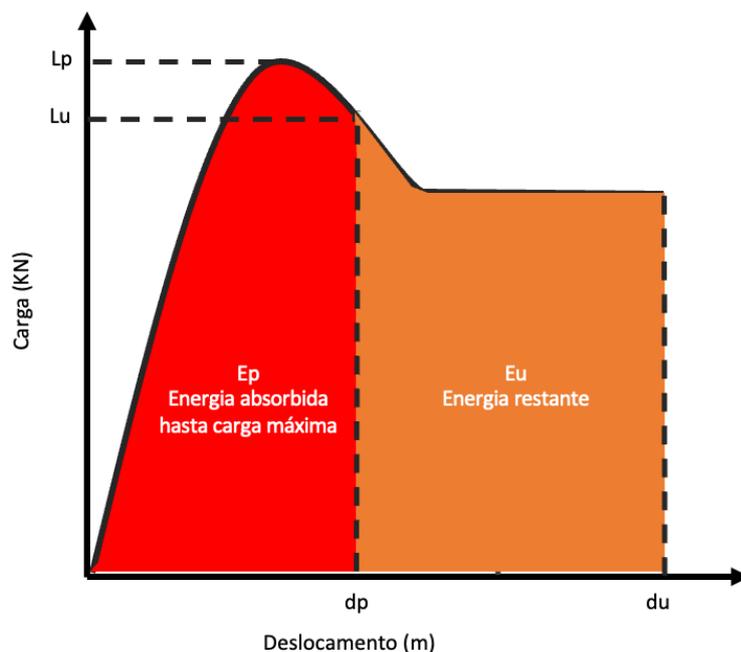


Figura 2.20—Comportamento de absorção de Energia para um sistema de suporte (Kaiser, P.; McCreath, D.; Tannant, D.; 1996)

Cai & Kaiser (2018), apresentaram um resumo de comportamento de suportes de retenção baseados de maneira empírica em distintas operações mineras, de maneira de entregar uma lista do suporte em função do comportamento de carga em função do deslocamento do tipo de suporte. Na Tabela 2.7, apresenta-se as capacidades de carga pico de alguns tirantes de rocha amplamente utilizando e suas capacidades de energia para duas faixas de deslocamento como são de 0 a 100 mm e 0 a 200 mm; que são denominados como E100 e E200.

Tabela 2.7— Capacidades de energia para elementos de suporte modificado a partir de Cai & Kaiser (2018)

| Tipo de suporte | Capacidade energia [carga média] (kN) | E100 (kJ) | E200 (kJ) | $E_{máx}$ (kJ) | $d_{máx}$ |
|--|---------------------------------------|-----------|-----------|----------------|-----------|
| Tirante helicoidal (22 mm) | 230 [175] | 1.5 – 3.5 | N/A | 1.5-3.5 | 10-20 |
| Tirante helicoidal (22 mm) – cementado | 230 [200] | 3 – 8 | N/A | 3-8 | 15-40 |
| Cablebolt 12.7 mm | 185 [165] | 3 – 6 | N/A | 3-6 | 20-35 |
| Cablebolt 15.2 mm | 260 [235] | 5-9.5 | N/A | 5-9 | 20-40 |

| Tipo de suporte | Capacidade energia [carga média] (kN) | E100 (kJ) | E200 (kJ) | Emáx (kJ) | dmáx |
|------------------------------------|---------------------------------------|-----------|-----------|-----------|---------|
| <i>Split set</i> 39 mm | 20-30 [25] | 2-3 | 4-5 | 2-8 | 100-250 |
| <i>Split set</i> 46 mm | 25-40 [32] | 3-4 | 5-8 | 5-10 | 150-300 |
| <i>Swellex Mn</i> 12 | 50-70 [60] | 5-7 | 10-14 | 6-14 | 100-200 |
| <i>Conebolt</i> 16 mm | 100 | 10 | 20 | 20 | >200 |
| <i>Conebolt</i> 22 mm | 200 | 20 | 40 | 40 | >200 |
| <i>Conebolt</i> modificado 17.3 mm | 130 [115] | 11-13 | 23-26 | >30 | 250-500 |
| <i>D-bolt</i> 20 mm | 220 [190] | 10-15 | N/A | 10-15 | 50-75 |
| <i>D-bolt</i> 22 mm | 260 [220] | 11-17 | N/A | 11-17 | 50-75 |

Masoudi & Sharifzadeh (2018) apresentaram um resumo do tipo de suporte requerido em escavações subterrâneas na mineração e no projeto de túneis em condições de altas tensões. Esse resumo é apresentado na Tabela 2.8 e define as características de capacidade do tirante, as condições do comportamento do suporte com rigidez e, por último, os autores especificaram o comportamento de tirantes com superfícies de deslocamento em relação à energia cinética.

Tabela 2.8– Capacidades de energia para elementos de suporte em tirante (Masoudi & Sharifzadeh,2018)

| Superfície de deslocamento (mm) | Energia (kJ/m ²) | Recomendação de tirantes | Categoria de capacidade |
|---------------------------------|------------------------------|--|-------------------------|
| <50 | <5 | Tirante helicoidal cementado, tirante expansivo | Baixo/Rígido |
| 50-100 | 5-15 | <i>Split Set, Swellex, Roofex, Yield-Lok</i> | Médio |
| 100-200 | 15-25 | <i>Swellex, D-bolt, conebolt, Roofex, Yield –Lok</i> | Alto |
| 200-300 | 25-35 | <i>Roofex, conebolt. Garford</i> | Muito Alto |

| Superfície de deslocamento (mm) | Energia (kJ/m ²) | Recomendação de tirantes | Categoria de capacidade |
|---------------------------------|------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| >300 | >35 | <i>Conebolt, garford</i> | Extremadamente Alto |

2.8.1.2. Elementos de retenção

Os elementos de retenção são responsáveis por conter e prevenir a queda ou projeção de blocos de rocha em direção interna na zona de escavação; por isso, devem ser suficientemente rígidos e resistentes para transferir cargas aos elementos de reforço e retenção. A seguir, apresentam-se os elementos de retenção utilizados, como telas electrosoldadas e concreto projetado.

As telas electrosoldadas desempenham uma função essencial ao reter o material rochoso que foi deslocado ou expelido do contorno da escavação. Esses elementos contribuem significativamente com capacidade energética ao sistema de suporte, em conjunto com os elementos de reforço. A espessura da malha, a quantidade de metal e sua configuração são fatores determinantes para a resistência do elemento de suporte. É importante notar que, ao contrário dos elementos de reforço, a malha oferece uma capacidade de carga ou resistência relativamente menor. A Tabela 2.9 apresenta detalhes sobre os valores dos elementos de retenção mais comumente utilizados na indústria da mineração.

Tabela 2.9– Parâmetros recomendados para contenção com telas (Cai & Kaiser,2018)

| Tipo de suporte de retenção da tela | Carga perfuração (kN) na deflexão máxima | E100 | E200 | Emáx |
|---------------------------------------|--|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | (kJ/m ²) | (kJ/m ²) | (kJ/m ²) |
| Tela electrosoldada - leve a moderada | 10-25 | 0.5-1 | 3-5 | 5-10 |
| Tela electrosoldada – | 25-40 | 1-2 | 5-8 | 10-15 |

| Tipo de suporte de retenção da tela | Carga perfuração (kN) na deflexão máxima | E100 (kJ/m²) | E200 (kJ/m²) | Emáx (kJ/m²) |
|--|---|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| moderada a pesada | | | | |
| Tela eletrosoldada do tipo #9 | 20-40 | <1 | <1-2 | 10-15 |
| Tela eletrosoldada com tira de tela pesada | 25-40 | 3-6 | 10-15 | 20-40 |

O concreto projetado é outro elemento de suporte que apresenta uma capacidade inicial significativa para deslocamentos pequenos, ao contrário das telas, que resistem pouco. No entanto, à medida que cargas dinâmicas repetitivas ocorrem, o concreto projetado deve ser acompanhado por uma tela eletrosoldada, que oferece maior resistência à tração e absorve mais energia do que a tela por si só. Além disso, o concreto projetado possui características como a proteção da tela, evitando a corrosão do metal. Por outro lado, o concreto projetado reforçado com fibras de aço possui propriedades semelhantes às mencionadas anteriormente, mas para grandes deformações, pode fraturar e apresentar ruptura, perdendo sua resistência rapidamente. Na Tabela 2.10, apresenta-se os parâmetros recomendados para suporte com concreto projetado e telas electrosoldadas.

Tabela 2.10—Parâmetros recomendados para o tipo de suporte com concreto projetado reforçado com telas (Cai & Kaiser, 2018)

| Tipo de suporte de retenção em tela | Carga perfuração (kN) na deflexão máxima | E100 (kJ/m²) | E200 (kJ/m²) | Emáx (kJ/m²) |
|---|---|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Tela eletrosoldada reforçado com concreto projetado | 15-40 | 5-10 | 10-15 | 20-30 |

| Tipo de suporte de retenção em tela | Carga perfuração (kN) na deflexão máxima | E100 (kJ/m²) | E200 (kJ/m²) | Emáx (kJ/m²) |
|---|---|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| (espessura <100 mm) | | | | |
| Tela eletrosoldada reforçado (tela pesada) com concreto projetado | 40-80 | 10-15 | 15-25 | 25-40 |
| Concreto projetado reforçado com fibras | 5-10 | <1-2 | 1-3 | <2-5 |

2.8.2.

Classificação do tipo de suporte em ambiente de altas tensões

A demanda do maciço rochoso em um ambiente de altas tensões pode ser usualmente classificada em termos de baixa, média, alta, muito alta e extremamente alta, onde essas categorias estão relacionadas com a pressão de reação, superfície de deslocamento da falha e energia demandada por metro quadrado de acordo com Thompson & Villaescusa (2012). Essas descrições qualitativas da demanda do maciço rochoso podem se equilibradas com os sistemas de suporte.

Tabela 2.11– Demandas de energia no maciço rochoso para o tipo de suporte (Thompson & Villaescusa, 2012)

| Classificação do evento | Pressão de reação (KPa) | Superfície de deslocamento (mm) | Energia dinâmica (kJ/m²) |
|--------------------------------|--------------------------------|--|--|
| Baixa | <100 | <50 | <5 |
| Mediana | 100-150 | 50-100 | 5—15 |
| Alta | 150-200 | 100-200 | 15-25 |

| Classificação do evento | Pressão de reação (KPa) | Superfície de deslocamento (mm) | Energia dinâmica (kJ/m²) |
|--------------------------------|--------------------------------|--|--|
| Muito Alta | 200-400 | 200-300 | 25-35 |
| Extremadamente Alta | >400 | >300 | >35 |

Cai & Kaiser (2018), determinou-se que o mecanismo de danos causados por um *rockburst* está associado ao nível de severidade. Esse nível de severidade está diretamente relacionado com a espessura da zona de ruptura na escavação, o peso da rocha envolvida por metro quadrado de superfície da escavação, a deformação de convergência da escavação, as velocidades de pico das partículas propagadas no maciço rochoso e a quantidade de energia cinética que pode ser transferida ao sistema de suporte. Na Tabela 2.12, são resumidos os mecanismos de danos gerados em escavações pela energia liberada devido a um evento sísmico. Esses mecanismos podem ser classificados em diferentes tipos, tanto como:

- Abultamento de rocha sem projeção
- Abultamento de rocha com projeção
- Projeção de rocha por transferência sísmica de energia

Tabela 2.12– Categoria do maciço rochoso em ambientes de altas tensões em função do mecanismo de dano e nível de severidade (Kaiser, 1996)

| Mecanismo de dano | Severidade | Espesura de dano (m) | Peso de material (KN/m²) | Velocidade ejeção (m/seg.) | Energia dinâmica (kJ/m²) |
|-----------------------------------|-------------------|-----------------------------|--|-----------------------------------|--|
| Abultamento de rocha sem projeção | Leve | <0.25 | 15 | <1.5 | Não crítico |
| | Moderado | <0.75 | 30 | | |
| | Forte | <1.5 | 60 | | |
| Abultamento de rocha com projeção | Leve | <0.25 | 50 | 1.5-3 | Não crítico |
| | Moderado | <0.75 | 150 | | 2-10 |

| Mecanismo de dano | Severidade | Espesura de dano (m) | Peso de material (KN/m ²) | Velocidade ejeção (m/seg.) | Energia dinâmica (kJ/m ²) |
|--|------------|----------------------|---------------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|
| | Forte | <1.5 | 300 | | 5-25 |
| Projeção de rocha por transferência sísmica de energia | Leve | <0.25 | >150 | >3 | 3-10 |
| | Moderado | <0.75 | >300 | | 10-20 |
| | Forte | <1.5 | >>300 | | 20-50 |

2.8.3. Fator de Segurança em ambientes de altas tensões

De acordo com o sistema de suporte aplicado em escavações subterrâneas e critérios técnicos em sistemas de suporte para análise dinâmica, que considera condições de sismicidade. Por tanto, primeiro avaliam-se as condições e capacidades de absorção dinâmico dos elementos de suporte disponíveis no mercado, para posteriormente realizar análises de sensibilidade dos elementos de reforço, somados aos elementos de retenção, que atendem à energia liberada ou demanda pelos eventos sísmicos.

Considera-se o fator de segurança mínimo requerido em condições dinâmicas de 1.2 a 1.5 (Kaiser, 1996), em que a energia de absorção disponível representa a energia fornecida pelo elemento de reforço e pelos elementos de retenção, de acordo com as capacidades de absorção dinâmica.

$$\text{Capacidade Suporte Dinamico} = \frac{\text{Energia disponivel (Suporte)}}{\text{Energia Liverada (Demanda de Energía)}} \quad (2.10)$$

$$\text{Capacidade Suporte Dinamico} = \frac{\text{Capacidade Carga} * \text{Capacidade Deslocamento}}{\frac{1}{2} * \text{massa} * \text{ppv}^2} \quad (2.11)$$

Onde:

Massa = massa de bloco projetados (Kg)

PPV= velocidade pico partícula ou velocidade de ejeção (m/s)

2.9. Métodos da modelagem numérica

Na prática de engenharia, é desafiador obter uma solução analítica para determinar o valor máximo de tensão no contorno de uma escavação subterrânea. Portanto, os modelos numéricos se tornam uma ferramenta auxiliar crucial para os engenheiros de mecânica de rochas, permitindo compreender e prever o comportamento de ruptura do maciço rochoso. Na Figura 2.21 e 2.22, apresenta os diferentes tipos da modelagem numérica utilizados em casos práticos e projetos de engenharia em mecânica de rochas.

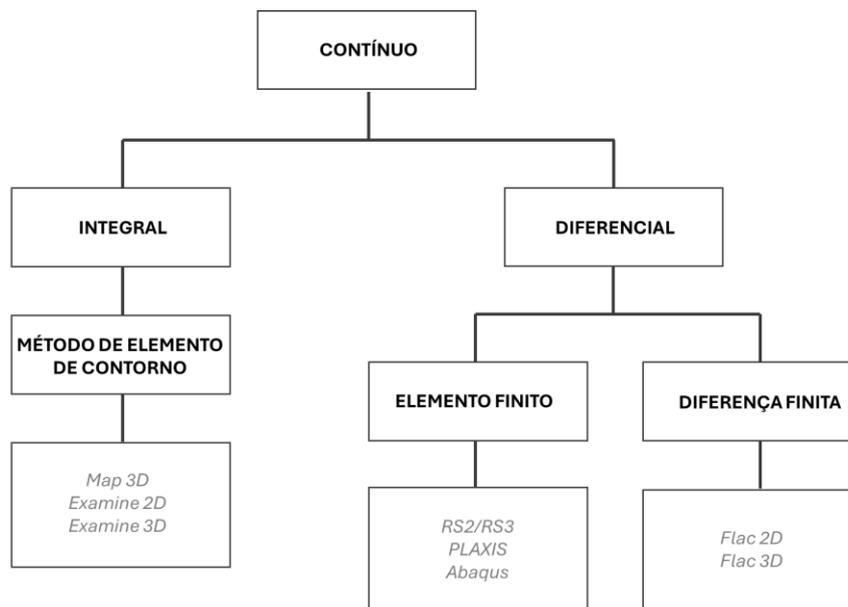


Figura 2.21—Classificação da modelagem numérica classificados em condições contínuo (Geomechanica, 2021)

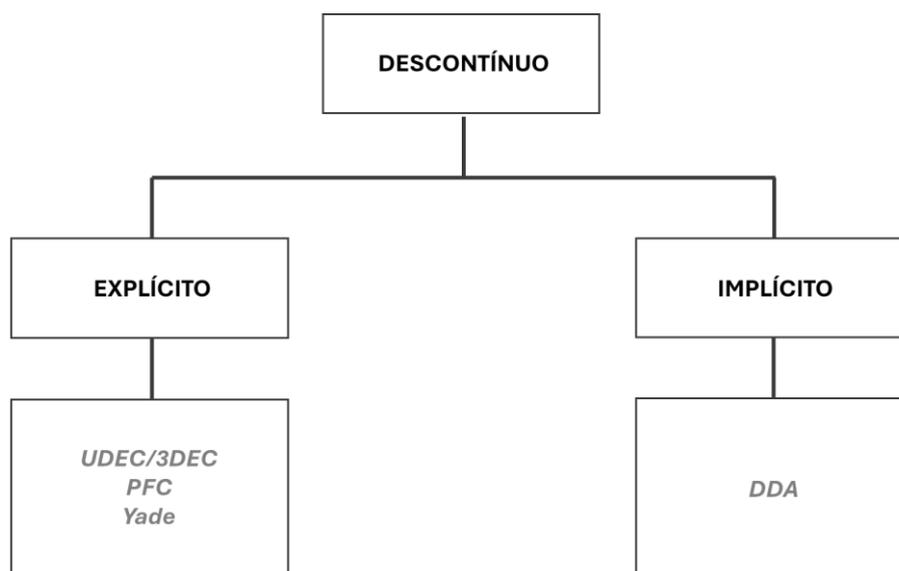


Figura 2.22— Classificação da modelagem numérica classificados em descontínuo (Geomechanica, 2021)

2.9.1. Método de Elementos de Contorno (BEM)

O Método dos Elementos de Contorno (*BEM-Boundary Element Method*) é um método contínuo que inicialmente considera um meio infinito, isótropo, homogêneo e elástico. Para modelar materiais com diferentes características em relação ao meio infinito inicial, é necessário complementar o método com volumes finitos que definem cavidades fechadas. Esses volumes internos são criados para o meio de elementos de forças fictícias, os quais simulam a reação de um material diferente ao meio inicial. Isso é realizado aplicando um conjunto de forças nos contornos do volume.

Devido à condição inicial do meio infinito, não é necessário definir bordas exteriores para o modelo numérico. O modelo desenvolvido é discretizado apenas nos contornos, seja em escavações ou em diferentes materiais; por fim, a solução é calculada apenas com base nesses contornos.

2.9.2. Método de Elementos Finitos (FEM)

O método de Elementos Finitos (*FEM-Finite Element Method*) é uma ferramenta numérica amplamente utilizada em engenharia de materiais, incluindo mecânica de rochas. Em comparação com o Método dos Elementos de Contorno (BEM), esse tipo de método numérico requer a definição de um meio onde os cálculos numéricos serão realizados. Esse método diferencial e contínuo concentra-se na discretização do domínio, dividindo-o em um número finito de elementos geométricos simples e contíguos, de formas regulares dadas por um número de nós para cada elemento (quadriláteros ou triângulos em 2D e tetraedros ou hexaedros em 3D). Por fim, esses elementos estão sujeitos a um estado de tensão e deformação que permite definir não apenas resultados em condições isotrópicas, mas também resultados em condições elastoplásticas ao calibrar o modelo numérico com eventos de ruptura, nos quais os elementos que se encontram plastificados estão acima da curva de ruptura.

2.9.3. Método de Elementos Discretos (DEM)

O método de Elementos Discretos (*DEM-Discrete Element Method*) é definido por dois princípios. Primeiro, permite os deslocamentos finitos e rotações de corpos discretos, incluindo sua completa separação. Segundo, identifica automaticamente novos contatos durante o tempo de cálculo.

Os cálculos realizados para um modelo DEM consistem na aplicação da segunda lei de Newton para partículas rígidas e na lei de força-deslocamento entre os contatos entre corpos, onde é utilizada para determinar o movimento, tanto de rotação quanto de translação, de cada partícula devido às forças que atuam sobre cada corpo que surgem devido ao movimento relativo entre eles (Potyondy & Cundall, 2004).

Por último, o método de elementos discretos fundamenta-se na ideia de que, durante um intervalo de tempo estabelecido para os cálculos de interação, denominado de “passo de tempo” (*time-step*), as perturbações não se propagam além de seus vizinhos imediatos.

2.9.4. Método Híbrido (FEM/DEM)

No método híbrido FEM/DEM (*Finite Element Method and Discrete Element Method*), o domínio é um sistema multicorpo onde cada elemento é discretizado por uma malha de elementos finitos (Guo, 2014). Assim, o comportamento contínuo é analisado pelo FEM, onde os elementos são avaliados e obtidos os valores de deformações e tensões dentro dos elementos discretos.

Por outro lado, o comportamento descontínuo, analisado pelo DEM, está relacionado ao contato e interação entre interfaces descontínuas, permitindo que os corpos possam deformar-se, rotacional, transladar, interagir uns com os outros e fratura até atingir o equilíbrio, ou até um certo tempo de interesse (Munjiza, Owe e Bicanic, 1995; Tatone e Grasselli, 2015). Por tanto, a principal característica do uso FEM/DEM é estudar o comportamento e simular a transição do contínuo para o descontínuo, como em casos de ensaios de laboratório, retro análises de um talude maciços rochoso, projetos de pilares em mineração e estabilidade de interação entre minas subterrâneas e minas a céu aberto. Na Figura 2.23 apresenta-se um exemplo de comportamento numérico de elementos finitos em estado de deformação e simulação com elementos discretos.

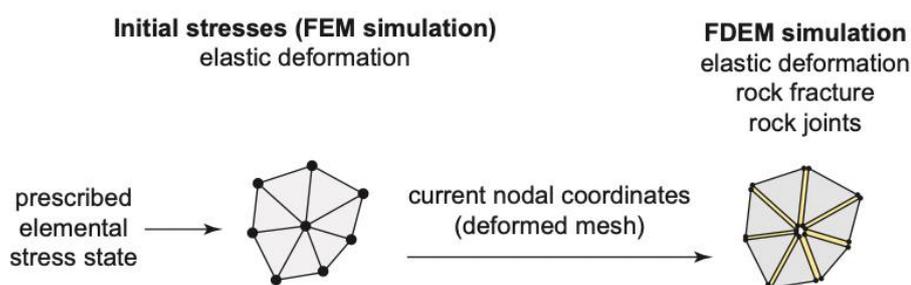


Figura 2.23—Comportamento numérico de FEM/DEM (Geomechanica, 2021)

Oliveira (2020) desenvolveu um código em linguagem de programação C em versão tridimensional como continuação ao trabalho de Camones (2015). O código apresenta-se em quatro partes: modelagem do contínuo, transição do contínuo para o descontínuo, detecção e interação de contatos e resolução das equações de equilíbrio. Na Figura 2.24, apresenta-se modelagem numérica em escala de laboratório.

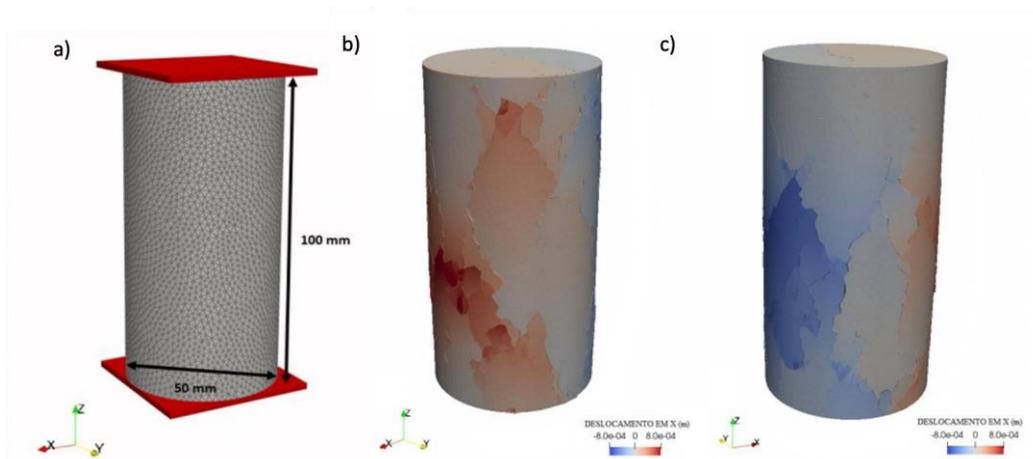


Figura 2.24—Ensaio de compressão simples do modelo de gesso no padrão de fraturamento em diferentes vistas no ensaio (Oliveira, 2020)

Nesse caso prático, o trabalho da modelagem numérica foi feito mediante o software Irazu (Geomechanica, 2021), qual é do tipo FEM/DEM onde a característica principal do software são os valores de entradas para condições de descontinuidades que sejam do tipo *coesivas* ou *broken*.

No caso do tipo de descontinuidades não preenchidas ou tipo *broken*, é importante mencionar que o software considera parâmetros de entrada, como o coeficiente do ângulo de atrito e a penalidade normal (pn), onde aquele último valor é definido como um valor que tende ao infinito e se aproxima de uma condição de impenetrabilidade na interação de dois elementos finitos na direção normal ao realizar o modelamento numérico.

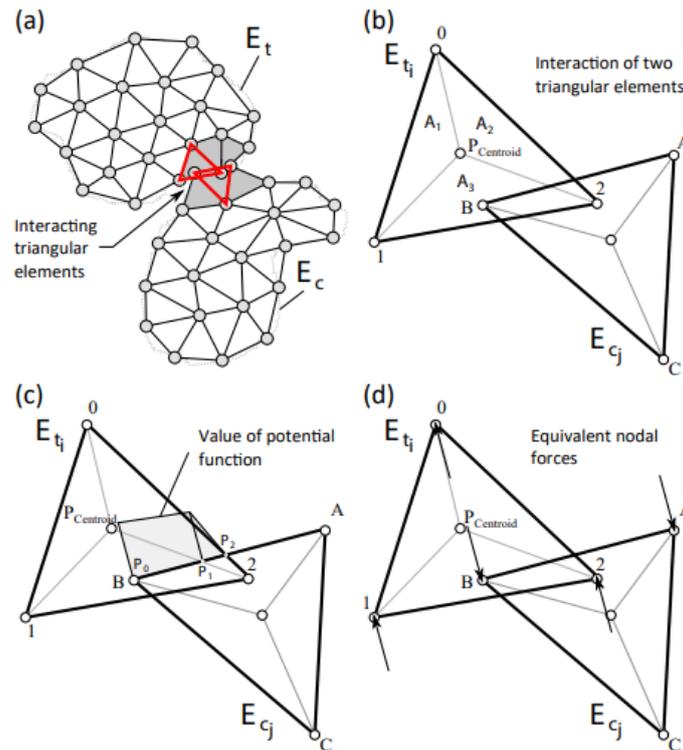


Figura 2.25—(a) Dois corpos discretos interagindo compostos de elementos finitos triangulares Interação das forças repulsivas; (b) Dois elementos triangulares interagindo; (c) Distribuição da função normal na interação entre dois elementos triangulares (d) Forças aplicáveis em nodos A e B equivalentes devido ao função normal entre interação entre dois elementos triangulares (Tatone & Grasselli, 2015)

No caso de descontinuidade do tipo coesivas, além de considerar condição da penalidade normal (pn) ao realizar a modelagem numérica no software, envolve-se muitos elementos discretos interagindo entre si. As forças repulsivas entre cada uns elementos em contato são calculadas usando a lei de atrito do tipo Coulomb (Mahabadi *et al.*, 2012), onde aquelas forças de atrito são aplicadas tanto ao material intacto quando as fraturas pré-existentes e recém-criadas. No cenário de integração explícita, as forças de atrito não podem ser implementadas simplesmente como o produto da tensão normal ao longo das zonas de elementos interativos e um coeficiente de atrito. Em vez disso, a resistência ao atrito deve ser mobilizada durante certa quantidade de deslocamento relativo entre as arestas interativas. Esse deslocamento finito sobre o qual o atrito é mobilizado é por um termo de penalização tangencial (pt) que é definido como um parâmetro que se deve adotar algum valor finito, devido que aquele valor fica em função do deslocamento relativo em faces de elementos finitos, intervalos de tempo da modelagem numérica e velocidade relativa entre elementos.

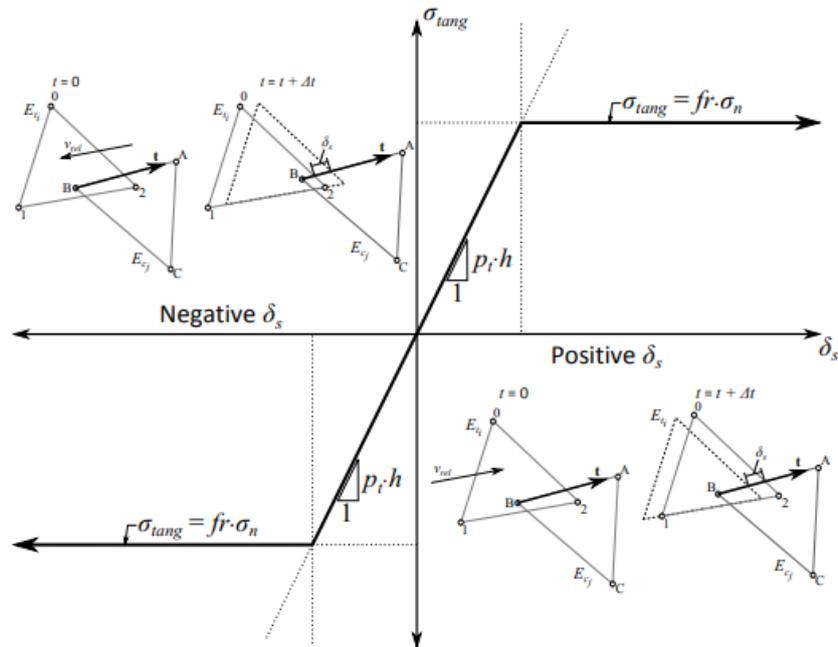


Figura 2.26–Definição da força tangencial normal como função relativa entre deslocamento na interação de elementos (Tatone & Grasselli, 2015)

Na Tabela 2.13, apresentam-se as diferenças entre descontinuidades do tipo preenchidas ou não preenchidas, opções do software *Irazu* (Geomechanica, 2021).

Tabela 2.13– Parâmetro de entrada em condições de mecanismo de descontinuidades

| Parâmetro | Descontinuidade do tipo preenchidas ou coesivo | Descontinuidade do tipo não preenchidas ou broken |
|-----------------------------------|--|---|
| Coeficiente de Ângulo atrito fr | ✓ | ✓ |
| Penalidade Normal pn | ✓ | ✓ |
| Penalidade Tangencial pt | ✓ | |
| Penalidade de Fratura pf | ✓ | |
| Resistência à tração ft | ✓ | |
| Coesão c | ✓ | |
| Energia Fratura Modo I $Gf-I$ | ✓ | |

| Parâmetro | Descontinuidade do tipo preenchidas ou <i>coesivo</i> | Descontinuidade do tipo não preenchidas ou <i>broken</i> |
|--------------------------------------|--|---|
| Energia Fratura Modo II <i>Gf-II</i> | ✓ | |

Com relação aos tempos de solução do software *Irazu*, especifica-se o número de iterações da modelagem numérica de forma explícita, onde a frequência de saída de resultados e a aceleração da gravidade influenciam na execução do modelo numérico. A Tabela 2.14 apresenta a descrição dos parâmetros de entrada da corrida numérica.

Tabela 2.14– Parâmetros de execução da modelagem numérica em *Irazu* (Geomechanica, 2021)

| Parâmetro de entrada | Descrição |
|---|---|
| Número de iterações de tempo | Define o número total de iterações de integração temporal |
| Tamanho de iterações de tempo | Define a duração de cada iteração individual de tempo |
| Frequência de saída de iterações de tempo | Indica quantas iterações de tempo são concluídos entre a saída dos resultados |

3. **METODOLOGIA PROPOSTA PARA PROJETO DE SUPORTE**

Determinar um sistema de suporte em condições subterrâneas envolve seguir diferentes metodologias, como as empíricas ou experimentais. Com relação às metodologias empíricas, pode-se mencionar o sistema Q, desenvolvido por Barton (1974), que passou por duas revisões principais: em 1993, foi atualizado com base em 1050 casos de escavações, principalmente na Noruega (Grimstad & Barton, 1993); em 2002, foi atualizado com base em 900 novos casos de escavações na Noruega, Suíça e Índia. Por outro lado, uma metodologia desenvolvida foi a metodologia do "peso morto" (Pakalnis, 2008), que detalha uma abordagem analítica e incorpora o cálculo do fator de segurança em escavação de mineração por meio de uma análise de estereográfico. Se os círculos máximos das famílias de descontinuidades cercarem o centro, é possível uma queda devido à força da gravidade. No caso contrário, se os círculos máximos não cercarem o centro, ocorrerá um deslizamento de cunha. Quanto às metodologias experimentais, podem ser mencionados ensaios de laboratório em grande escala realizados pela Universidade do Chile e pela empresa Geobrugg (Vallejos & Von Rickenbach, 2024), onde são realizados ensaios em grande escala para determinar o tipo de suporte em condições dinâmicas, deixando cair um peso morto de 0,5 toneladas para determinar a melhor combinação de suporte e capacidade de energia.

A presente metodologia apresentada nesta tese é baseada em métodos numéricos FEM/DEM na mineração subterrânea, que não inclui um sistema de monitoramento geotécnico que mencione tipos específicos de eventos sísmicos. Pelo contrário, propõe uma abordagem alternativa para o procedimento de projeto na mineração subterrânea, adicionando os possíveis cenários de retro análises e a criação de curvas de velocidade que possam ser atualizadas com base em outros possíveis eventos de *rockburst*, bem como recomenda a combinação do tipo de suporte necessário dentro da operação.

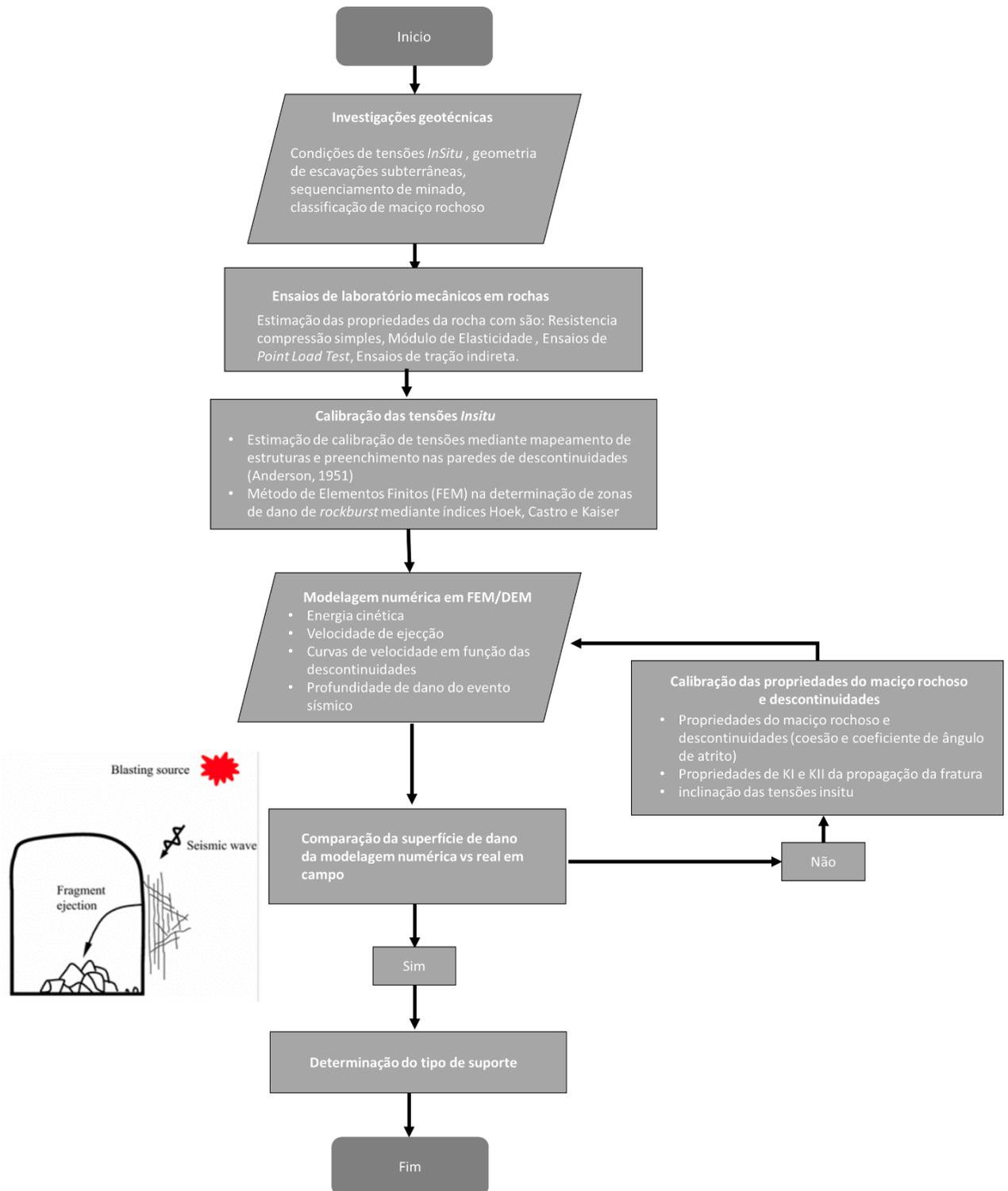


Figura 3.1—Metodologia de retro análises mediante modelagem numérica em FEM/DEM e tipo de suporte adequado

4 ESTUDO DE CASO EM MINERAÇÃO SUBTERRÂNEA - PERU

Este capítulo tem como objetivo realizar um retro análise dos eventos de *rockburst* ocorridos em uma mina subterrânea no Peru. Essa mina adota o método de mineração de corte e preenchimento, com uma produção mensal de 300 toneladas de mineiro e uma média de teor de 13,7 oz/ton. Devido aos maiores teores de ouro encontrados em níveis profundos (maiores a 1000 m), e concentração de altas tensões no maciço rochoso. No projeto de dissertação, estão incluídos os seguintes tópicos:

- Fazer caracterização do maciço rochoso como são propriedades de resistência e qualidade de rocha intacta.
- Caracterizar as propriedades de preenchimento das descontinuidades.
- Avaliar as orientações de tensões in situ na mina subterrânea mediante modelagem numérica.
- Fazer um retro análises das condições de *rockburst* em eventos ocorridos a partir da espessura de dano medida em campo.
- Determinar a energia cinética de ejeção dos blocos.
- Determinar o tipo de suporte adequado em condições de altas tensões.

4.1. Localização da área do projeto

A unidade de mineração da Orex S.A. está localizada no departamento de Arequipa, situada entre 700 e 1500 metros de altitude, no flanco ocidental dos Andes, no extremo sul do Peru. Essa unidade, especificamente, encontra-se na faixa Nazca-Ocoña, no distrito de San Juan de Chorunga, província de Condesuyos.



Figura 4.1– Localização da mina subterrânea no Peru

4.2. Geologia

A jazida subterrânea é composta principalmente por rochas ígneas com características homogêneas composto por granodiorito do Cretáceo Inferior. Esta rocha exibe uma coloração esbranquiçada quando fresca e toma-se acinzentada quando desgasta na superfície. Na Figura 4.2, apresenta-se os furos geotécnicos investigativos na zona do projeto.



Figura 4.2– Furo geotécnico DDHESP-14A21 (Tramo 42.10 até 47.85 m)

Dessa maneira, grande parte da mineralização do depósito é encontrada em estruturas mineralizadas intrusivas nas rochas do tipo granodiorito, com direções predominantes de Leste para Oeste, localizadas dentro de veios metalíferos. Esses veios geralmente são acompanhados por diques de rocha do tipo andesito, que são considerados os agentes que favoreceram a geração, migração e

formação da mineralização. Acredita-se que esses diques tenham transportado soluções mineralizadas com teor de ouro.

Pela textura da mineralização, foi possível diferenciar dois tipos de diques: um chamado andesito de cor cinza escuro, com fenocristais de plagioclásio, e outro chamado andesito de cor cinza escuro a preto. Esses diques apresentam diferentes graus de alteração hidrotermal. Na Figura 4.3 apresenta-se um plano da geologia regional da mina subterrânea.

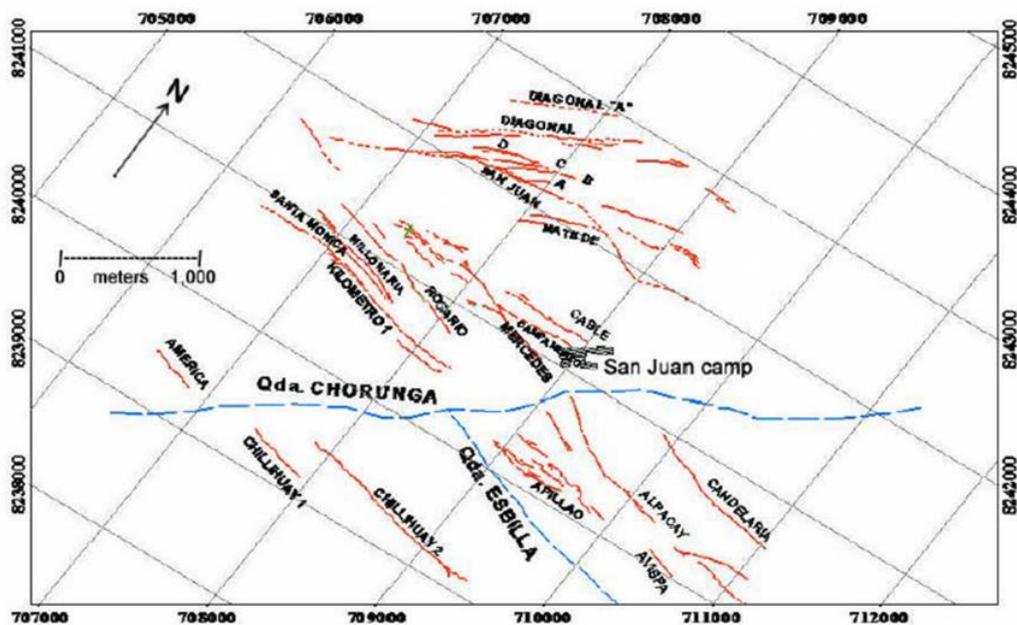


Figura 4.3– Geologia regional na mineração

4.3. Investigações de campo e laboratório

4.3.1. Levantamento estrutural de falhas

A partir da coleta de levantamentos de 48 estruturas principais (Ver Apêndice I) na zona mineralizada de Esperança. Em cada estação de levantamento geotécnico, foram registrados os dados de orientação e características próprias das discontinuidades como são o tipo de preenchimento, rugosidade, abertura e tipo de alteração. Na Figura 4.4, é apresentada a distribuição espacial das discontinuidades.

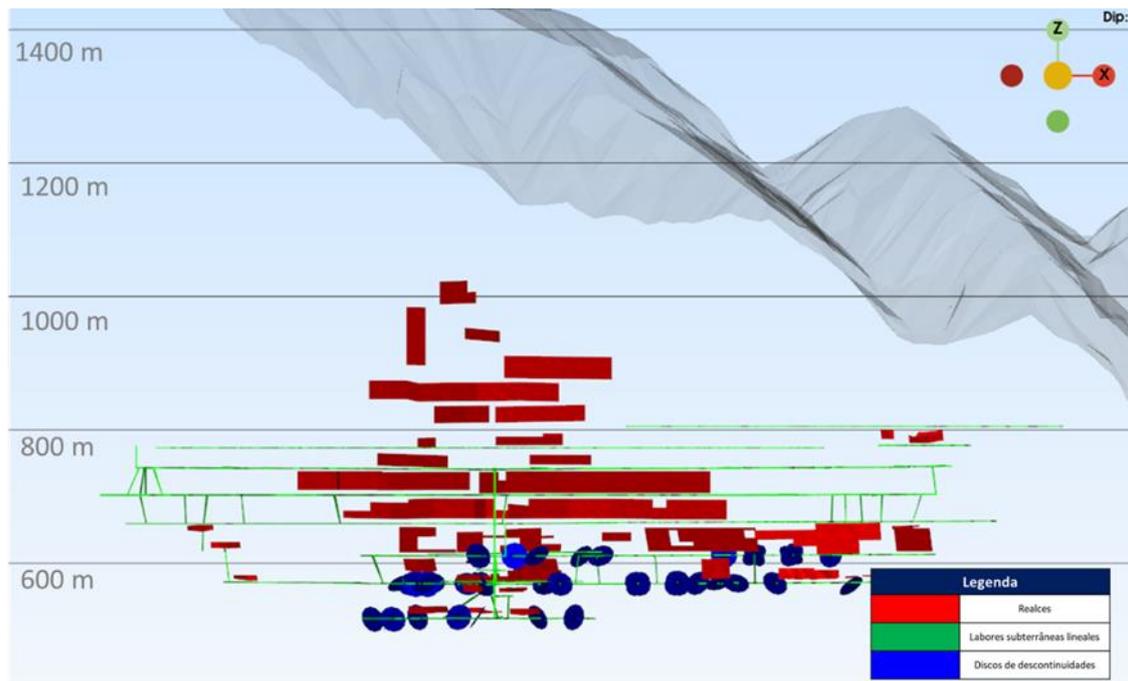


Figura 4.4– Levantamento das descontinuidades e estruturas na mina subterrânea

As famílias principais de descontinuidades apresentam os seguintes valores de mergulho e direção de mergulho, conforme apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1– Resumo de principais famílias de descontinuidade

| Famílias de descontinuidade | Mergulho (°) | Direção de mergulho (°) |
|-----------------------------|--------------|-------------------------|
| Família 1 | 63 | 29 |
| Família 2 | 53 | 329 |
| Família 3 | 47 | 213 |
| Família 4 | 82 | 186 |

A partir de análises e coleta de dados de descontinuidades, foram determinadas as famílias principais, com o objetivo de realizar uma análise estereográfico e incorporar na modelagem numérica. Adicionalmente, observa-se que conforme famílias de descontinuidades preenchidas com quartzito que são paralelas à direção da mineralização e que são encontradas na mesma direção em zonas de extração do mineiro, como apresenta na Figura 4.5.

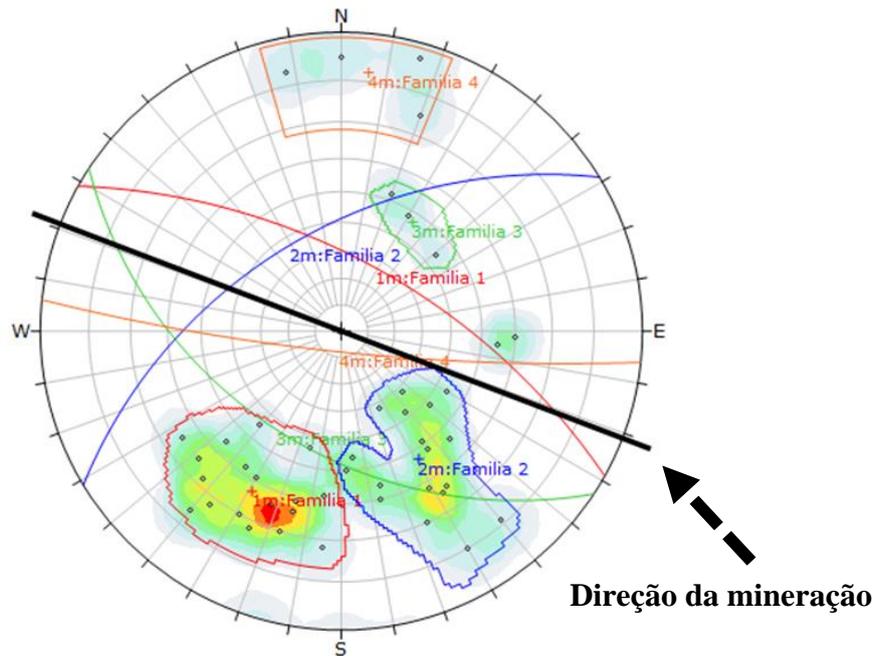


Figura 4.5– Estereografa das famílias de discontinuidades na zona de projeto com preenchimento de quartzito

4.3.2. Registro de furos sondagem geotécnica

Realizou-se uma compilação de 5 furos de sondagens em 2022 (Ver Apêndice I), nos quais foi registrado uma metragem total de 626 m e foram registrados os parâmetros geotécnicos. Na Figura 4.6 apresenta-se a distribuição dos furos geotécnicos.

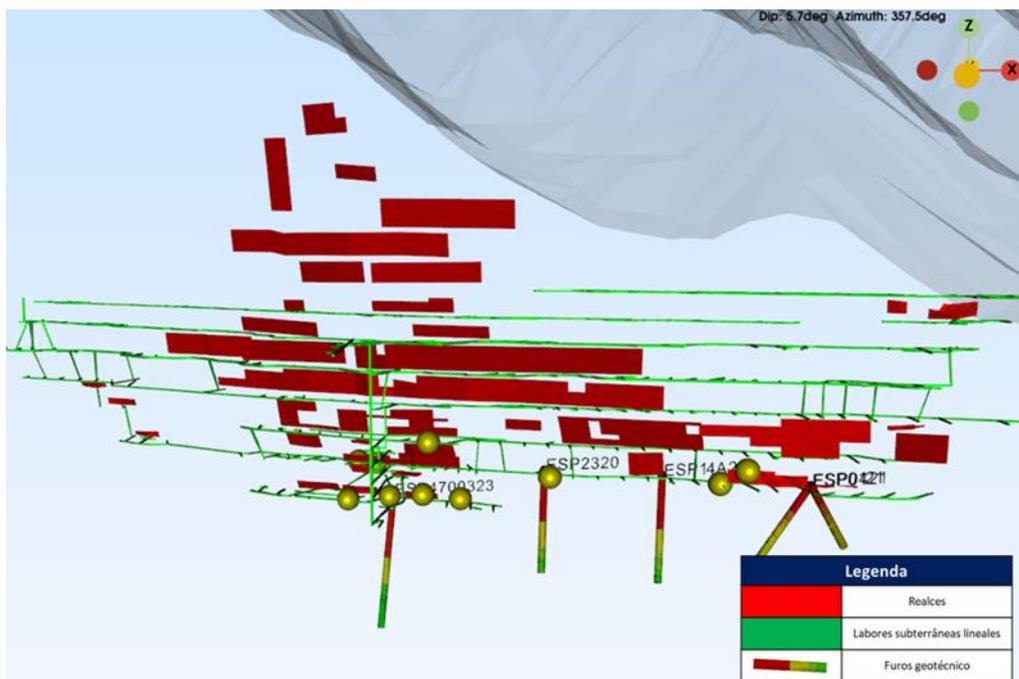


Figura 4.6– Localização de furos geotécnicos na mina subterrânea

4.3.3. Mapeamento geotécnico

A partir de 10 pontos de mapeamento geotécnico nos níveis da mina subterrânea, foram determinados os valores aproximados de resistência à compressão simples, RQD (%), espaçamento de descontinuidades e valores de RMR_{89} . Na Figura 4.7, apresenta-se a distribuição dos mapeamentos.

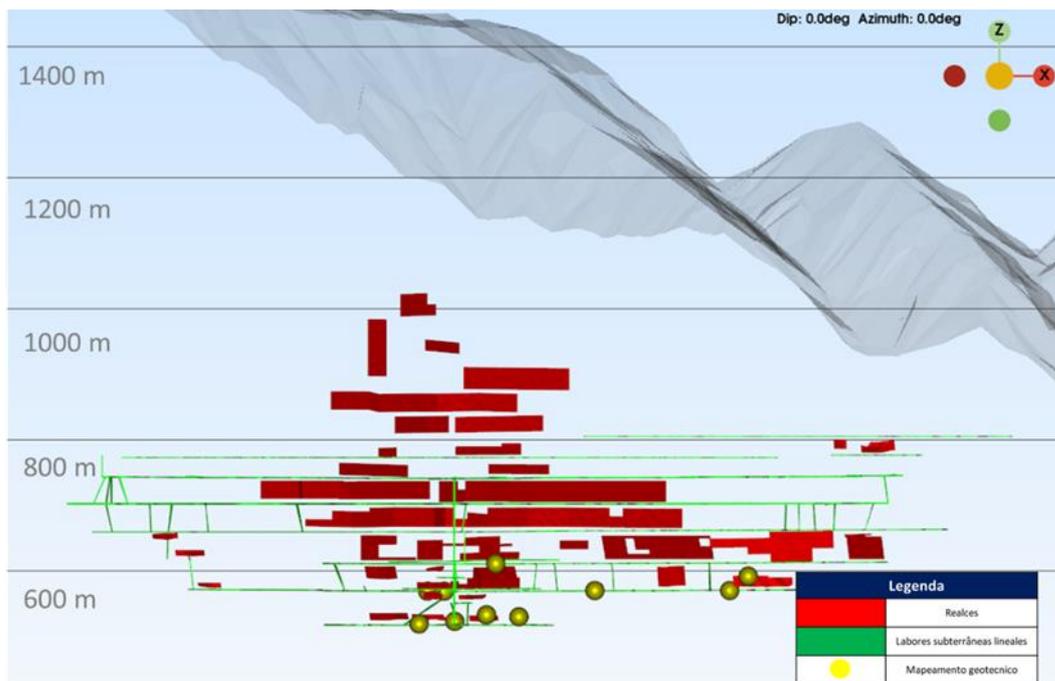


Figura 4.7– Localização de mapeamento geotécnico

4.3.4. Resumo de ensaios mecânicos das rochas

A seguir, é apresentado o resumo de ensaios de mecânica de rochas realizados na zona de estudo, visando determinar as propriedades da rocha intacta durante os trabalhos de coleta de campo em cada uma das localizações na mina. Na Tabela 4.2, apresenta-se os detalhes de quantidades de ensaios mecânicos.

Tabela 4.2– Resumo de quantidade de ensaios de laboratório de mecânica de rochas

| Nº | Litología | σ_{ci} | Ensaio Triaxiais | Point Load Test | Propriedades Elásticas |
|----|--------------|---------------|------------------|-----------------|------------------------|
| 1 | Granodiorito | 10 | 4 | 6 | 2 |

4.4. Classificação do maciço rochoso

4.4.1. Maciço rochoso

A caracterização do maciço rochoso foi realizada com base nas informações geotécnicas obtidas por meio de mapeamentos e inspeções de furos geotécnicos em toda a área de estudo para esta dissertação. Todos os dados geotécnicos foram compilados e validados, possibilitando assim uma caracterização do maciço rochoso.

4.4.1.1. Ensaio de resistência à compressão simples

Do número total de testes, observou-se que 4 rupturas ocorreram através da matriz rochosa intacta. A Tabela 4.3, fornece as estatísticas dos testes de resistência à compressão simples realizados no laboratório de mecânica de rochas.

Tabela 4.3– Estatísticas dos ensaios de resistência a compressão simples (UCS)

| Unidades Geotécnicas | Número de Dados | Média (MPa) | Desvio Padrão (MPa) | Min (MPa) | Max (MPa) |
|-----------------------------|------------------------|--------------------|----------------------------|------------------|------------------|
| Granodiorito | 10 | 114 | 36.5 | 56.8 | 170 |

Na Figura 4.8, apresenta-se o diagrama de caixa onde se observa os valores da média e desvio padrão. Além disso, Na Figura 4.9, apresenta-se ensaios de resistência compressão simples do granodiorito em ensaios mecânicos.

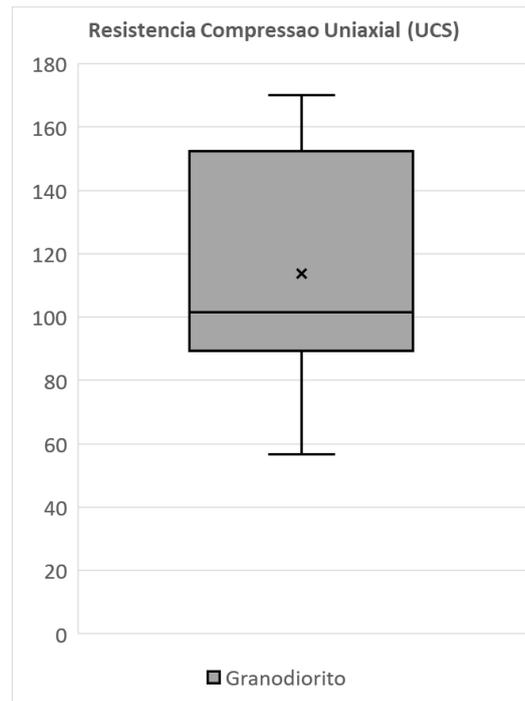


Figura 4.8– Diagrama de caixa estadística dos valores da resistência a compressão uniaxial



Figura 4.9– Comparação da ruptura do granodiorito em ensaios de compressão uniaxial
ensaios de a laboratório de mecânica de rochas

4.4.1.2.

Resistencia *Point Load Test* e constante de correlação entre Is_{50} e compressão uniaxial simples (σ_{Ci})

A constante “ α ” é o fator numérico que correlaciona o valor de $Is(50)$ com a resistência à compressão uniaxial. Esse índice pode variar de acordo com as unidades litológicas ou geotécnicas e representa a inclinação da reta ajustada por regressão linear de um conjunto de pares ordenados, nos quais cada par consiste na resistência à compressão simples obtida em laboratório e o teste de carga pontual pertencentes à mesma unidade litológica. A Tabela 4.4, apresenta-se o índice de correlação.

Tabela 4.4– Valores de constante “ α ” para ensaios de carga pontual

| Unidades Geotécnicas | Numero de Dados | α |
|----------------------|-----------------|----------|
| Granodiorito | 6 | 24 |

Os testes de carga pontual multiplicados pelo índice de correlação “ α ”, resultando em um banco de dados de resistência à compressão simples com uma quantidade maior de dados. A partir deste banco de dados expandido, a distribuição dos valores de resistência foi analisada e incluída nas estatísticas como se apresenta na Tabela 4.5.

Tabela 4.5– Parâmetros de resistência compressão simples e *Point Load Test*

| Unidades Geotécnicas | Numero de Dados | Média (MPa) | Desvio Padrão (MPa) | Min (MPa) | Max (MPa) |
|----------------------|-----------------|-------------|---------------------|-----------|-----------|
| Granodiorito | 16* | 118 | 39.6 | 56.8 | 196.3 |

4.4.1.3. Resistência à tração indireta

A resistência à tração da rocha foi avaliada utilizando o método de tração indireta, também conhecido como “Método Brasileiro”. Esse método envolve a aplicação de uma carga compressiva linear ao longo do diâmetro de um disco de rocha. Na Tabela 4.6, apresenta-se os resultados de tração indireta.

Tabela 4.6– Resultados de ensaios de resistência à tração indireta (Ano 2018 e 2021)

| Unidades Geotécnicas | Numero de Dados | Média (MPa) | Desvio Padrão (MPa) | Min (MPa) | Max (MPa) |
|----------------------|-----------------|-------------|---------------------|-----------|-----------|
| Granodiorito | 6 | 12.3 | 1.30 | 11.2 | 14.4 |

4.4.1.4. Resistência à compressão triaxial

De acordo com os ensaios de compressão uniaxial e triaxial, foram estabelecidos os parâmetros “ m_i ” do critério de ruptura de acordo com Hoek & Brown (2018). Os resultados revelaram um valor de “ m_i ” de 32 para o granodiorito. Na Tabela 4.7, apresenta-se os resultados de ensaios do parâmetro de rocha intacta.

Tabela 4.7– Resistência de rocha intacta para o parâmetro “ m_i ”

| Domínio Geotécnico | m_i |
|--------------------|-------|
| Granodiorito | 32 |

4.4.2. Classificação do maciço rochoso

A partir da informação do mapeamento geotécnico do maciço rochoso, foi realizada uma análise das características do maciço rochoso na zona de projeto a partir da data dos anos 2018 e 2021. Na Tabela 4.8, encontra-se o resumo dos parâmetros geotécnicos de cada estação geotécnica, detalhando os valores de resistência, RQD (%), espaçamento, RMR_{76} e RMR_{89} .

Tabela 4.8– Parâmetros geotécnicos em cada estação geotécnica

| Nº | Ano | Estação geotécnica | Nível | Compressão simples (MPa) | RQD (%) | Espaçamento (mm) | RMR_{89} | RMR_{76}^* |
|----|------|--------------------|-------|--------------------------|---------|------------------|------------|--------------|
| 1 | | EG-1 | 516 | 50 – 100 | 75 | 210 | 46 | 41 |
| 2 | | EG-2 | 516 | 50 – 100 | 74 | 220 | 50 | 45 |
| 3 | | EG-3 | 516 | 50-100 | 72 | 200 | 53 | 48 |
| 4 | | EG-4 | 516 | 50-100 | 74 | 300 | 48 | 43 |
| 5 | | EG-5 | 516 | 50-100 | 74 | 220 | 50 | 45 |
| 6 | | EG-6 | 516 | 50-100 | 77 | 200 | 53 | 48 |
| 7 | 2021 | EG-7 | 516 | 50-100 | 91 | 230 | 62 | 57 |
| 8 | | EG-8 | 516 | 50-100 | 78 | 230 | 42 | 37 |
| 9 | | EG-9 | 516 | 50-100 | 51 | 200 | 42 | 37 |
| 10 | | EG-10 | 516 | 50-100 | 88 | 300 | 50 | 45 |
| 11 | | EG-11 | 516 | 50-100 | 74 | 220 | 58 | 53 |
| 12 | | EG-12 | 516 | 50-100 | 48 | 220 | 58 | 53 |

| N° | Ano | Estação geotécnica | Nível | Compressão simples (MPa) | RQD (%) | Espaçamento (mm) | RMR ₈₉ | RMR ₇₆ * |
|----|------|--------------------|-------|--------------------------|---------|------------------|-------------------|---------------------|
| 13 | | EG-1 | 516 | 100 – 200 | 65 | 200 | 46 | 65 |
| 14 | 2018 | EG-2 | 566E | 50 – 100 | 65 | 200 | 44 | 60 |
| 15 | | EG-3 | 566W | 100 - 200 | 65 | 200 | 45 | 65 |

*RMR₇₆=RMR₈₉-5

De acordo com a informação de mapeamento e registro geotécnico, apresentam-se as seguintes estatísticas, detalhando as seguintes correlações:

- RMR₈₉ vs RQD (%)
- RMR₈₉ vs RQD Rating
- RMR₈₉ vs Rating resistência da rocha intacta
- RMR₈₉ vs Rating espaçamento das descontinuidades
- RMR₈₉ vs Rating condições das descontinuidades

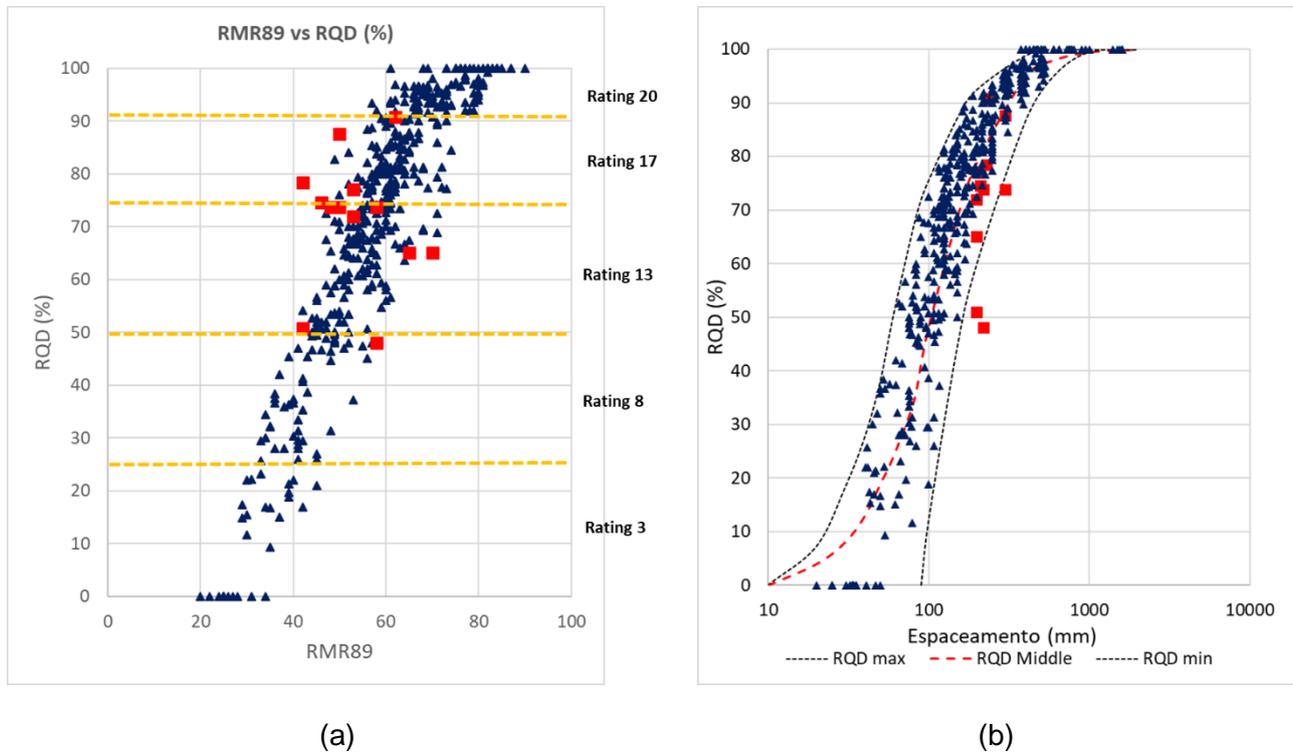


Figura 4.10– (a) Se apresenta a relação entre RQD (%) e RMR₈₉. (b) se apresenta uma proporção direta entre os valores RQD (%) e espaçamento (mm)

Na Figura 4.10 (a), apresenta-se a relação entre os valores de RQD e o RMR₈₉, mostrando que existe uma correlação alta entre esses valores,

correspondente a um maciço rochoso que apresenta uma boa qualidade, com valores variando entre faixas de 60 a 65. Adicionalmente, existe uma proporção alta entre os valores RQD e RMR_{89} onde 70% de aqueles valores se encontra pôr em cima de um valor maior de 60 % de RQD.

Por outro lado, na Figura 4.10 (b), apresenta-se a correlação entre RQD e espaçamento, que segue uma relação diretamente proporcional, de acordo com Priest (1987), determinando que os resultados de furos de sondagens e mapeamento geotécnico foram validados corretamente.

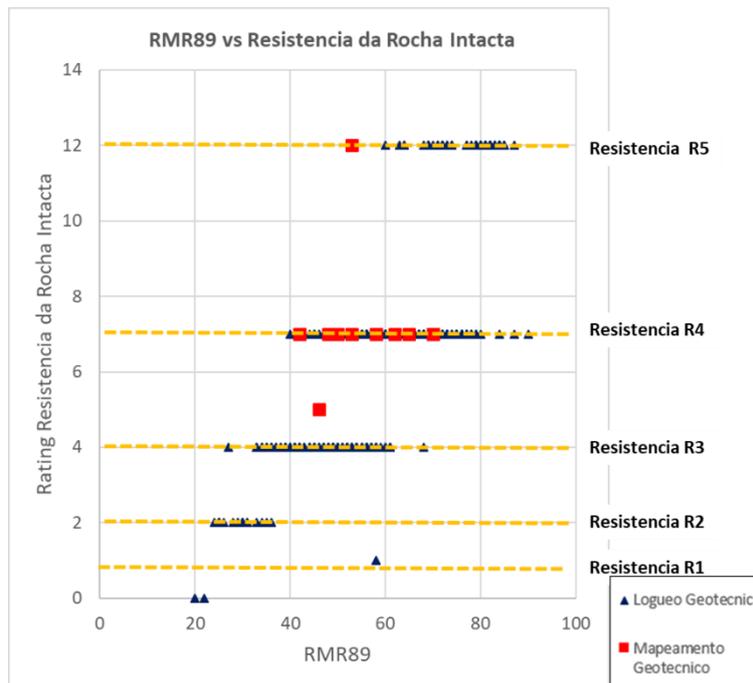


Figura 4.11– Relação entre rating de resistência da rocha vs RMR_{89}

Na Figura 4.11, são apresentados os valores de resistência e RMR_{89} , onde se observa que 15% dos dados representam uma resistência entre 100 e 250 MPa (Resistencia “R5”) para valores de RMR_{89} maiores que 60; para 65%, representa uma resistência média entre 50 e 100 MPa (Resistencia “R4”) com valores de RMR_{89} entre 40 e 70; por último, 20% representam valores de resistência menores que 50 MPa (Resistencia “R3”) para valores de RMR_{89} menores que 45, de acordo à classificação de Bieniawski (1989).

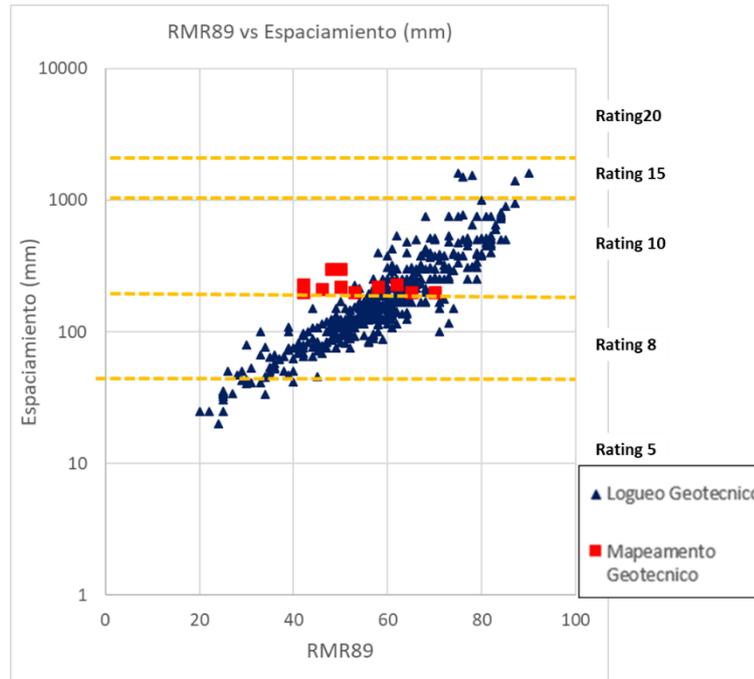


Figura 4.12– Relação entre rating de espaçamento (mm) vs RMR89

Na Figura 4.12, é mostrada uma relação exponencial crescente entre o espaçamento e o índice RMR, desatacando que os maciços rochosos com valores de RMR superior a 60 tendem a ter valores superiores a classificação “8”, o que significa espaçamentos maiores a 20 cm (Bieniawski, 1989). Sendo assim verifica-se que isso indica uma boa qualidade do maciço rochoso.

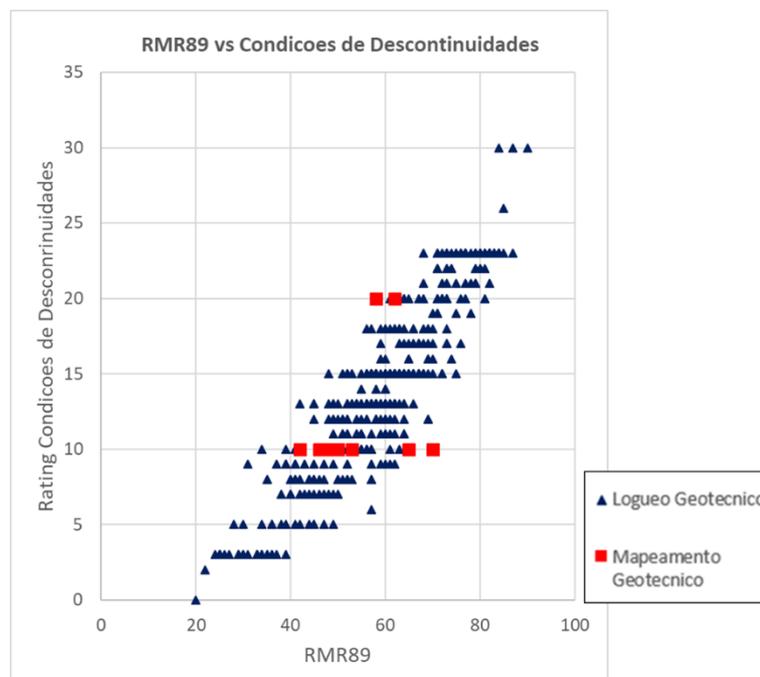


Figura 4.13– Relação de rating de condições das descontinuidades vs RMR89

Na Figura 4.13, é apresentada uma relação exponencial crescente entre os valores de condições de descontinuidade e RMR, de maneira que varia a partir de

valores alteração, preenchimento, rugosidade, abertura e persistência das famílias de descontinuidades.

4.4.3. Caracterização das descontinuidades

Com relação às descontinuidades a partir dos dados de mapeamento geotécnico, realizou-se uma análise estatística. Nas Tabelas 4.9 e 4.10, são apresentadas as faixas de valores quantificados por Bieniawski (1989) em relação às condições de rugosidade e preenchimento das descontinuidades.

Tabela 4.9– Valores de rugosidade de acordo com Bieniawski (1989)

| Escala de rugosidade | Característica | Faixa de valores |
|----------------------|---------------------|------------------|
| G1 | Muito rugosa | 6 |
| G3 | Rugosa | 4 |
| G3 | Ligeiramente rugosa | 3 |
| G4 | Ondulado | 1 |
| G5 | Suave | 0 |

Tabela 4.10– Valores de preenchimento de acordo com Bieniawski (1989)

| Escala de preenchimento | Característica | Faixa de valores |
|-------------------------|----------------|------------------|
| F0 | Nenhum | 6 |
| F1 | Forte<5mm | 4 |
| F2 | Forte>5mm | 2 |
| F3 | Fofo<5mm | 2 |
| F4 | Fofo>5mm | 0 |

Na Figura 4.14 (a) e 4.14 (b), são apresentadas estatísticas com respeito ao tipo de preenchimento e características de atrito baseadas na informação de campo. Conclui-se que a maioria das famílias de descontinuidade apresenta planos ligeiramente rugosos, bem como preenchimento do tipo quartzito e calcita, minerais com comportamento frágil que podem contribuir para a ocorrência de *rockburst*.

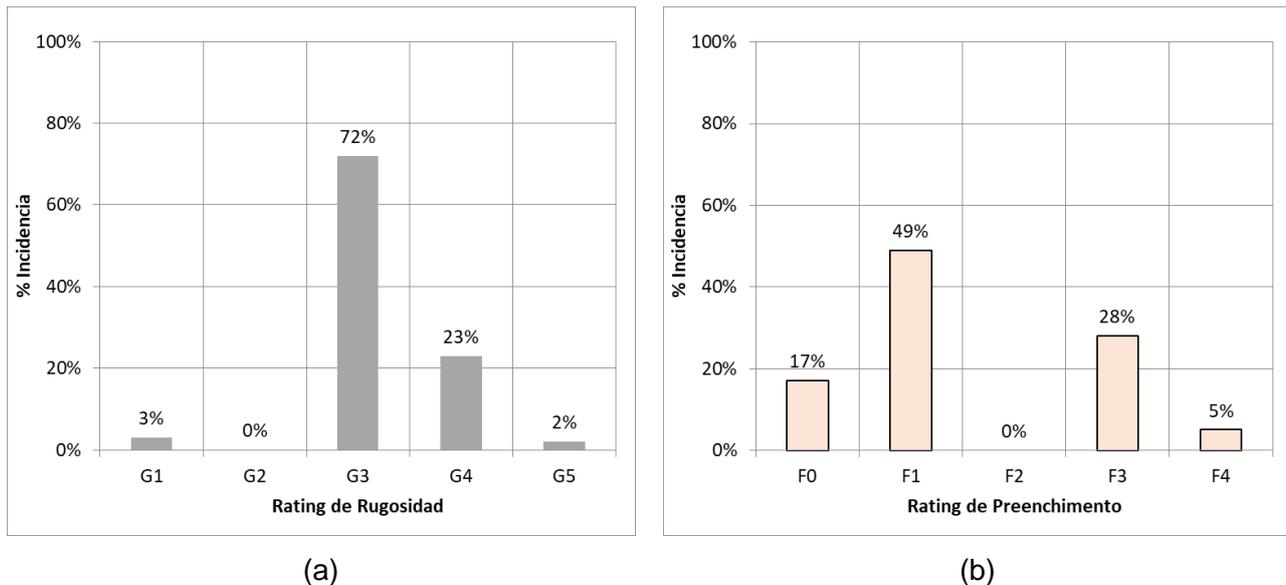


Figura 4.14– (a) Estatísticas descritivas com respeito às condições de rugosidade (b). Estatísticas descritivas com respeito às condições de preenchimento



Figura 4.15– Características de preenchimento nas descontinuidades e tipo de rugosidade nas paredes (Fonte: Mapeamento geotécnico, 2021)

4.5. Domínios geotécnicos

Como o objetivo de determinar domínios geotécnicos com características e propriedades similares, realizou-se a setorização do maciço rochoso considerando os seguintes aspectos: estruturas, geologia, grau de fraturamento RQD (Deere, 1963), índice de maciço rochoso RMR (Bieniawski, 1989), propriedades de resistência da rocha intacta. Nesse contexto, a setorização predominante do maciço rochoso dividiu-se principalmente em rocha encaixante,

que é granodiorito. Na Tabela 4.11, apresenta-se um resumo dos índices de qualidade do maciço rochoso.

Tabela 4.11– Valores do índice de qualidade do maciço rochoso

| Domínio geotécnico | Litologia | σ_{Ci} (MPa) | RQD (%) | RMR ₈₉ | GSI |
|--------------------|--------------|---------------------|---------|-------------------|-------|
| Rocha Encaixante | Granodiorito | 118 | 55-75 | 60-65 | 55-60 |

4.6. Propriedades de resistência e elasticidade do maciço rochoso

O módulo de deformação do maciço rochoso é um parâmetro importante para realiza modelagem numérica e interpretar a deformação máxima que pode ocorrer no contorno das escavações. A Tabela 4.12 apresenta os parâmetros de resistência e deformação para o maciço rochoso.

Tabela 4.12– Parâmetros de resistência e Elasticidade no maciço rochoso

| DG | Litologia | m _i | σ_{Ci} (MPa) | GSI | Maciço Rochoso | | | | |
|------------------|--------------|----------------|------------------------|-----|----------------|-------|-------|------------------------|-------|
| | | | | | Hoek & Brown | | | Propriedades Elásticas | |
| | | | | | mb | s | a | Em (MPa) | ν |
| Rocha Encaixante | Granodiorito | 32 | 118 | 60 | 8.846 | 0.018 | 0.502 | 18000 | 0.14 |

4.7. Condições de tensões in situ e mergulho da tensão principal maior - σ_1

Com relação às condições de tensão *In-situ*, considera-se a carga litostática em função da profundidade das escavações subterrâneas e do peso específico do maciço rochoso. Portanto, levando em conta que a profundidade máxima é de 900 m e um peso específico de 0.028 MPa/m, obteve-se uma tensão vertical de 25.5 Mpa. A Figura 4.16 apresenta a profundidade máxima da mina subterrânea.

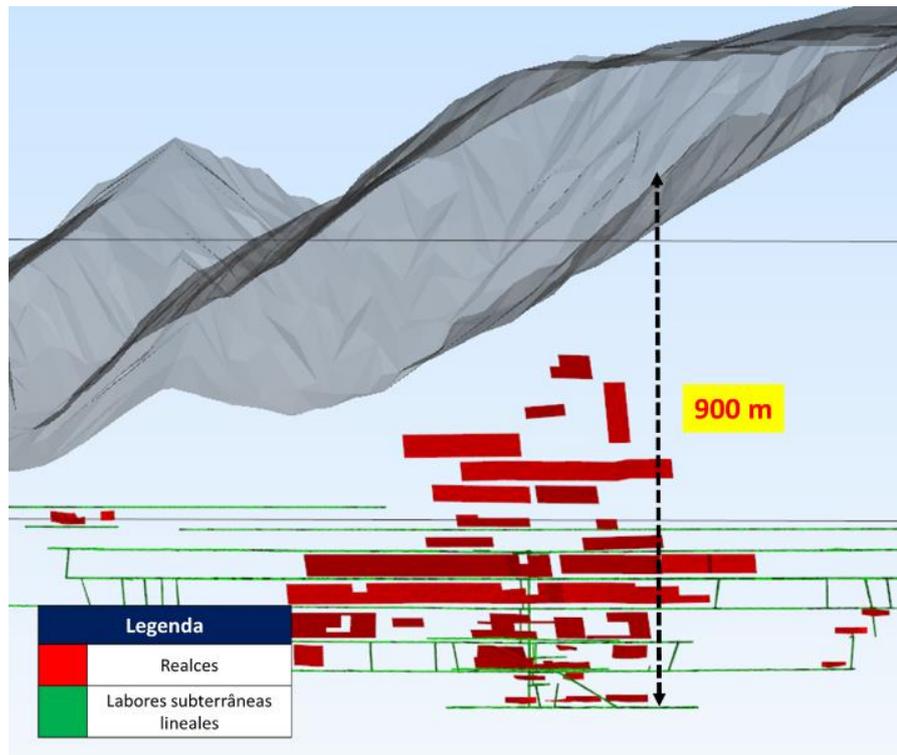


Figura 4.16– Profundidade máxima da mina subterrânea

É importante ressaltar que, para este caso prático, não há ensaios de orientação das tensões principais, portanto, as orientações podem ser avaliadas utilizando o conceito de falhas conjugadas para análise estereográfica (Anderson, 1951), a partir da base de dados do mapeamento de discontinuidades.

Sendo assim, a partir de análise estereográfica e características nas superfícies de falhas e orientação das estrias, determina-se que a orientação de σ_1 apresenta um valor de direção de mergulho de 120° e um ângulo de mergulho entre 65° e 70° , indicando que a tensão principal maior é vertical. O valor de "K_{máx}" é aproximadamente menor que 1 de maneira empírica.

Na Figura 4.17(a) apresenta-se a direção de mergulho para as tensões intermediárias e menor; por outro lado, a tensão principal maior se apresenta de maneira perpendicular na estereografia. Por último, na Figura 4.18 apresenta-se discos em furos de sondagem geotécnica devido as altas tensões na zona de projeto.

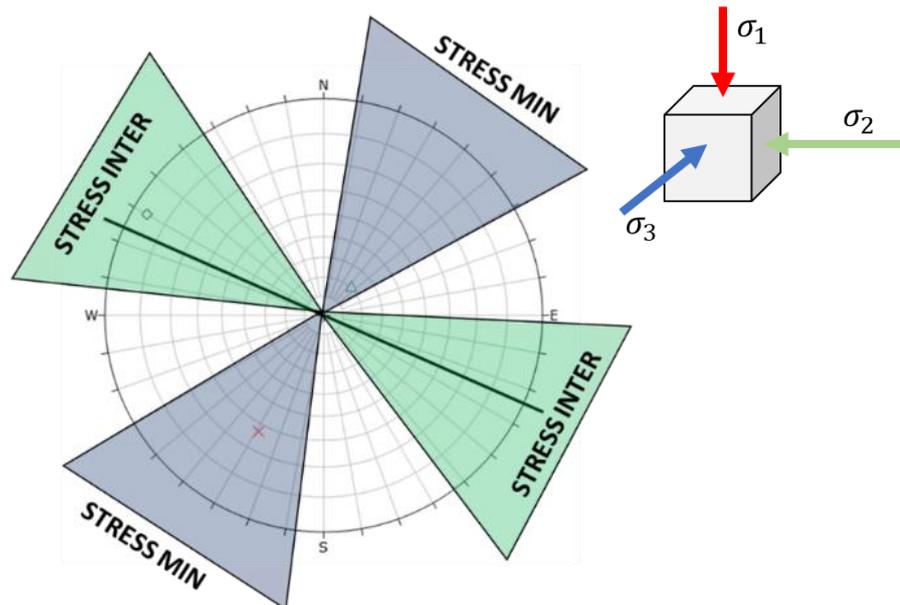


Figura 4.17– Orientações tensões principais em análise estereográfica



Figura 4.18– Discos de rochas devido as altas tensões nos sondagem geotécnica

4.8. Eventos sísmicos nas escavações subterrâneas

O estudo de análise de *rockburst* envolve a compilação dos eventos sísmicos mais importante hasta a redação da referida dissertação e que causaram danos significativos. Na Figura 4.19, apresentam-se os detalhes dos eventos sísmicos que foram registrados

- Túnel de extração de minério 8707 W - Nv. 516, localizado a uma profundidade de 870 m da superfície.
- Túnel de extração de minério 8596 E - Nv. 470, localizado a uma profundidade de 900 m da superfície.

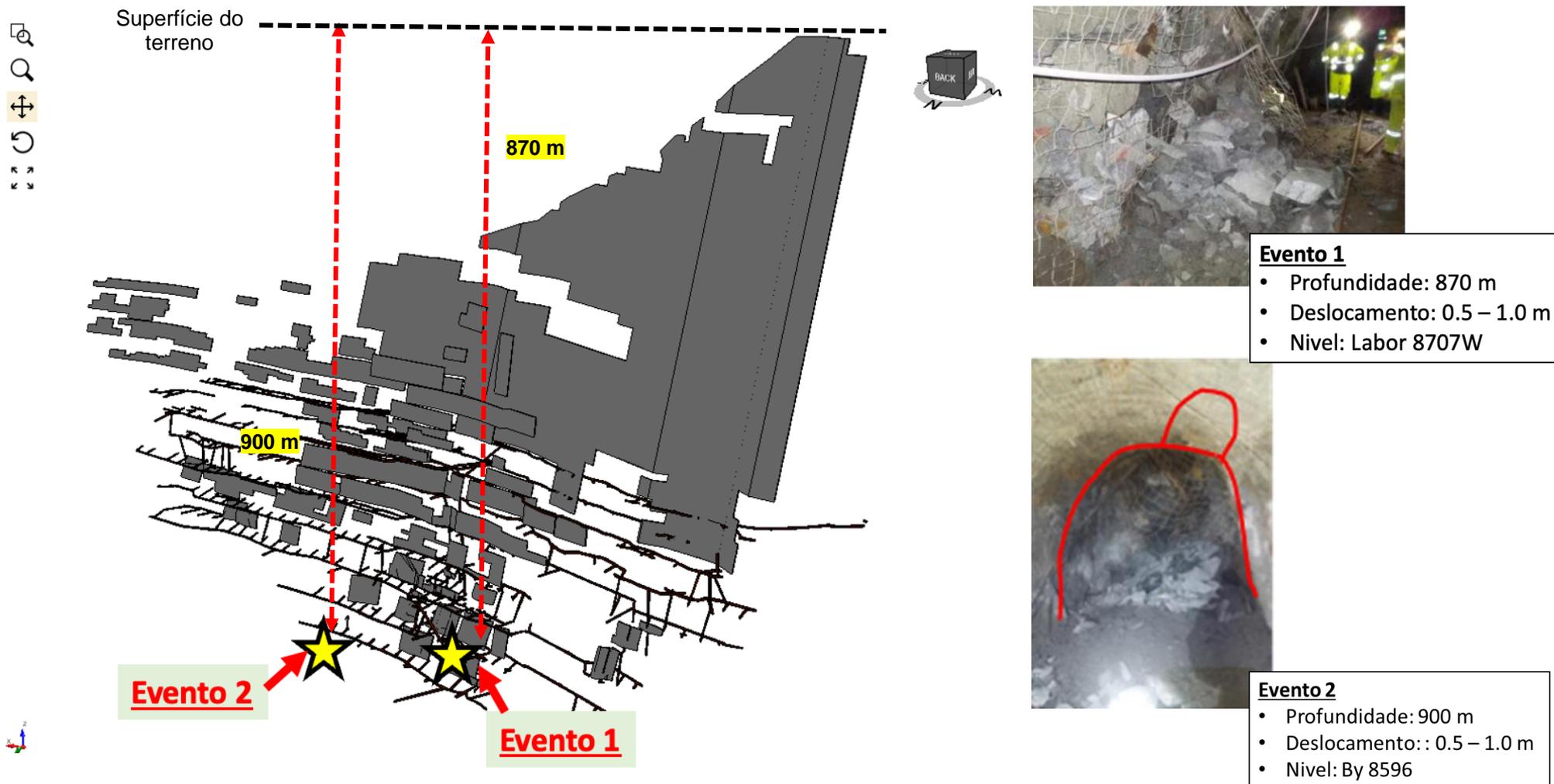


Figura 4.19– Registro de eventos sísmicos significativos na mina subterrânea

4.8.1.

Evento 1: Túnel de extração: By 8707 W - Nv. 516

O primeiro evento sísmico foi registrado no By 8707W, a uma profundidade aproximada de 870 m da superfície. A litologia encontrada foi granodiorito, apresentando um fraturamento regular e planos de descontinuidades na mesma direção da escavação (Ver Figura 4.5 do Item 4.3.1). O evento sísmico resultou em uma ejeção na parede esquerda, conforme mostrado na Figura 4.20 (a). Adicionalmente, verificou-se que a tela eletro soldada foi capaz de conter a ejeção do material rochoso próximo à zona da ruptura. De acordo com os registros, a profundidade da ruptura da falha foi aproximadamente de 0,6 metros.



(a) (b)
Figura 4.20– (a) Dano na parede ao momento de *rockburst* (b) Pós-evento da recolocção mediante mapeamento geotécnico nas famílias de descontinuidade

4.8.2.

Evento 2: Túnel de extração: By 8596E - Nv. 470

Este evento foi registrado no By 8596E, localizado a uma profundidade de cerca de 900 metros da superfície, onde foi identificada novamente a litologia de granodiorito. Observou-se um fraturamento regular do maciço rochoso, com planos de descontinuidades formando-se cunhas no teto superior direita. O evento de *rockburst* gerou danos no contorno direita, a profundidade da ruptura da falha foi menor a 0.5 metros, como mostrado na Figura 4.21.

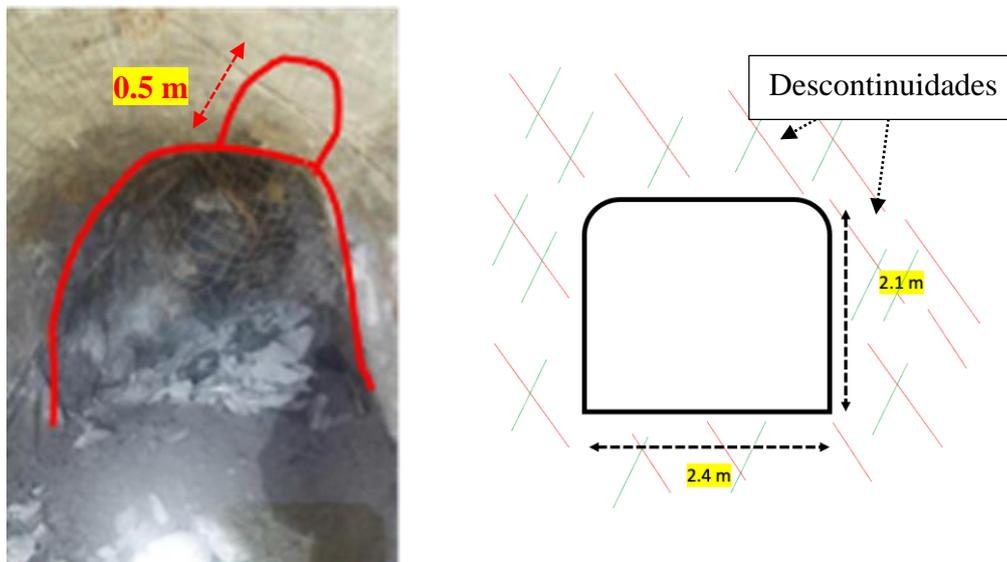


Figura 4.21– Análise do evento no túnel de extração 8596E na profundidade de 900 m com uma profundidade de dano de 0.5 m

4.9.

Avaliação numérica de retro análises em escavações subterrâneas

A modelagem numérica em duas dimensões (2D) utilizando o software RS2 da Rocscience (2023), foi empregada para analisar as tensões e critérios empíricos de danos, levando em consideração a razão entre as tensões principais e a resistência à compressão simples da rocha intacta. O objetivo foi identificar cenários de espessura de danos ocorridos em uma mina subterrânea e, por fim, determinar o valor de proporcionalidade entre as tensões vertical e horizontal,

Posteriormente, por meio do software Irazu (Geomechanica, 2021), será realizada a análise de calibração dos eventos sísmicos nas zonas previamente mencionadas no item 4.8.2, de maneira de calibrar as propriedades da rocha intacta, assim como os parâmetros das descontinuidades presentes no maciço rochoso.

4.9.1.

Estimativa do valor $K_{m\acute{a}x}$ de tensões *In-situ* mediante Método de Elementos Finitos (FEM)

Após a análise das possíveis orientações das tensões *In-situ* a partir da informação de mapeamento geotécnico (Anderson, 1951), onde foi definido um intervalo de inclinação para o valor de σ_1 como parâmetro de entrada inicial. Fez-se necessário a obtenção dos valores das tensões principais para cada valor de $K_{m\acute{a}x}$; por isso, realizou-se uma modelagem numérica sob condições elásticas

utilizando o software RS2 (Rocscience,2023). A zona de calibração de tensões é delimitada por By 8707 W – Nv.516, já que se encontra na zona mais afastada onde pode influenciar as tensões induzidas por realces ou escavações de maiores dimensões. Além disso, esse procedimento permitiu obter os valores das tensões induzidas para cada ângulo de mergulho e determinar a superfície ou espessura provável de danos, semelhantes às condições observadas para os eventos de *rockburst*.

Na Figura 4.22, é apresentado um corte desde a cota de superfície até a profundidade de 910 metros, que corresponde ao nível mais profundo da mina subterrânea, e considerou-se que o valor do peso específico da rocha é 0.028 MPa/m. Adicionalmente, a malha do modelo numérico consiste em 6 nós como se detalha na Figura 4.22, assim como os detalhes de resultados da profundidade do dano para diferentes ângulos de mergulho de σ_1 que são apresentados no Apêndice II.

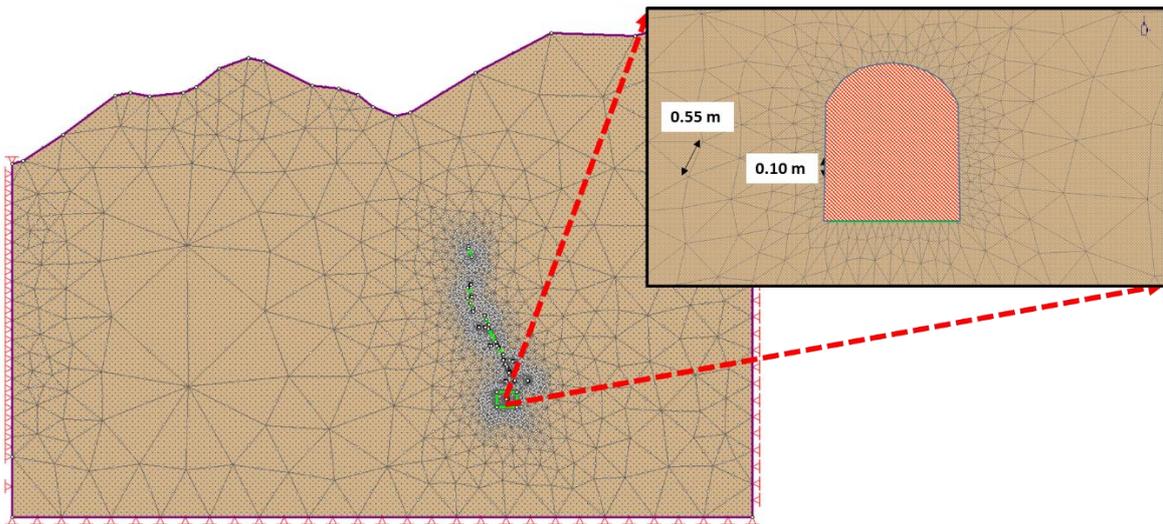


Figura 4.22– Modelagem numérica em Elementos Finitos mediante o software RS2 com superfície de terreno (Rocscience, 2023)

Tabela 4.13– Valores de tensões principais a diferentes valores de $K_{m\acute{a}x}$

| $K_{m\acute{a}x}$ | σ_1 (MPa) | σ_3 (MPa) |
|-------------------|---------------------|---------------------|
| 0.8 | 25.2 | 19.7 |
| 0.7 | 25.2 | 16.2 |
| 0.6 | 25.2 | 14.5 |

| Kmáx | σ_1 (MPa) | σ_3 (MPa) |
|-------------|--|--|
| 0.5 | 25.2 | 12.3 |

Na Tabela 4.14 apresenta-se os gráficos de comparação entre os valores de índices de dano, nos quais, por meio de um modelo elástico de elementos finitos, é possível prever as zonas de possível falha de ruptura. Para isso, serão utilizados os critérios de dano estabelecidos: *Index Rockburst* (Hoek,1980), *Stress Level Index* (Kaiser,2000) e *Rock Damage Level* (Castro,2012), onde aquelas expressões são razões entre os valores de tensões principais e resistência à compressão do maciço rochoso.

Tabela 4.14– Resultados de calibração do modelo numérico em FEM de maneira de determinar as zonas possíveis danos na parede no túnel de extração 8707W

| Ângulo de Mergulho (°) | Kmáx | σ_1 (MPa) | σ_3 (MPa) | Index Rockburst (Hoek,1980) | Stress Level Index (Kaiser,2000) | Rock Damage Level (Castro,2012) | Distância de Dano (m) |
|-------------------------------|-------------|--|--|--|---|--|------------------------------|
| 80 | 0.8 | 39.09 | 0.25 | 0.39 | 1.17 | 0.39 | 0.34 |
| | 0.7 | 39.09 | 0.25 | 0.39 | 1.17 | 0.39 | 0.31 |
| | 0.6 | 39.09 | 0.25 | 0.39 | 1.17 | 0.39 | 0.35 |
| | 0.5 | 42.01 | 3.24 | 0.42 | 1.23 | 0.39 | 0.44 |
| 75 | 0.8 | 48.05 | 3.24 | 0.48 | 1.41 | 0.45 | 0.51 |
| | 0.7 | 48.05 | 3.24 | 0.48 | 1.41 | 0.45 | 0.42 |
| | 0.6 | 45.06 | 3.24 | 0.45 | 1.32 | 0.42 | 0.45 |
| | 0.5 | 48.05 | 3.24 | 0.48 | 1.41 | 0.45 | 0.36 |
| 70 | 0.8 | 55.00 | 8.60 | 0.55 | 1.56 | 0.46 | 0.37 |
| | 0.7 | 42.07 | 0.25 | 0.42 | 1.26 | 0.42 | 0.47 |
| | 0.6 | 51.00 | 3.00 | 0.51 | 1.50 | 0.48 | 0.39 |
| | 0.5 | 48.05 | 3.24 | 0.48 | 1.41 | 0.45 | 0.40 |

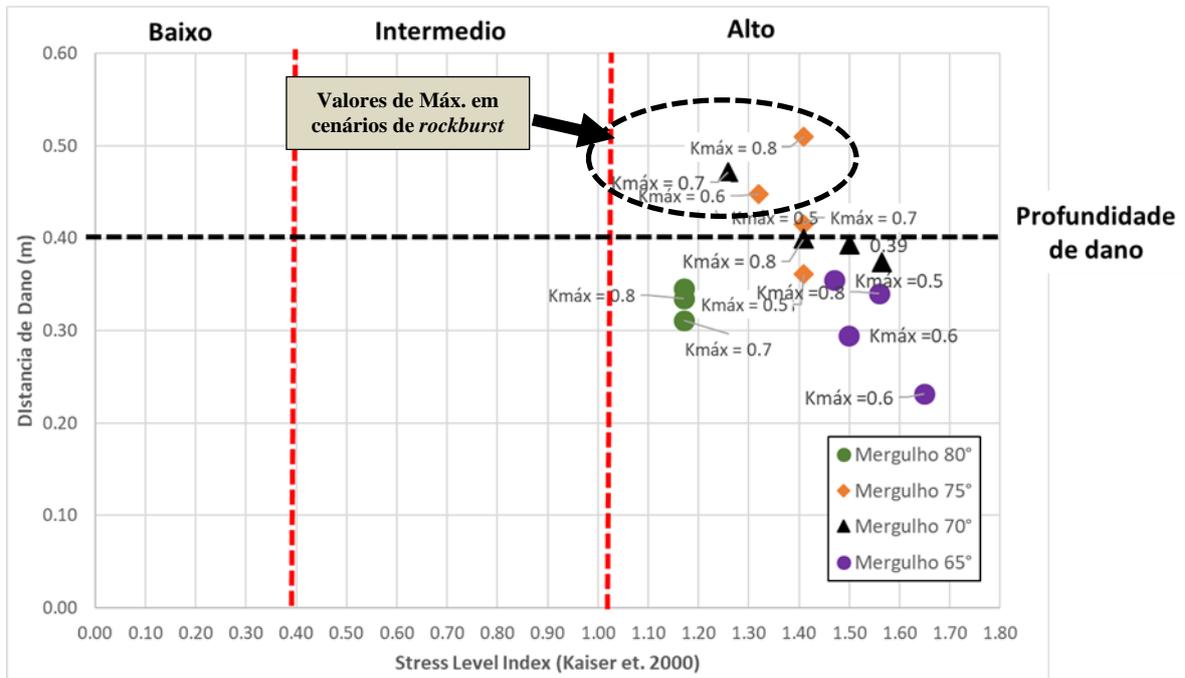


Figura 4.24– Predição de dano em função do Stress Level Index (Kaiser, 2000)

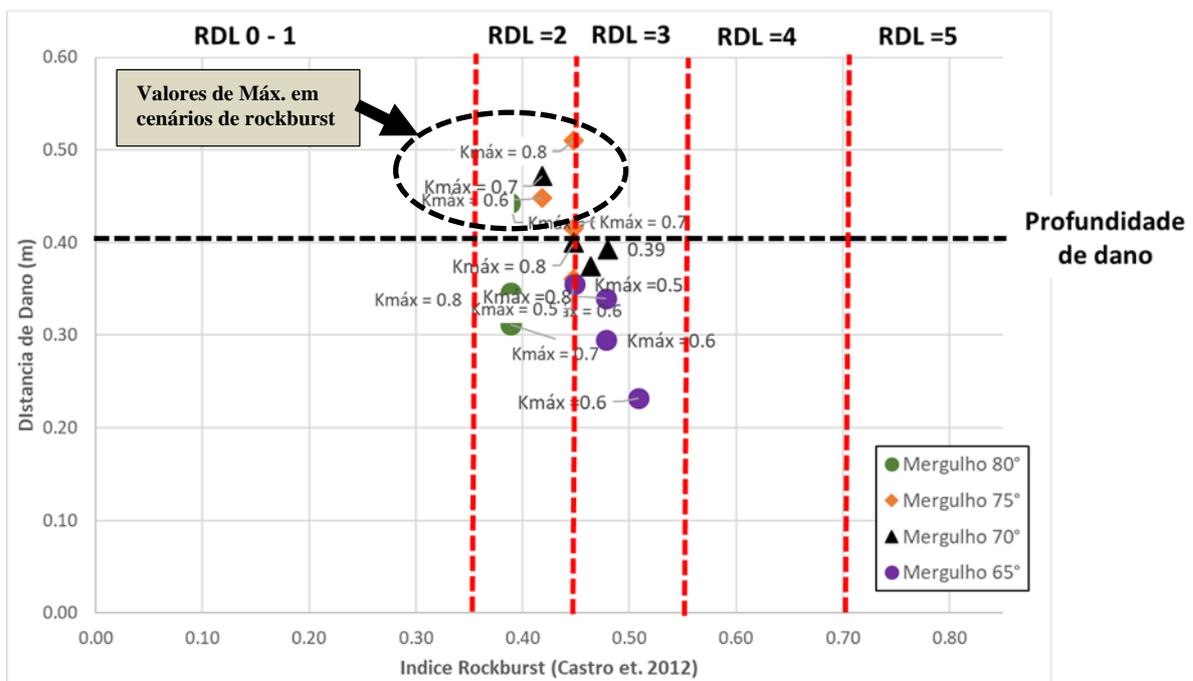


Figura 4.25– Predição de dano em função do nível de dano (Castro, 2012)

4.9.2. Retro análise de eventos de *rockburst* mediante FEM/DEM

A geometria do modelo numérico foi desenvolvida utilizando os métodos de Elementos Finitos/ Elementos Discretos (FEM/DEM) por meio do *software* Irazu V6.10 (Geomechanica,2021). As informações necessárias para criar os cenários do modelo numérico foram detalhados com base nas propriedades do maciço rochoso e das discontinuidades. Adicionalmente, o modelo foi executado em um

computador com processador Inter (R) Xeon ® e5.2698 V4 com 2.20 GHz. Dito isto, na Figura 4.26 a modelagem numérica foi dividida em quatro subdomínios com distintas tamanhos de discretização.

O primeiro subdomínio A, localizado no contorno da escavação subterrânea, foi atribuído com elementos de malha de diferentes tamanhos. Os elementos na escavação subterrânea têm um tamanho de 30 cm, enquanto as descontinuidades possuem tamanhos de malha de 30 a 50 cm. Além disso, no contorno da escavação, subdomínio B, foi utilizado um detalhamento com malha de 10 cm de maneira de estudar o processo de fraturamento crítico na zona de *rockburst*, por meio de retro análise. No caso do subdomínio C, foi utilizado um tamanho de malha de 50 cm, pois está localizado mais distante da zona de estudo. Por fim, o subdomínio D foi modelado como um domínio de rocha com malha de 1,5 m, que não será afetado durante o avanço da escavação subterrânea.

Sendo assim, em relação às condições de contorno no modelo numérico, atribui-se a cada ponto do modelo numérico na parte externa apresenta-se como ponto fixo, garantindo assim que não haja deformações em nenhuma direção.

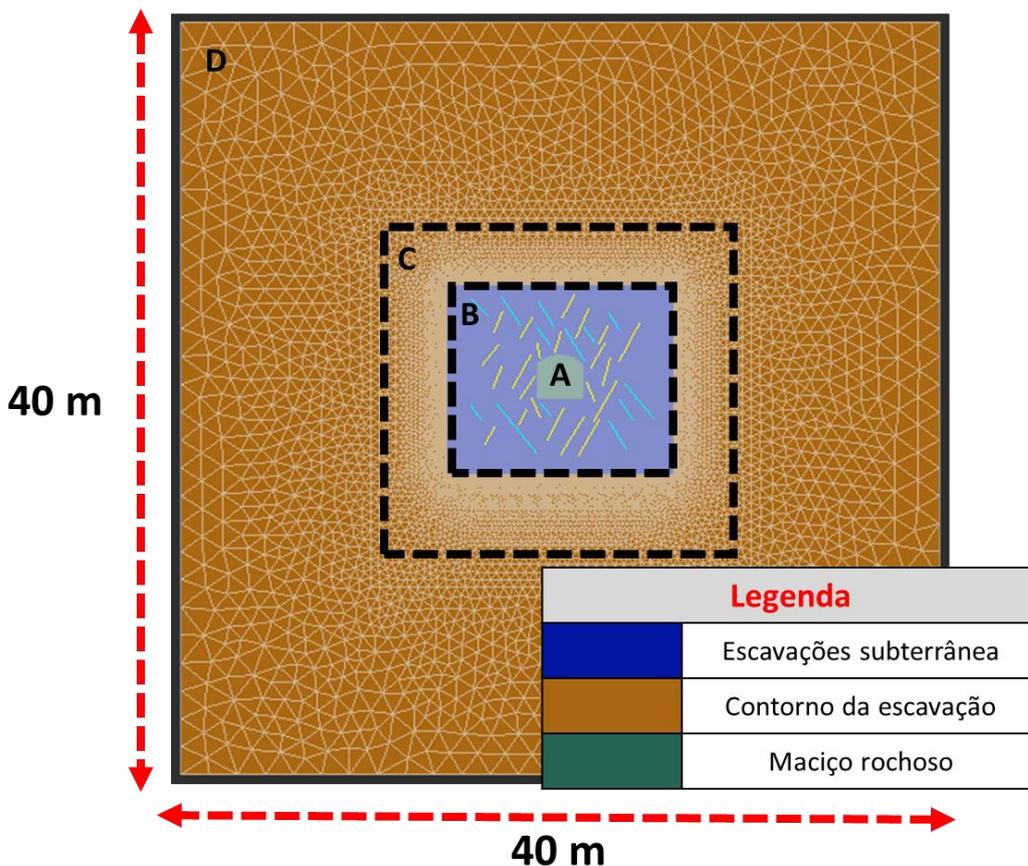


Figura 4.26– Malha do modelo numérico em FEM/DEM mediante o software Irazu no túnel By 8707W

Com relação às descontinuidades presentes no contorno da escavação, foram representadas as famílias de descontinuidades de acordo com o mapeamento do maciço rochoso descrito no item 4.3.1. Ademais, foram consideradas as propriedades do ângulo de atrito e o preenchimento dessas descontinuidades para criar uma representação real dos eventos de *rockburst*, os quais foram determinados a partir do mapeamento geotécnico. Na Figura 4.27 apresenta-se a malha das descontinuidades no contorno da escavação,

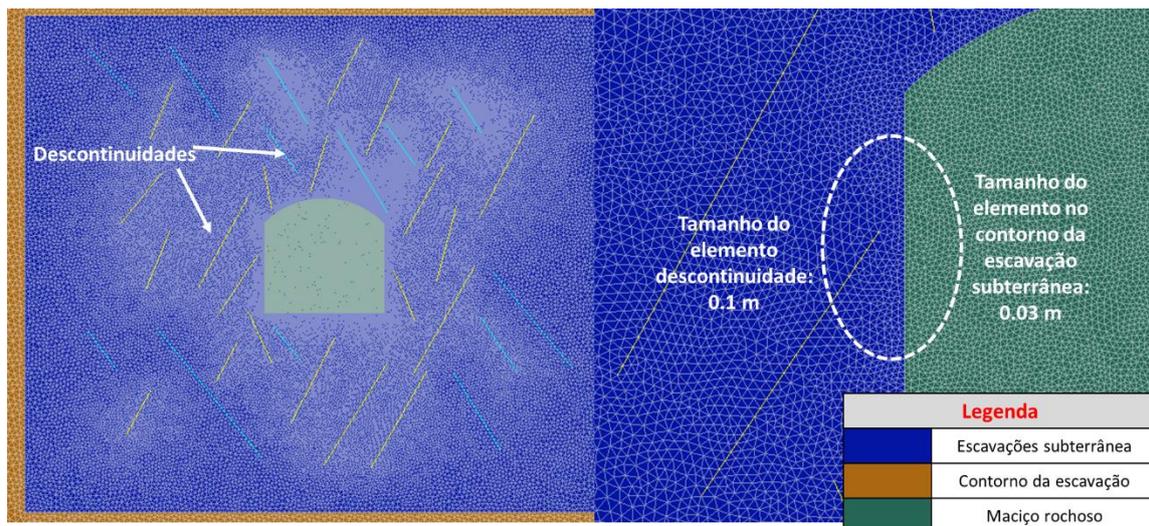


Figura 4.27–Emalhado do modelo numérico no contorno da escavação subterrânea com presença de descontinuidades

4.9.3. Retro análise do evento: Túnel de extração 8707 W - Nv. 516

O evento no By 8707W, que tinha uma configuração geométrica de 2,1m x 2,4 m, a uma profundidade de 870 metros de superfície, apresenta uma zona com maior discretização na modelagem numérica próxima às escavações, de maneira de analisar o comportamento do maciço rochoso durante a ruptura. Além disso, a partir os mapeamentos geotécnicos permitiu estabelecer a distribuição das famílias de descontinuidades na zona de contorno da escavação, assim como considerar as características de preenchimento e rugosidade.

Na Tabela 4.15, apresenta-se as propriedades do maciço rochoso com o objetivo de fazer um retro análise dos eventos de *rockburst*.

Tabela 4.15– Propriedades do modelo numérico para o maciço rochoso

| Parâmetro | Unidade | Parâmetro numérico |
|------------------------|---------|---------------------|
| <i>Modulo de Young</i> | Pa | $2.2 \cdot 10^{10}$ |
| <i>Poisson</i> | - | 0.14 |

| Parâmetro | Unidade | Parâmetro numérico |
|---------------------------------------|---------|---------------------|
| <i>Penalidade normal (pn)</i> | Pa/m | $6.5 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Penalidade tangencial (pr)</i> | Pa/m | $6.5 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Coefficiente de atrito</i> | - | 1.2 |
| <i>Coesão</i> | Pa | $1.2 \cdot 10^7$ |
| <i>Resistência à tração</i> | Pa | $1.0 \cdot 10^7$ |
| <i>Energia da fratura - Modo I**</i> | N/m | 58 |
| <i>Energia da fratura - Modo II**</i> | N/m | 580 |

* Modelling of Hard Rockmasses with Non-Persistent Joints to Assess the Stress Induced Damage of Deep Excavations (Vazaios, e.t. 2018)

** Estudo experimental para determinação da tenacidade à fratura ao Modo II (KIIC) através de ensaios DNBD (Peçanha, V. S., e.t. 2024)

Na Tabela 4.16, tem -se um resumo das propriedades das descontinuidades com preenchimento de quartzito e foi incluído no modelo numérico.

Tabela 4.16– Propriedades do modelo numérico para descontinuidades com preenchimento

| Parâmetro | Unidade | Parâmetro numérico |
|---------------------------------------|---------|---------------------|
| <i>Coefficiente de atrito</i> | - | 0.7 |
| <i>Resistência à tração</i> | Pa | $1.0 \cdot 10^6$ |
| <i>Coesão</i> | Pa | $1.4 \cdot 10^6$ |
| <i>Penalidade normal (pn)</i> | Pa/m | $5.0 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Penalidade tangencial (pr)</i> | Pa/m | $6.5 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Energia da fratura - Modo I**</i> | N/m | 150 |
| <i>Energia da fratura - Modo II**</i> | N/m | 950 |

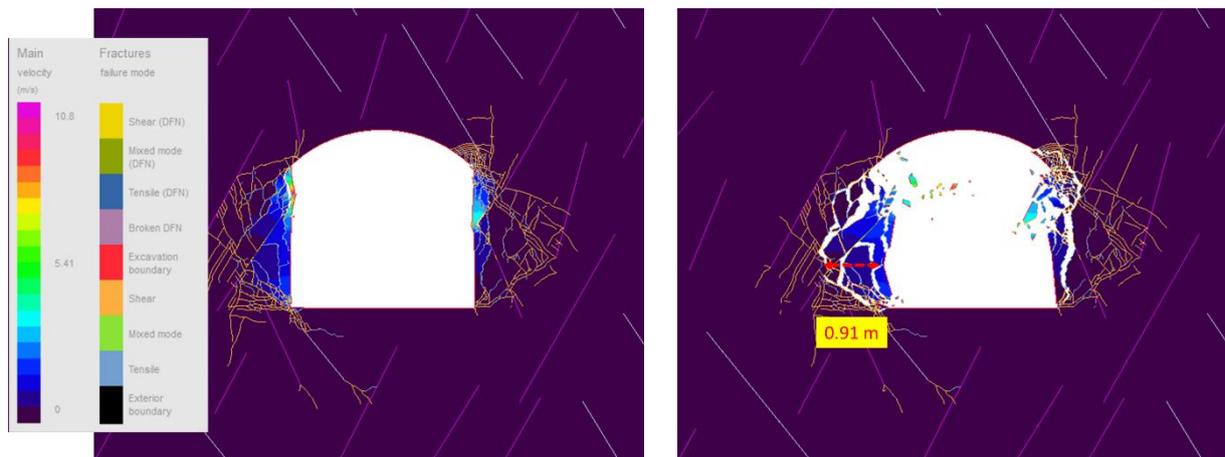
* Modelling of Hard Rockmasses with Non-Persistent Joints to Assess the Stress Induced Damage of Deep Excavations (Vazaios, e.t. 2018)

** Estudo experimental para determinação da tenacidade à fratura ao Modo II (KIIC) através de ensaios DNBD (Peçanha, V. S., e.t. 2024)

Com base aos resultados do item 4.9.1 e considerando-se cada um dos cenários, foram realizados diferentes modelos numéricos do tipo FEM/DEM considerando-se diferentes ângulos de inclinação das tensões principais e valor $K_{m\acute{a}x}$, assim como as condições das descontinuidades coesivas, incluindo o ângulo de atrito e as propriedades de preenchimento.

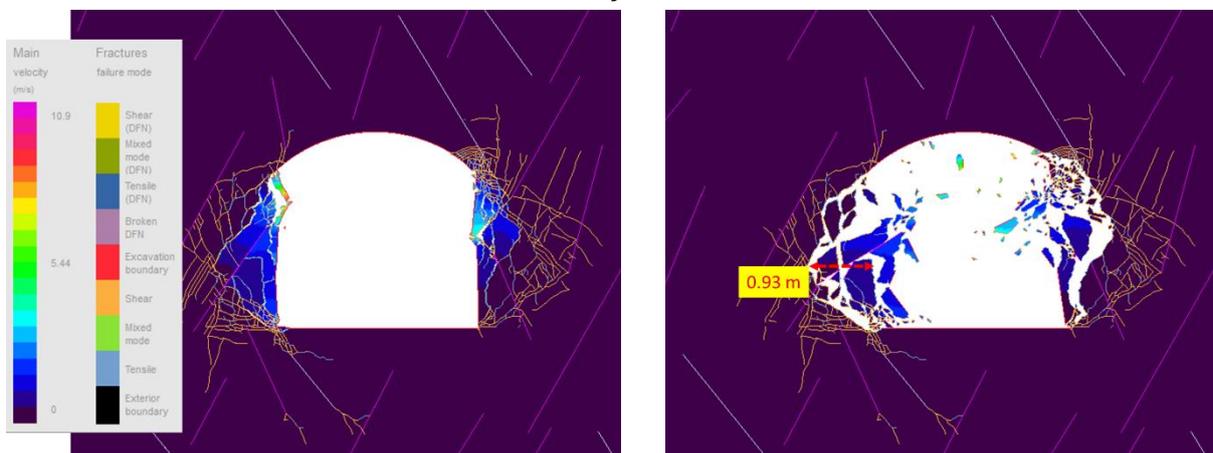
No primer cenário, onde a condição de orientação de mergulho é 70° e valor de $K_{\text{máx}}$ igual de 0.7, foi realizado diferentes corridas da modelagem numérica com diferentes número de iterações e determinar as espessuras de dano de aquela condição e determinar uma média e comparar com o valor em campo. Além disso, é importante mencionar que maior número de iterações o modelo numérico vai permitir observar a verdadeira profundidade de dano.

Nas Figuras 4.28 (a) e 4.28 (b), apresentam-se os resultados do primer cenário com valores de velocidade média de ejeção com valor de 5.41 m/s e profundidade de dano de 0.91 m com um total de 1'000,000 de iterações, equivalente a um tempo de solução de 7 horas. Além disso, nas Figura 4.28 (c) e 4.28 (d), são apresentados os resultados com um total 2'000,000 iterações, equivalentes a um tempo de 14 horas, com velocidade média de 5.44 m/s e profundidade de dano de 0.93 m. Por último, nas Figuras 4.28 (e) e 4.28 (f) apresenta resultados com um total de 3'000,000 iterações, equivalente a um tempo de solução de 24 horas, com velocidade média de ejeção de 3.47 m/s e profundidade de dano de 0.97 m.



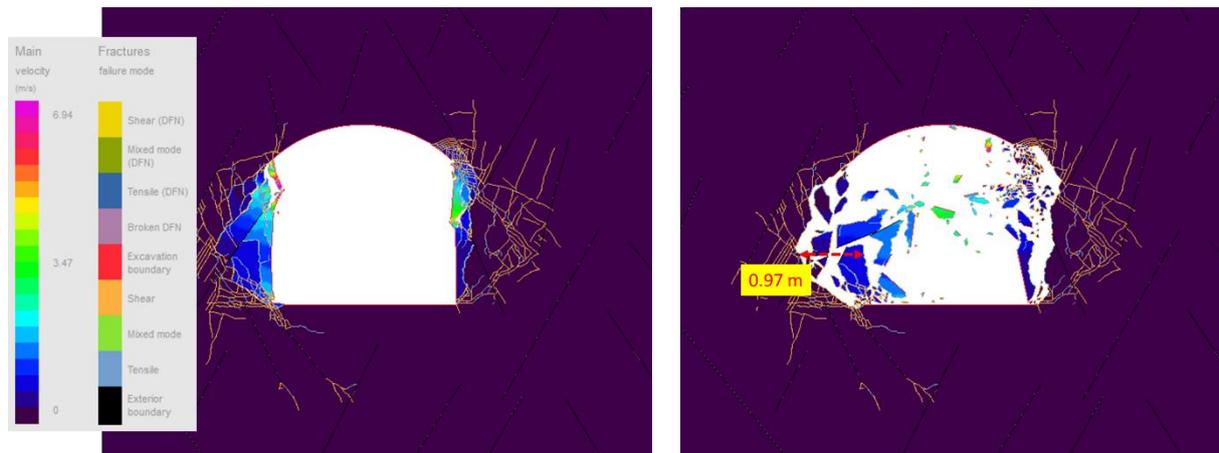
(a) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (b) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 1'000,000



(c) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (d) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 2'000,000



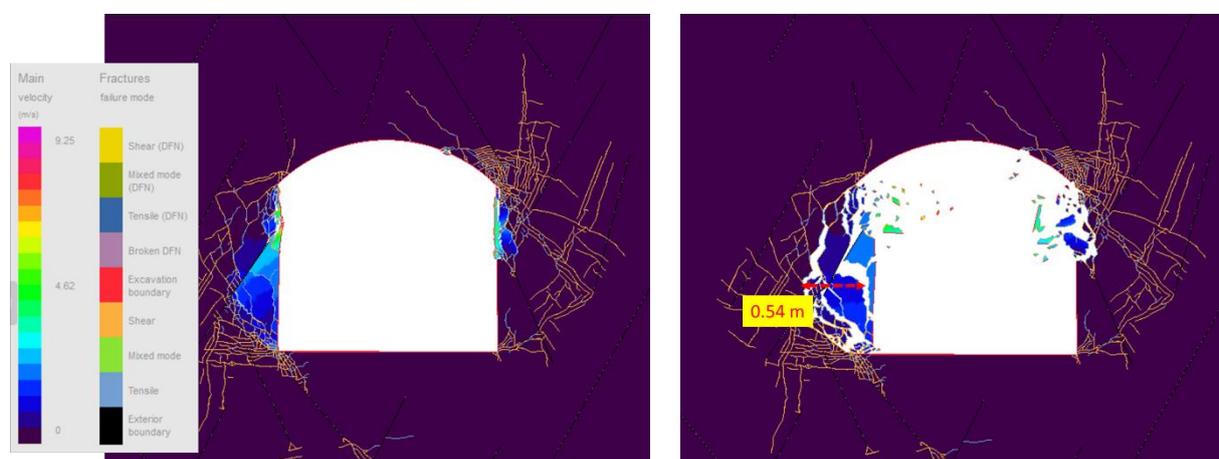
(e) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (f) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 3'000,000

Figura 4.28– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 70° com respeito ao eixo vertical e valor de $K_{máx}$ de 0.7

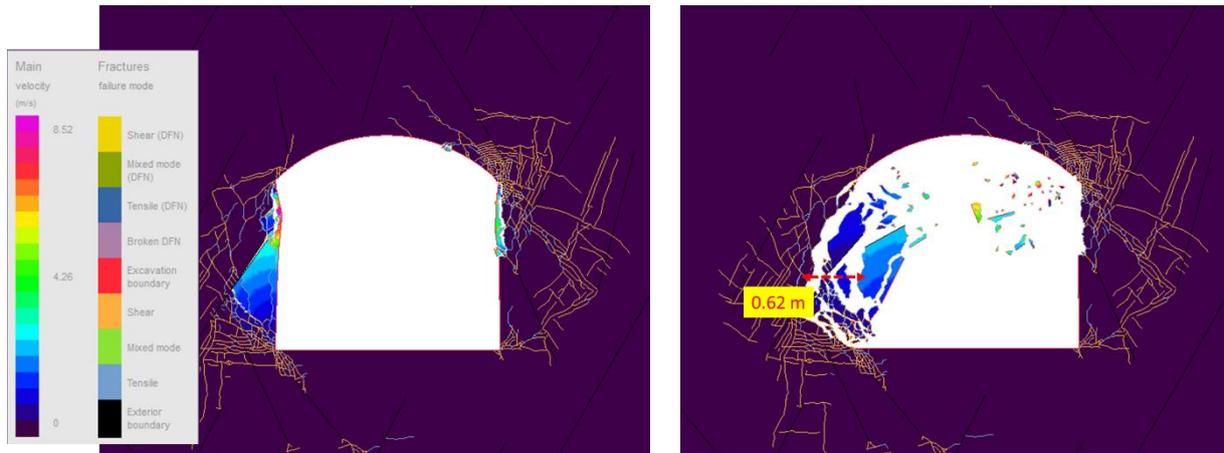
Com respeito na condição de orientação de mergulho de 75° e valor de $K_{máx}$ igual de 0.7, foi realizado com similares corridas da modelagem numérica com diferentes número de etapas e determinar as espessuras de dano de aquela condição e determinar uma média e comparar com o valor em campo.

Nas Figuras 4.29 (a) e 4.29 (b), apresentam-se os valores do segundo cenário, onde a velocidade média de ejeção é de 4.62 m/s e a profundidade de dano é de 0.54 m, com um total de 1'000,000 iterações. Além disso, nas Figura 4.29 (c) e 4.29 (d), são apresentados os resultados com um total de 2'000,000 iterações com velocidade média de 4.26 m/s e profundidade de dano 0.62 m. Por último, nas Figuras 4.29 (e) e 4.29 (f), são apresentados os resultados com um total de 3'000,000 de iterações, com velocidade média de ejeção de 5.03 m/s e profundidade de dano de 0.63 m.



- (a) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (b) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 1'000,000



- (c) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (d) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 2'000,000



- (e) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (f) Espessura de dano da escavação subterrânea

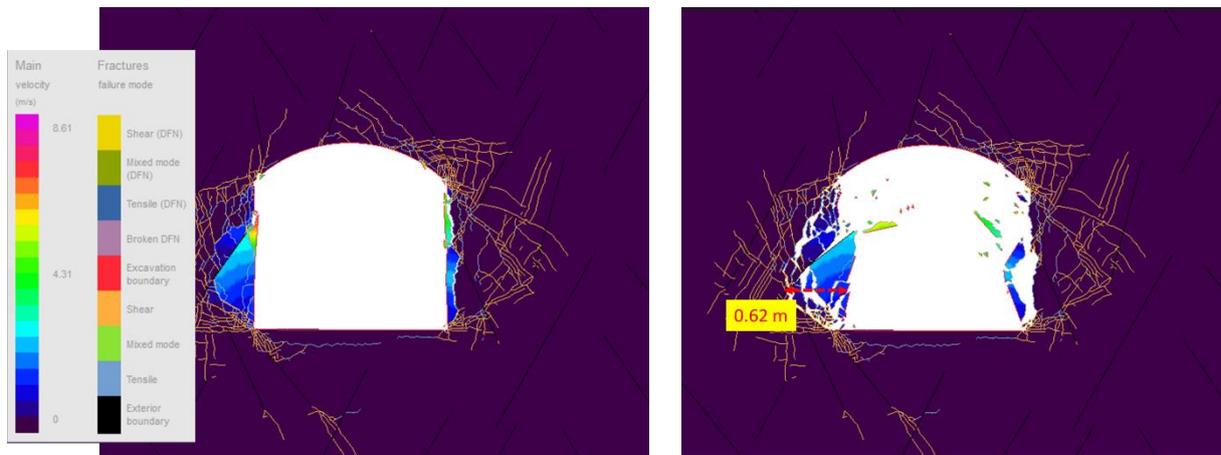
Número de iterações: 3'000,000

Figura 4.29– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 75° com respeito ao eixo vertical e valor de $K_{m\acute{a}x}$ de 0.7

No último cenário, apresenta-se na condição de orientação de mergulho de 75° e valor de $K_{m\acute{a}x}$ igual de 0.8, foi realizado com iterações de 1'000,000, 2'000,000 e 3'000,000, de maneira de determinar as espessuras de dano dessa condição e compará-las com o cenário observado em campo.

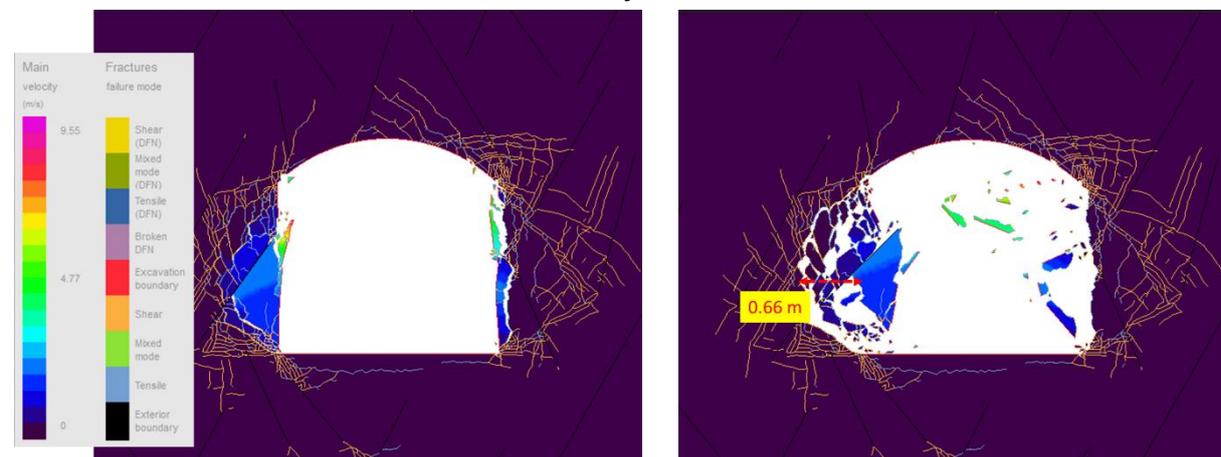
Nas Figuras 4.30 (a), 4.30 (b), apresentam-se os valores de velocidade média de ejeção, com um valor de 4.31 m/s e profundidade de dano de 0.62 m com simulações de 1'000,000 de iterações. Além disso, nas Figura 4.30 (c) e 4.30 (d), são apresentados resultados com um total de 2'000,000 de iterações, com velocidade média de 4.77 m/s e profundidade de dano de 0.66 m. Por último, nas Figuras 4.30 (e) e 4.30 (f), são apresentados resultados com um total de 3'000,000

iterrações, com velocidade média de ejeção de 4.31 m/s e profundidade de dano de 0.67 m.



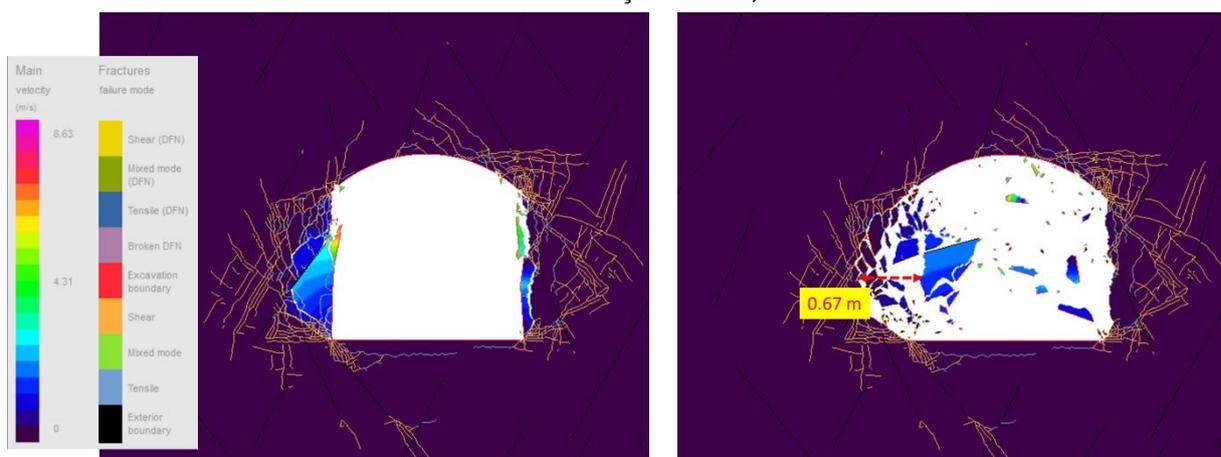
(a) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (b) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterrações: 1'000,000



(c) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (d) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterrações: 2'000,000



(e) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea (f) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterrações: 3'000,000

Figura 4.30– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 75° com respeito ao eixo vertical e valor de $K_{máx}$ de 0.8

Na Tabela 4.17, são apresentados os valores médios de espessura de dano para diferentes números de iterações da modelagem numérica, assim como tempo total da execução de cada modelo numérico.

Tabela 4.17– Valores da espessura de dano para diferentes orientações de tensões In-Situ

| Configuração do modelo numérico | Orientação Tensões in situ* (°) | K _{máx} | σ_1 (MPa) | σ_3 (MPa) | Número de etapas de tempo | Tempo (hr) | Espessura dano (m) | Espessura média de dano(m) |
|---------------------------------|---------------------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------------|------------|--------------------|----------------------------|
| Modelo Numérico I | 70 | 0.7 | 22.5 | 14.1 | 1'000,000 | 7.0 | 0.91 | 0.94 |
| | | | | | 2'000,000 | 14.0 | 0.93 | |
| | | | | | 3'000,000 | 21 – 24 | 0.97 | |
| Modelo Numérico II | 75 | 0.7 | 25.0 | 16.0 | 1'000,000 | 7.0 | 0.54 | 0.60 |
| | | | | | 2'000,000 | 14.0 | 0.62 | |
| | | | | | 3'000,000 | 21 – 24 | 0.63 | |
| Modelo Numérico III | 75 | 0.8 | 24.7 | 19.7 | 1'000,000 | 7.0 | 0.62 | 0.65 |
| | | | | | 2'000,000 | 14.0 | 0.66 | |
| | | | | | 3'000,000 | 21 – 24 | 0.67 | |

De acordo com as análises, é importante ressaltar que, para uma inclinação de 75° e um K_{máx} de 0.7, o resultado é semelhante ao ocorrido no By 8707W, já que apresenta mesma espessura de dano de 0,60 metros. Portanto, esse evento, por meio da modelagem numérica FEM/DEM, não é apenas condicionado pelas condições de profundidade e propriedades da rocha, já que deve considerar-se condições das descontinuidades como o tipo de preenchimento, quartzito, que geram condições de *rockburst*.

4.9.4.

Cálculo de energia de ejeção no túnel By 8707 W - Nv. 516

Para determinar o valor de energia cinética e velocidade média de ejeção, foram calculados os valores de velocidade para cada elemento ejetado e os valores de energia cinéticas individuais de cada elemento. Portanto, a energia cinética acumulada no contorno da escavação a partir da soma de elementos finitos é de 4,72 kJ/m² e uma velocidade média de 2,63 m/s, assim com um valor de comprimento de 0,60 metros. A seguir, estão apresentados os valores de

velocidades e energia cinéticas individuais de cada elemento finito do software *Irazu*.

Tabela 4.18– Cálculo de energia cinética de ejeção dos blocos

| Número de Elementos | Nº Bloque | Σ Áreas elementos (m ²) | Σ Massa elementos (kgr/m ²) | Velocidade média (m/seg) | Σ Energia cinética (kJ/m ²) |
|---------------------|-----------|--|--|--------------------------|--|
| 112020 | 1 | 0.145 | 405.7 | 1.59 | 0.513 |
| | 2 | 0.028 | 77.6 | 1.59 | 0.098 |
| | 3 | 0.018 | 50.4 | 1.59 | 0.064 |
| | 4 | 0.136 | 379.7 | 2.46 | 1.149 |
| | 5 | 0.032 | 88.8 | 2.46 | 0.269 |
| | 6 | 0.075 | 211.1 | 2.46 | 0.639 |
| | 7 | 0.014 | 38.6 | 4.26 | 0.351 |
| | 8 | 0.010 | 28.3 | 4.82 | 0.329 |
| | 9 | 0.010 | 28.8 | 1.6 | 0.037 |
| | 10 | 0.041 | 114.8 | 4.6 | 1.215 |
| | 11 | 0.018 | 49.0 | 1.6 | 0.063 |

4.9.5.

Retro análise do evento túnel de extração: By 8596 E - Nv. 470

Considerando-se as condições de orientação de tensões principais e $K_{máx}$ calculados no item anterior, foi realizado uma segunda retro análise no evento ocorrido no By 8596E. Aquele evento foi registrado no contorno da escavação, a uma profundidade de 900 metros da superfície. Na Figura 4.31, apresenta-se malha na zona de estudo considerando-se diferentes subdomínios na discretização.

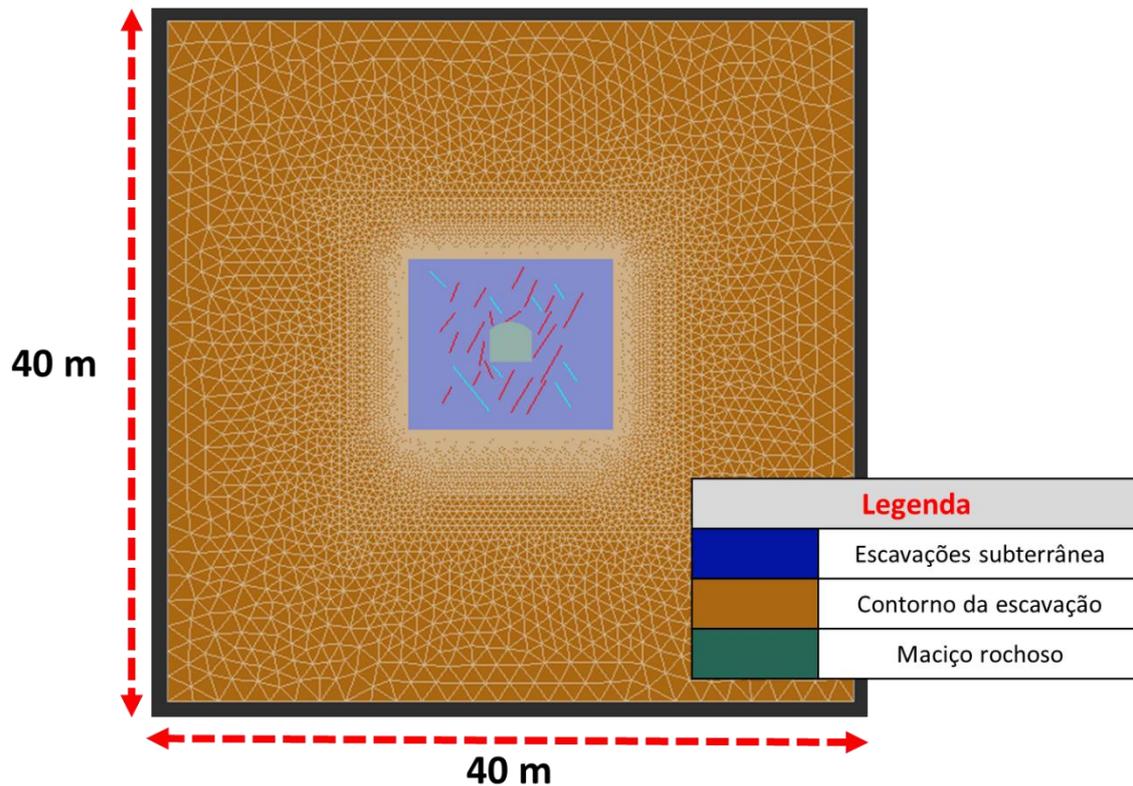


Figura 4.31– Modelagem numérica FEM/DEM no By 8596 – Nv 470

Na Figura 4.32, apresenta-se a malha da modelagem numérica detalhando as condições das descontinuidades encontradas na mina subterrânea a partir dos mapeamentos geotécnicos. O tamanho dos elementos no contorno da escavação subterrânea é de 3 cm no maciço rochoso; além disso, apresenta-se um tamanho de elemento de 10 cm, de modo a representar as condições de *rockburst* e ejeção da rocha.

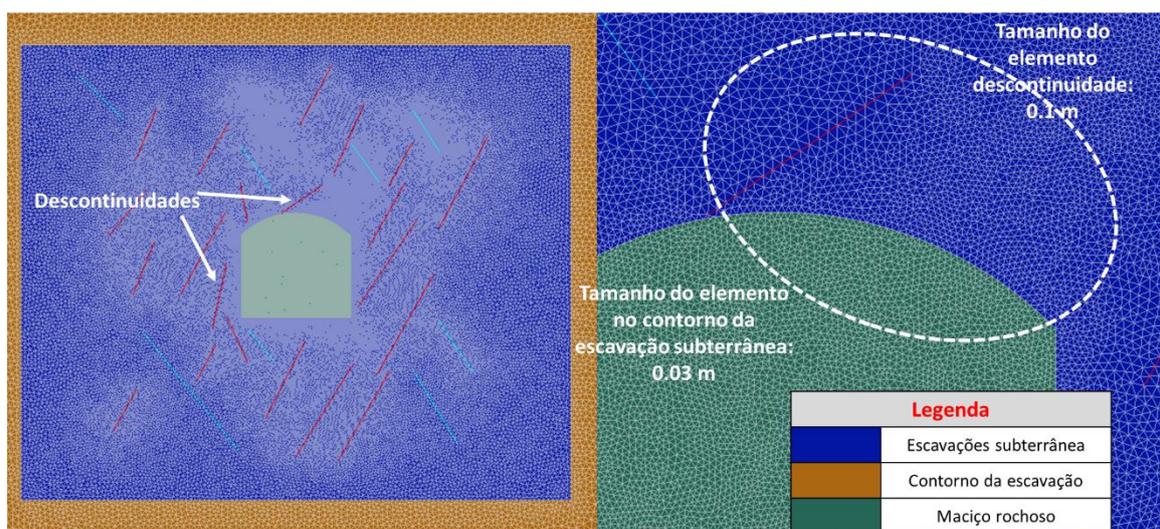


Figura 4.32– Malha dos elementos finitos no teto da escavação subterrânea onde ocorreu dano

Adicionalmente, são apresentadas as propriedades do maciço rochoso e das descontinuidades que foram inseridas no modelo numérico neste evento ocorrido em junho de 2023.

Tabela 4.19– Propriedades do modelo numérico para o maciço rochoso

| Parâmetro | Unidade | Parâmetro numérico |
|---------------------------------------|----------------|---------------------------|
| <i>Modulo de Young</i> | Pa | $2.2 \cdot 10^{10}$ |
| <i>Poisson</i> | - | 0.14 |
| <i>Penalidade normal (pn)</i> | Pa/m | $6.5 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Penalidade tangencial (pr)</i> | Pa/m | $6.5 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Coefficiente de atrito</i> | - | 1.2 |
| <i>Coesão</i> | Pa | $1.2 \cdot 10^7$ |
| <i>Resistência à tração</i> | Pa | $1.0 \cdot 10^7$ |
| <i>Energia da fratura - Modo I**</i> | N/m | 58 |
| <i>Energia da fratura - Modo II**</i> | N/m | 580 |

Tabela 4.20– Propriedades do modelo numérico para descontinuidades

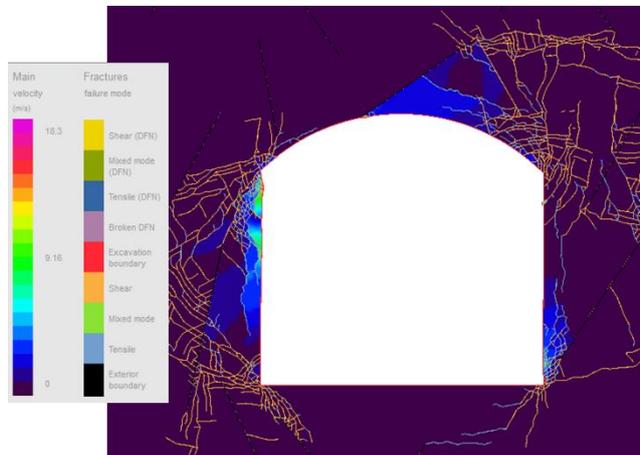
| Parâmetro | Unidade | Parâmetro numérico |
|---------------------------------------|----------------|---------------------------|
| <i>Coefficiente de atrito</i> | - | 0.6 |
| <i>Resistência à tração</i> | Pa | $1.0 \cdot 10^6$ |
| <i>Coesão</i> | Pa | $1.4 \cdot 10^6$ |
| <i>Penalidade normal (pn)</i> | Pa/m | $5.0 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Penalidade tangencial (pr)</i> | Pa/m | $6.5 \cdot 10^{11}$ |
| <i>Energia da fratura - Modo I**</i> | N/m | 150 |
| <i>Energia da fratura – Modo II**</i> | N/m | 950 |

* Modelling of Hard Rockmasses with Non-Persistent Joints to Assess the Stress Induced Damage of Deep Excavations (Vazaios, 2018)

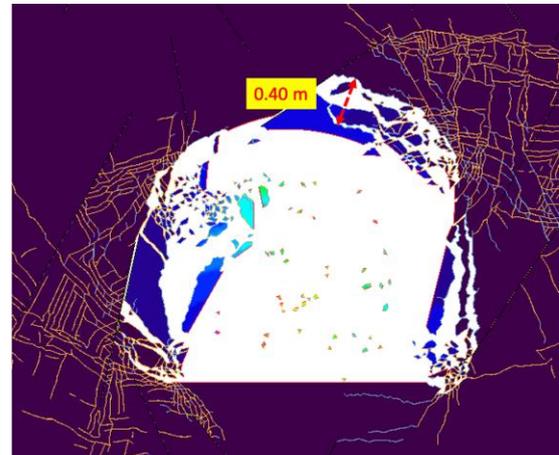
** Estudo experimental para determinação da tenacidade à fratura ao Modo II (KIIC) através de ensaios DNBD (Peçanha, 2024)

Nas Figuras 4.33 (a), 4.33 (b), são apresentados os valores de velocidade média de ejeção, com um valor de 9.16 m/s e profundidade de dano de 0.40 m, com um total de 1'000,000 de iterações e tempo de solução de 7 horas. Além disso, nas Figura 4.33 (c) e 4.33 (d), são apresentadas soluções com um total de

2'000,000 e um tempo de solução de 14 horas, com resultados de velocidade média de 6.38 m/s e uma profundidade de dano de 0.40 m. Por último, nas Figuras 4.33 (e) e 4.33 (f), são apresentados resultados com um total de 5'000,000 de iterações e um tempo de solução de 24 horas, com resultados de velocidade média de ejeção de 3.56 m/s e 0.45 m de profundidade de dano.

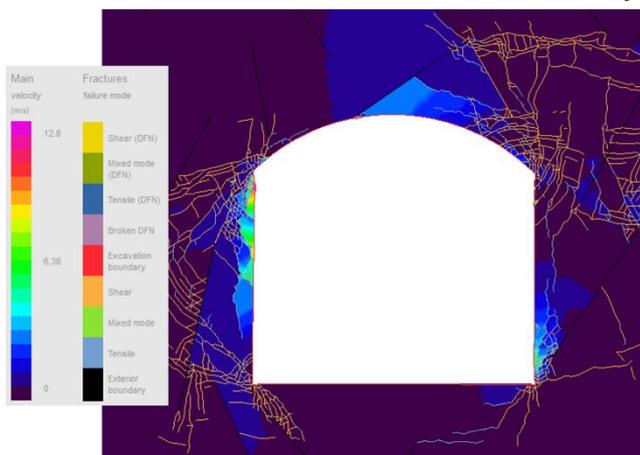


(a) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea

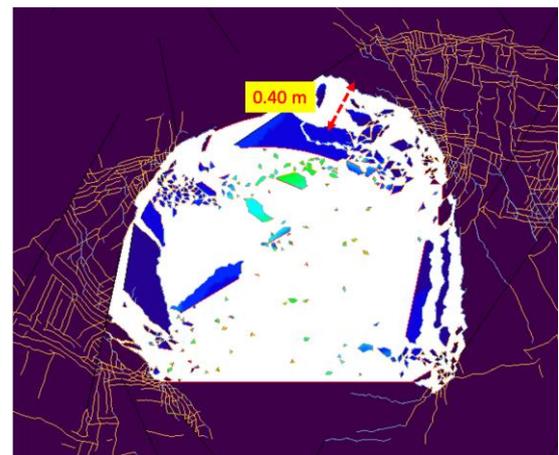


(b) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 1'000,000

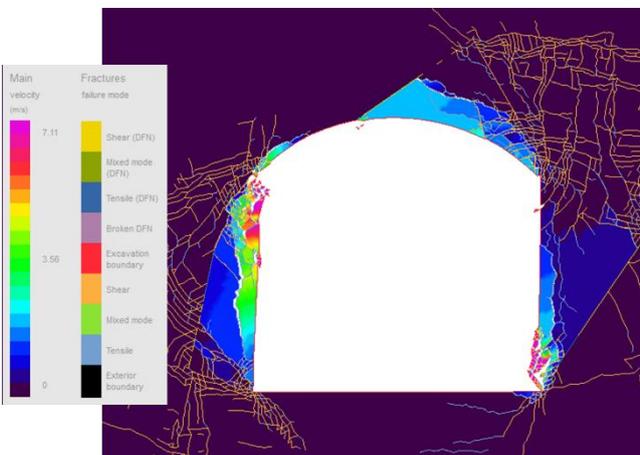


(c) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea

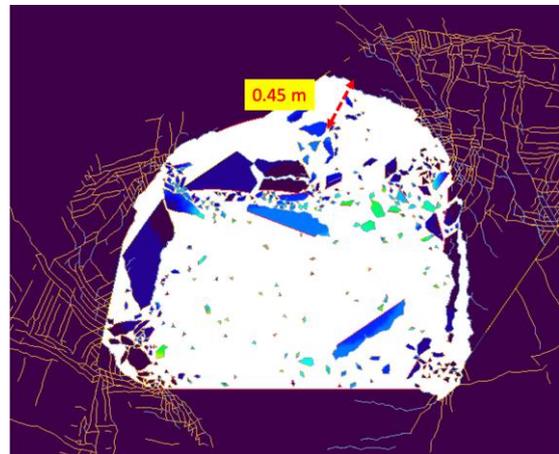


(d) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 2'000,000



(e) Velocidade inicial de ruptura da escavação subterrânea



(f) Espessura de dano da escavação subterrânea

Número de iterações: 5'000,000

Figura 4.33– Modelagem numérica FEM/DEM em condições com mergulho de 75° com respeito ao eixo vertical e valor de $K_{máx}$ de 0.7

Na Tabela 4.21, apresenta-se o valor média da espessura de dano, assim como deferentes iterações e tempo total da execução de cada modelo numérico.

Tabela 4.21– Valores de espessura de dano no retro análises no segundo evento sísmico

| Configuração do modelo numérico | Orientação Tensões in situ* (°) | $K_{máx}$ | σ_1 (MPa) | σ_3 (MPa) | Número de etapas de tempo | Tempo (hr) | Espessura dano (m) | Espessura média de dano(m) |
|---------------------------------|---------------------------------|-----------|------------------|------------------|---------------------------|------------|--------------------|----------------------------|
| Modelo Numérico I | 75 | 0.7 | 25.0 | 16.0 | 1'000,000 | 7.0 | 0.40 | 0.42 |
| | | | | | 2'000,000 | 14.0 | 0.40 | |
| | | | | | 5'000,000 | 21 – 24 | 0.45 | |

O último passo envolveu a determinação da energia cinética de cada um dos elementos finitos, levando em consideração o peso específico tanto para as paredes laterais esquerda e direita, e determinando o valor total de energia cinética de ejeção, que foi de 16.2 kJ/m², com uma velocidade média de 3.26 m/seg e uma espessura média de dano de 0.42 m.

Tabela 4.22– Cálculo de energia cinética ao momento da ejeção dos blocos ejetados

| Número de Elementos | N° Bloco | Σ Áreas elementos (m ²) | Σ Massa elementos (Kg/m ²) | Velocidade (m/seg.) | Σ Energia cinética (kJ/m ²) |
|---------------------|----------|--|---|---------------------|--|
| 111484 | 1 | 0.28 | 785.7 | 1.7 | 1.16 |
| | 2 | 0.09 | 246.4 | 4.8 | 2.86 |
| | 3 | 0.23 | 638.4 | 2.5 | 2.06 |
| | 4 | 0.10 | 277.2 | 7.1 | 7.01 |
| | 5 | 0.01 | 15.7 | 3.6 | 0.10 |
| | 6 | 0.22 | 609.6 | 2.5 | 1.86 |
| | 7 | 0.12 | 336.6 | 1.9 | 0.61 |
| | 8 | 0.11 | 294.6 | 1.9 | 0.53 |

4.9.6. Determinação das curvas de velocidades de ejeção em função do coeficiente de ângulo de atrito

De acordo com as condições do ângulo de atrito das descontinuidades, foi realizada uma análise da relação entre velocidades e energia cinética de ejeção. É importante mencionar que as condições de *rockburst* são geradas pela interseção das orientações das descontinuidades que apresentam características de preenchimento e rugosidade. Por tanto, foram determinadas curvas de velocidade em função das características próprias das descontinuidades através da modelagem numérica FEM/DEM em diferentes cenários de coeficiente de ângulo de atrito, tomando como referência o valor de 0,4 como valor inicial do ângulo de atrito do quartzito de acordo com Salinas (2018). Na Tabela 4.23, apresenta-se o resumo dos valores de energia cinética de ejeção para diferentes condições de coeficiente de ângulo de atrito.

Tabela 4.23– Energia de velocidade de ejeção para diferentes coeficientes de ângulos de atrito

| Espessura de dano (m) | Coeficiente de atrito | Σ Áreas elementos (m ²) | Σ Massa elementos (kg/m ²) | Velocidades média (m/seg.) | Σ Energia cinética (kJ/m ²) |
|-----------------------|-----------------------|--|---|----------------------------|--|
| 0.80 | 0.4 | 0.8 | 2265.8 | 5.30 | 17.6 |
| | | 0.6 | 1624.6 | 6.20 | 34.7 |
| | | 0.9 | 2562.2 | 4.53 | 8.9 |
| 0.70 | 0.5 | 0.7 | 1841.0 | 4.70 | 15.3 |
| | | 1.3 | 3704.1 | 5.83 | 30.4 |
| | | 1.1 | 1510.8 | 5.31 | 27.3 |
| 0.50 | 0.6 | 1.2 | 3267.3 | 3.26 | 16.2 |
| | | 0.9 | 2282.2 | 3.04 | 5.7 |
| | | 0.8 | 2429.0 | 2.76 | 6.8 |
| | | 0.9 | 1889.7 | 2.80 | 6.1 |

Por último, são apresentadas as relações entre velocidades e energia cinética de acordo com as condições de coeficiente de ângulo de atrito, que precisam ser calibradas com outros eventos de *rockburst*. Na Figura 4.34,

apresentam-se as curvas de projeto a partir dos valores da modelagem numérica em diferentes condições de preenchimento e rugosidade.

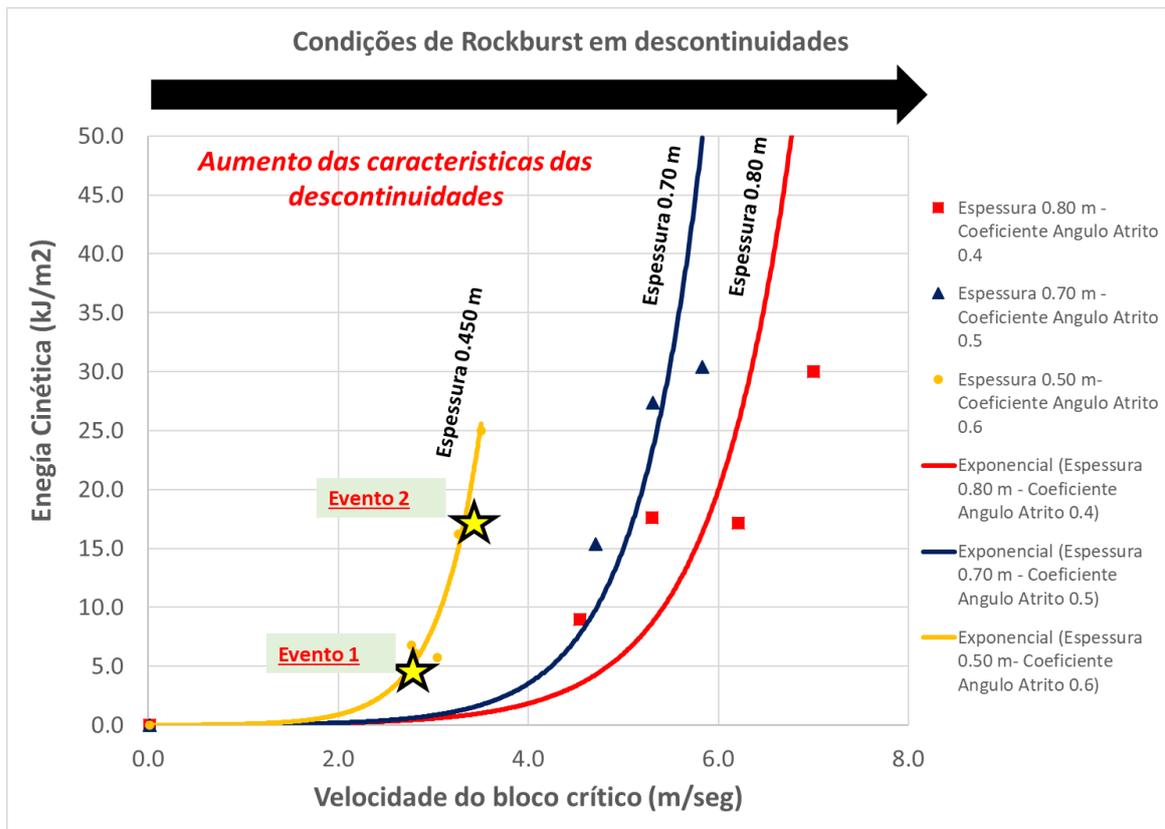


Figura 4.34– Relação entre velocidade de ejeção e energia cinética em função do ângulo de atrito das descontinuidades

5. DETERMINAÇÃO DO TIPO DE SUPORTE DINÂMICO

5.1. Suporte atual na mina subterrânea

Na mina subterrânea, está sendo feito uso de tirantes helicoidais com 1.5 m de comprimento e espaçamento de 1.7 m. Além disso, utiliza-se tela eletrosoldada como elemento de retenção. Na Figura 5.1, é apresentada a configuração em seção do túnel subterrâneo.

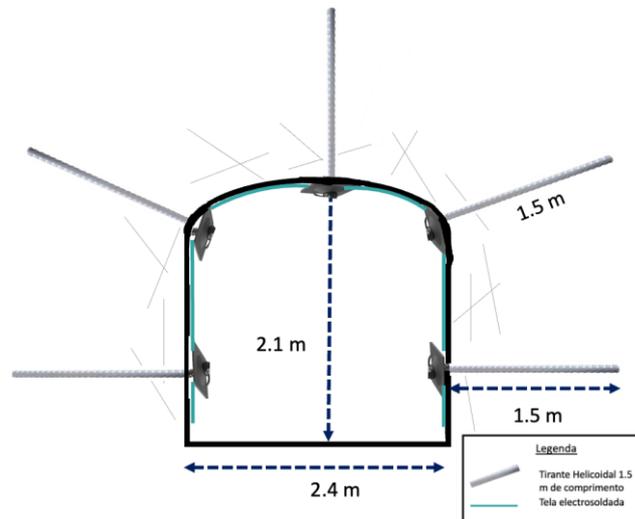


Figura 5.1– Sistema de suporte atual na mina subterrânea

É importante especificar que, para empregar um suporte em mineração subterrânea, consideram-se os avanços de desmonte por turmas de trabalho, sendo que os avanços na mineração subterrânea são de 3,0 metros por dia. Considerando essa configuração, na mina atualmente tem-se um espaçamento de suporte de 1.7 m na direção do avanço no túnel e, na direção horizontal, um espaçamento de 1.2 m, assim de considerar um elemento de retenção como tela eletrosoldada. Na Figura 5.2, apresenta-se a configuração mencionada anteriormente.

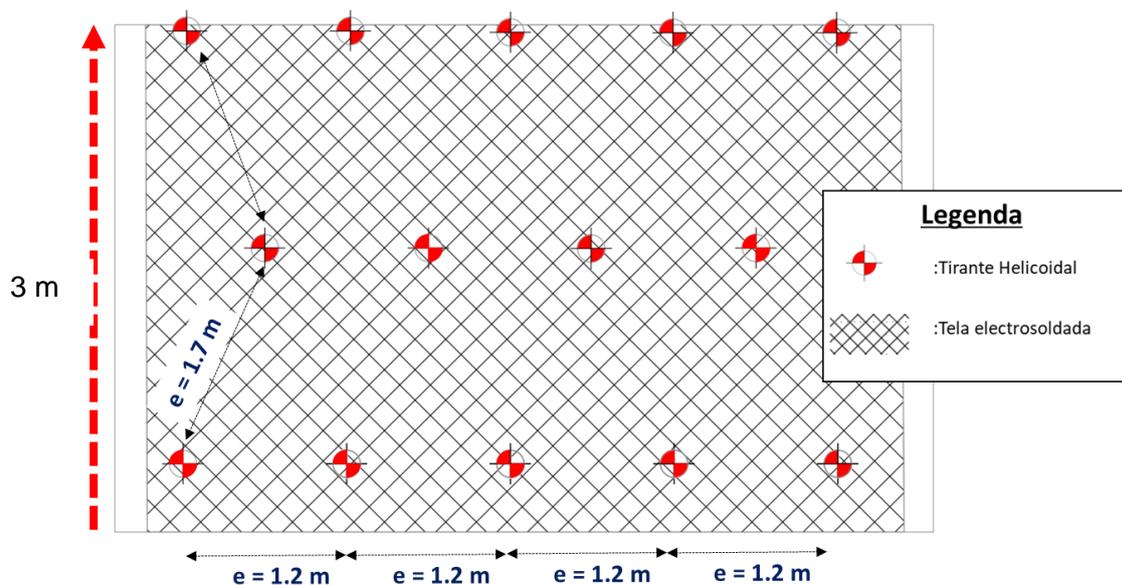


Figura 5.2– Configuração do sistema suporte atual na mina subterrânea considerando teto e paredes do túnel subterrâneo com avance de 3 m

Na Figura 5.3, é apresentado um esquema de avanço do tipo de suporte no teto do túnel com espaçamento de 1,7 m em tirantes helicoidais e tela eletrosoldada.

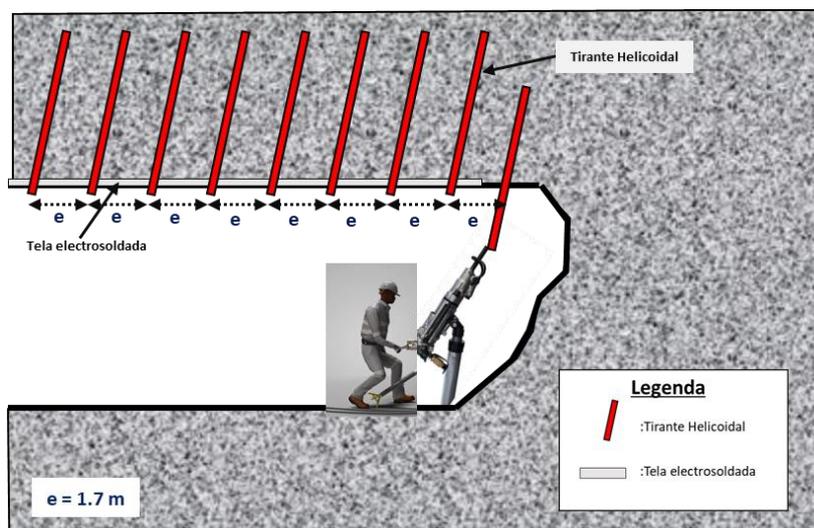


Figura 5.3– Configuração do sistema de suporte atual na mina subterrânea.

5.2.

Capacidade de suporte em função da energia cinética de ejeção atual

A capacidade de suporte dinâmico será calculada como a razão entre a energia disponível (capacidade) do sistema de suporte e a energia liberada (demanda) durante o evento sísmico. Nesse contexto, o valor da capacidade de suporte dinâmico para eventos sísmicos é considerado entre os valores de 1,2 e 1,5 (Kaiser, 1996)

$$\text{Capacidade Suporte Dinamico} = \frac{\text{Energia disponivel (Suporte)}}{\text{Energia Liberada (Demanda de Energia)}}$$

De acordo com os valores de energia dinâmica determinados através dos resultados da modelagem numérica para os eventos dos túneis By 8707W (Evento 1), a energia cinética é de 4,60 KJ/m², enquanto para o evento By 8596E é de 16,2 KJ/m².

Na Tabela 5.1, são apresentados os detalhes os valores de capacidades de suporte em tirante helicoidais com valores de 1,5 KJ/m² (Ver Tabela 2.7 do item 2.8.1.1) de acordo com Cai & Kaiser (2018), e tela eletrosoldada com energia de 5,0 KJ/m² (Ver Tabela 2.10 do item 2.8.12) em condição de máximo deslocamento. A partir dos resultados da modelagem numérica, a razão entre ambos vai determinar a capacidade de suporte dinâmico. Dito isto, no evento 1 (By 8707W), apresenta-se um valor de capacidade de suporte de 1,41; por outro lado, no evento 2 (By 8596E), apresenta-se um valor de 0,40.

Tabela 5.1– Cálculo da capacidade de suporte dinâmico em condições atuais na mina subterrânea

| Alternativas de projeto | Sistema de suporte atual | | Energia liberada (kJ/m ²) | Energia disponível (suporte) | | Capacidade de suporte dinâmico (FS) |
|-------------------------|--|----------------------|---------------------------------------|--|---|-------------------------------------|
| | Elemento de reforço | Elemento de retenção | | Capacidade média de reforço (kJ/m ²) | Capacidade de retenção (kJ/m ²) | |
| | | | | | | |
| Evento 2 | Tirante helicoidal de 5ft (1.5 m) com espaçamento de 1.7 x 1.2 m | Tela eletrosoldada | 16.2 | 1.5 | 5 | 0.40 |

5.3. Recomendação de novos projetos de suporte em função da energia cinética

Na finalidade do projeto de suporte, é determinar uma combinação entre um elemento de suporte de reforço e um elemento de retenção. Para isso, é necessário fazer diferentes configurações considerando o espaçamento de tirantes e a colocação de uma ou dupla tela eletrosoldada para alcançar um fator de segurança entre uma faixa de 1.2 a 1.5, de acordo com Kaiser (1996).

Seleção do tipo suporte e elementos de energia máxima seguirão as recomendações de elementos de suporte e retenção (Cai & Kaiser, 2018), assim como as recomendações de Masoudi & Sharifzadeh (2018), mencionadas no item 2.8.1. Na Tabela 5.2, é apresentado o primer projeto de combinação de tirante helicoidal de 5 pés com espaçamento de 1.5 e 1.2 m e dupla tela eletrosoldada. Considerando-se parâmetros de capacidade média de reforço para tirante helicoidal de 1.5 kJ/m² (Ver Tabela 2.7 do item 2.8.1.1) e valores de retenção de dupla tela eletrosoldada de 10 kJ/m² (Ver Tabela 2.10 do item 2.8.1.2).

Por último, realiza-se uma comparação entre a energia liberada do maior evento, que é de 16.2 kJ/m². O resultado é um fator de segurança dinâmico de 0.72, indicando que aquela configuração não será adequada (Kaiser, 1996).

Tabela 5.2– Projeto 1 de suporte dinâmico em condições de altas tensões

| Alternativas de projeto | Sistema de suporte recomendado | | Energia liberada (kJ/m ²) | Energia disponível (suporte) | | Capacidade de suporte dinâmico (FS) |
|-------------------------|---|----------------------|---------------------------------------|--|---|-------------------------------------|
| | | | | Capacidade média de reforço (kJ/m ²) | Capacidade de retenção (kJ/m ²) | |
| | Elemento de reforço | Elemento de retenção | | | | |
| Projeto 1 | Tirante helicoidal de 5 ft (1.5 m) com espaçamento de 1.5x1.2 m | Dupla eletrosoldada | 16.2 | 1.5 | 10 | 0.72 |

Na Figura 5.4, é apresentada a configuração do projeto 1 vista em planta da distribuição de tirantes em três filas para um avanço de 3 m. Além disso, considera-se um menor espaçamento na direção de avanço, reduzindo de 1.7 para 1.5 m. Na Figura 5.5, são apresentados os detalhes de um tirante helicoidal.

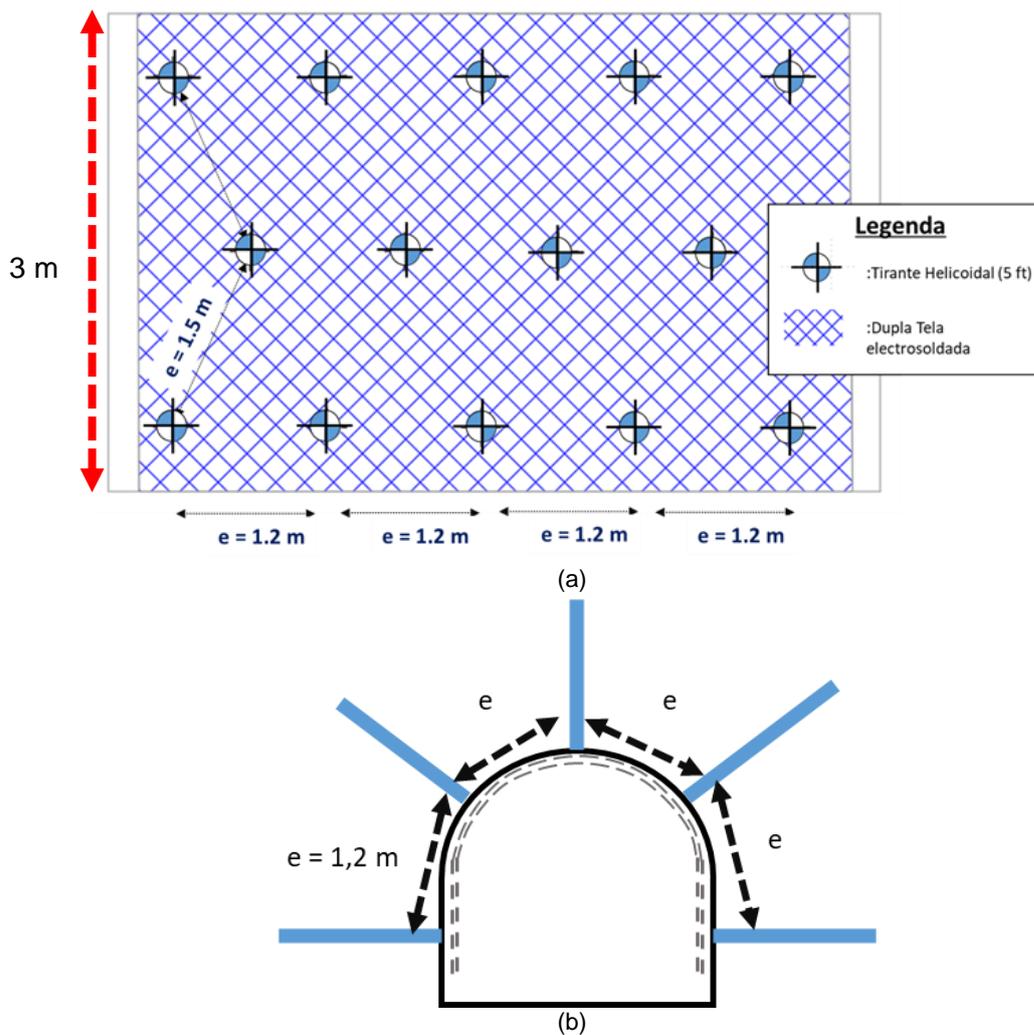


Figura 5.4– (a)Vista Planta da combinação de projeto de suporte 1: Tirante helicoidales e dupla tela eletrosoldada com avance de 3 m. (b) Vista seção do projeto de suporte 1

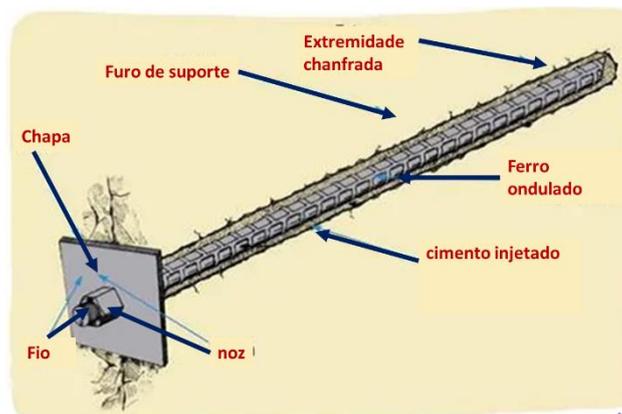


Figura 5.5– Tirante do tipo helicoidal (Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2004)

Na Tabela 5.3, apresenta-se o sistema de suporte recomendado com suporte de *split sets*, que permite um sistema de suporte que trabalha de maneira expansiva, e de capacidade média de reforço de 5.0 kJ/m^2 (Ver Tabela 2.7 do item

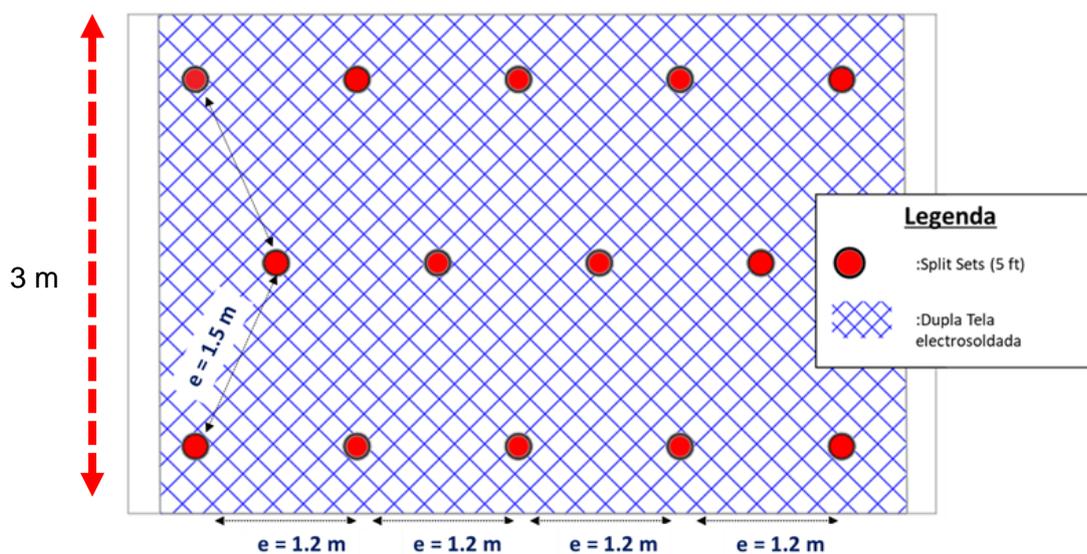
2.8.1.1) com dimensões de 1.5 m de comprimento e espaçamento de 1.5 x 1.2 m. Com respeito de elemento de retenção de dupla tela eletrosoldada apresenta uma capacidade de retenção de 10 kJ/m² (Ver Tabela 2.10 do item 2.8.1.2).

Finalmente, considerando-se uma capacidade de suporte com energia disponível de 15 kJ/m² e comparada com a energia liberada do maior evento, que é de 16.2 kJ/m², resulta em uma capacidade de suporte dinâmico de 0.93 que é menor considerando as recomendações de Kaiser (1996)

Tabela 5.3– Projeto 2 de suporte dinâmico em condições de altas tensões

| Alternativas de projeto | Sistema de suporte recomendado | | Energia liberada (kJ/m ²) | Energia disponível (suporte) | | Capacidade de suporte dinâmico (FS) |
|-------------------------|--|----------------------|---------------------------------------|--|---|-------------------------------------|
| | Elemento de reforço | Elemento de retenção | | Capacidade média de reforço (kJ/m ²) | Capacidade de retenção (kJ/m ²) | |
| Projeto 2 | Split set de 5 ft (1.5 m) com espaçamento de 1.5x1.2 m | Dupla eletrosoldada | 16.2 | 5.0 | 10 | 0.92 |

Na Figura 5.6, é apresentada a configuração do projeto 2 em imagem em planta considerando-se o teto e paredes da escavação considerando-se *split set* e dupla tela eletrosoldada. Na Figura 4.7, são apresentados os detalhes do elemento de reforço.



(a)

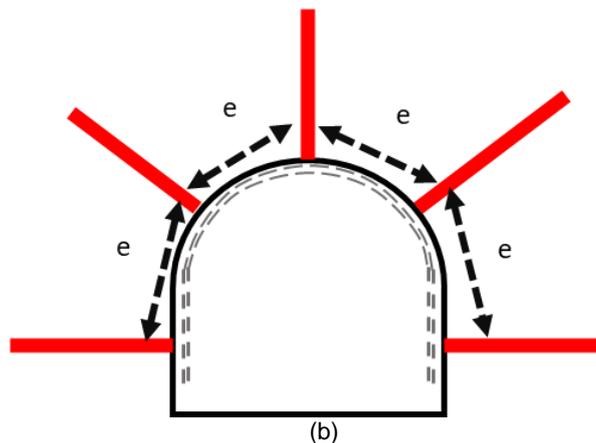


Figura 5.6– (a) Vista Planta da combinação de projeto de suporte 2: Split sets e dupla tela eletrosoldada com avance de 3 m. (b) Vista seção do projeto de suporte 2.

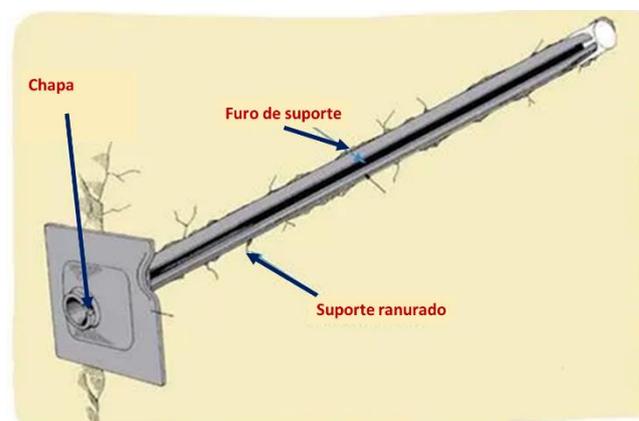


Figura 5.7– Tirante do tipo *split set* (Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2004)

Por último, o terceiro projeto de combinação de elementos de reforço é o tirante denominado *swellex*, que permite um sistema de suporte que trabalha de maneira expansiva, mas tem um maior rendimento e interação com o maciço rochoso em comparação com o Split Sets.

Na Tabela 5.4, apresenta-se o projeto 3 com capacidade média de reforço de 10 kJ/m^2 (Ver Tabela 2.7 do item 2.8.1.1) com dimensões de 1.5 m de comprimento e espaçamento entre filas de avance de 1.5 e espaçamento entre filas de 1.2 m, além de adicionar dupla tela eletrosoldada com capacidade de retenção de 10 kJ/m^2 . (Ver Tabela 2.10 do item 2.8.1.2).

Finalmente, o sistema de suporte tem um valor de energia disponível de 20 kJ/m^2 e comparando com a energia liberada do maior evento, que é de 16.2 kJ/m^2 , resulta em um fator de segurança dinâmico de 1.23, valor que é maior dentro das recomendações por Kaiser (1996)

Tabela 5.4– Projeto 3 de suporte dinâmico em condições de altas tensões

| Alternativas de projeto | Sistema de suporte atual | | Energia liberada (kJ/m ²) | Energia disponível (suporte) | | Fator de segurança dinâmico (FS) |
|-------------------------|--------------------------|----------------------|---------------------------------------|--|---|----------------------------------|
| | Elemento de reforço | Elemento de retenção | | Capacidade média de reforço (kJ/m ²) | Capacidade de retenção (kJ/m ²) | |
| | | | | | | |

Na Figura 5.8, apresenta-se a configuração do projeto 3 considerando-se swellex e dupla tela eletrosoldada. Na Figura 4.9, apresenta-se os detalhes do tipo de suporte.

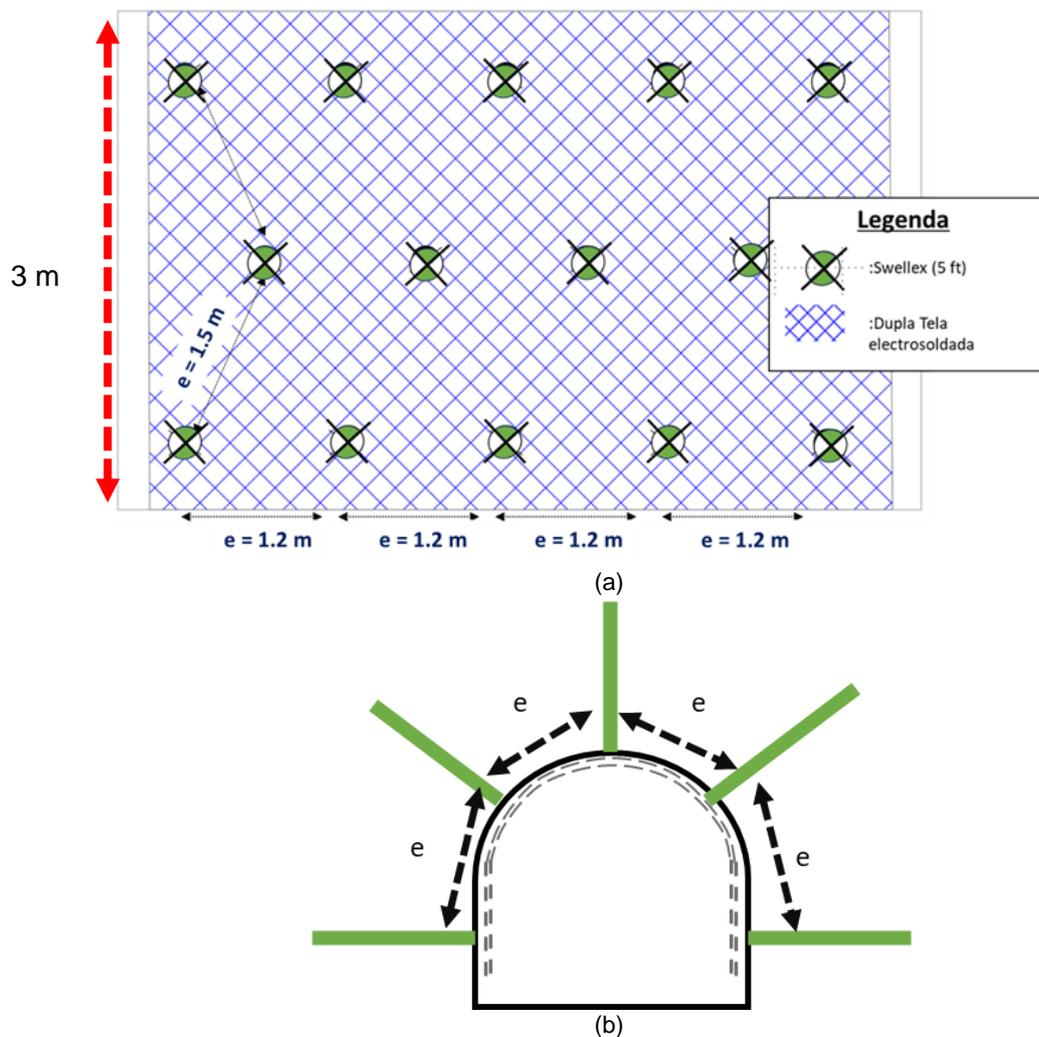


Figura 5.8– (a)Vista Planta da combinação de projeto de suporte 3: Swellex e dupla tela eletrosoldada com avance de 3 m. (b) Vista seção do projeto de suporte 3.

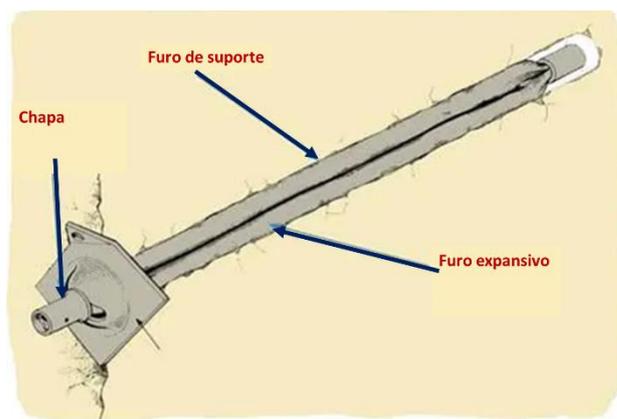


Figura 5.9– Tirante do tipo *swelllex* (Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2004)

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1. Conclusões

As principais conclusões que se pode extrair deste estudo são:

- I. As formulações empíricas da razão entre os valores das tensões principais e a resistência à compressão simples auxiliam na determinação das zonas de possíveis zonas de dano por eventos sísmicos.
- II. A partir dos ensaios de resistência à compressão e, complementados com ensaios de *Point Load Test* (PLT), determinou-se que o valor médio da resistência da rocha é de 118 Mpa, condição necessária para um evento de *rockburst*.
- III. O índice de qualidade do maciço rochoso em função da RMR_{89} apresenta um valor quantitativo que varia entre 60 e 65, de maneira de comprovar um maciço rochoso homogêneo. Além disso, observa-se que os valores do RQD indicam que o maciço rochoso não fraturado em diferentes corridas nos furos geotécnicos, resultando em condições geotécnicas de maciço rochoso rígido que pode propiciar eventos de *rockburst*.
- IV. As análises estatísticas das características de preenchimento indicam uma influência na ruptura violenta do maciço rochoso, o que pode resultar em eventos de *rockburst* durante a interação com o desmonte.
- V. A modelagem numérica no RS2 e formulações empíricas de dano em *rockburst*, permitiu determinar os possíveis cenários do mergulho da orientação das tensões principais.
- VI. A modelagem numérica FEM/DEM permitiu determinar um retro análises no evento ocorrido no By 8707 W, resultando em um valor de energia cinética de ejeção de 4.72 kJ/m², com uma velocidade de 2.63 m/s. Além disso, foi observada uma espessura de dano no contorno da escavação de 0.60 m, valor este que foi registrado e comparado em campo.
- VII. No segundo evento ocorrido em By 8596 E, a modelagem numérica FEM/DEM permitiu determinar o valor da energia cinética de ejeção de

16.2 kJ/m², com uma velocidade de 3.26 m/s, e uma espessura de dano de 0.42 m, de acordo com o valor comparado em campo.

- VIII. Foram criadas curvas de velocidade com base nas características geotécnicas específicas da mina subterrânea como são qualidade do maciço rochoso e tipo de preenchimento, a fim de registrar os eventos sísmicos e acumular informações sobre futuros eventos de *rockburst*.
- IX. O procedimento numérico FEM/DEM permitiu determinar o valor da energia cinética e identificar o tipo de suporte adequado necessário em escavações subterrâneas.

6.2. Recomendações em futuros trabalhos

As principais recomendações em curto prazo e trabalhos futuros são:

- I. É necessário continuar os procedimentos de mapeamento geotécnico estrutural detalhado em cada família de descontinuidades e falhas, com o objetivo de determinar o tipo de preenchimento e rugosidade que possam ocasionar um possível evento de *rockburst*.
- II. É importante complementar com ensaios de laboratório geotécnicos, como são resistência a compressão simples, tração, ensaios triaxiais e ensaios da tenacidade da fratura, de maneira de atualizar o modelo numérico.
- III. É importante realizar ensaios de análise de tenacidade de fratura para determinar o tipo de propagação predominante ao início da fratura, e realizar análises de sensibilidade em função da energia de fratura dos tipos I e II, como parâmetros iniciais para a propagação de eventos sísmicos.
- IV. Realizar um modelo numérico de forma global, vai permitir estudar as interações entre as escavações subterrâneas entre menor e maior porte, a fim de analisar as mudanças nas tensões no contorno dos túneis de extração.
- V. Atualizar as curvas de velocidade de ejeção de blocos críticos de acordo com características de cada tipo de preenchimento e rugosidade que se apresentem nas escavações subterrâneas.
- VI. Fazer ensaios de resistência da tração em descontinuidades de maneira de analisar as possíveis origens dos eventos de *rockburst*.
- VII. Determinar um tipo de suporte dinâmico flexível para conter o possível material projetado originado por um *rockburst*.

- VIII. Realizar ensaios de ruptura para determinar a capacidade de absorção de energia para um tipo de suporte seja em tirante ou telas, a fim de estabelecer os valores de energia cinética de ejeção.
- IX. Realizar ensaios de *overcoring* para determinar as tensões in situ e calibrar o modelo numérico.
- X. Realizar instrumentação geotécnica de maneira de determinar um registro de eventos sísmicos e calibração da modelagem numérica.

7. REFERENCIAS

- Aguilera Tiznado, L., Villalobos Cifuentes, S., & Villalobos Jara, F. (2018). Metodología para la evaluación del potencial de estallidos de roca y diseño de soporte dinámico en túneles mediante modelamiento numérico. *Simposio de habilitación profesional departamento de Ingeniería Civil*. Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- Anderson, E. (1951). *The Dynamics of Faulting (2nd Edition)*. Edinburgh: Oliver & Boyd.
- Arcaro, C., Villaescusa, E., Hassell, R., Talebi, R., & Kusui, A. (2021). Implementation of a High Energy Dissipation Ground Support Scheme. *Paper presented at the Underground Operators Conferene, Perth*.
- Australian Centre for Geomechanics, ACG. (2003). Management of Rockall Rosks in Underground Metalliferous Mins. (Y. Potvinm & P. Nedin, Edits.) Camberra, Victoria, Australia: Minerals Council of Australia.
- Bieniawski, Z. (1989). Enginnering Rock Mass Classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering. United States: Wiley & Sons.
- Bobet, B. H. (s.f.). *Introduction to Suggested Mehods for Failure Criteria*. En R. Ulusay, *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring 2007-2014*.
- Cai, M., & Kaiser, P. (2018). *Rockburst Support Reference Book - Volume I: Rockburst phenomenon and support characteristics*. Sudbury, Ontario, Canada: MIRARCO - Mining Innovation, Laurentian University.
- Camones, L. A. M. (2015) Simulação Numérica do Processo de Propagação de Fraturas em Materiais Rochosos em Condições de Acoplamento Fluidomecânico. Rio de Janeiro. 139p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.
- Castro, L., Carter, T. G., & Bewick, R. (2012). An overview of numerical modelling applied to deep mining.
- Deere, D. (1962). Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes. University of Illinois.

- Deere, D. U. (1968). Geologic Considerations. En K. G. Stagg, & O. C. Zienkiewicz (Edits.), *Rock Mechanics in Engineering Practice* (págs. 1-20). New York, USA: J. Wiley.
- Diederichs, M. (2003). Manuel Rocha medal recipient: rock fracture and collapse under low confinement conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 36(5): 339-81.
- Diederichs, M. (2007). The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunneling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9):1082-116.
- Diederichs, M. (2014). *When does brittle failure become violent? Spalling and rockburst characterization for deep tunneling projects*. Proceedings of the world tunnel congress.
- Diederichs, M., & Martin, C. (2010). Measurement of spalling parameters from laboratory testing. *Proceeding of eurock*. London: Taylor & Francis.
- Diederichs, M., Eberhardt, E., & Fisher, B. (2013). *Consideration of stress and structural influence on high stress response in deep tunnelling - the Olmos Tunnel, Peru*. CRC Press.
- Diederichs, M., Kaiser, P., & Eberhardt, E. (2004). Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotatio. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5):785 - 812.
- Evert, H., & E.T., B. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 19.
- Feng, X.-T. (2018). *Rockburst: Mechanicsms, Monitoring, Warning and Mitigation*. Elsevier.
- Geomechanica Inc. (2021). *Irazu 2D Geomechanical Simulation Software. V.5.0 Tutorial Manual*.
- Ghorbani, M., Shahriar, K., & Sharifzadeh, M. (2020). A critical review on the developments of rock support systems in high stress ground conditions. *International Journal of Mining Science and Technology*.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Canada.
- Guo, N. (2014). A coupled FEM/DEM approach for hierarchical multiscale modelling of granular media. *Interantional Journal for numerical Methods in Engineering*
- Griffith, A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Trans-actions of the Royal Society of London*, 221:163-98.

- Grimstad, E.B. (1993). Uodating of the Q-system for NMT. International Syposium of Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support. Fagernes.
- Hoek, E. (1968). Brittle failure of rock. London: Rock mechanics in engineering practise.
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *New Journal International Society of Rock Mechanics* 2(2):4-16.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). GSI: A geological friendly tool for rock mass strength estimation. *GeoEng 2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering*, (págs. 1422-46).
- Hoek, E., Carranza -Torres, C., & B., C. (2002). *Hoek-Brown failure criterion*. Obtenido de www.rocscience.com: Hoek-Brown-Failure-Criterion-2002.pdf
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion 2002., pp. 267-73.
- Hudyma, M., Heal, D. & Potvin, Y. (2003) Evaluating Rockburst Damage Potential in Underground Mining. American Rock Mechanics Association (ARMA), The 41st U..S. Symposium of Rock Mechanics. Golden , Colorado, June 17-21
- Kaiser, P., McCreath, D., & Tannant, D. (1996). *Canadian Rockburst Research Program 1990-1995*. Published by CAMIRO Mining Division.
- Kwasniewski, M., & Wang, J. (1999). Three-dimensional numerical modeling and study of mine tremors associated with coal mining in the vicinity of major faults. *Inst. Geophys.*, 351-364.
- Lisjak A., Garitte, B., Grasselli, G., Müller, H., & Vietor, T. (2015). The excavation of a circular tunnel in a bedded argillaceous rock (Opalinus Clay): short-term rock mass response and FDEM numerical analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 45:227-48.
- Lisjak, A. (2013). *Investigation the influence of mechanical anisotropy on the fracturing behaviour of brittle clay shales with application to deep geological repositories*. Toronto, Canada: PhD Thesis.
- Lisjak, A., Grasselli, G., & Vietor, T. (2014). Continuum-discontinuum analysis of failure mechanisms aaround unsupported circular excavations in anisotropic clay shales. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 65:96-115.

- Lisjak, A., Kaifosh, P., He, L., Tatone, B., Mahabadi, O., & Grasselli, G. (2017). A 2D, fully-coupled, hydro-mechanical, FDEM formulation for modelling fracturing processes in discontinuous, porous rock masses. *Computers and Geotechnics*, 81:1-18.
- Lisjak, A., Liu, Q., Zhao, Q., Mahabadi, O., & Grasselli, G. (2013). Numerical simulation of acoustic emission in brittle rock by two-dimensional finite-discrete element analysis. *Geophysical Journal International*, 195:423-43.
- Lisjak, A., Tatone, B., Mahabadi, O., Grasselli, G., Marschall, P., Lanyon, G., Nussbaum, C. (2016). Hybrid finite-discrete element simulation of the EDZ formation and mechanical sealing process around a microtunnel in Opalinus Clay. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(5):1849 - 73.
- Masoudi, R., & Sharifzadeh, M. (2018). Reinforcement selection for deep and high-stress tunnels at preliminary design stages using ground demand and support capacity approach. *International Journal of Mining Science and Technology*, 28(4): 573-82.
- Mendecki, A. (2008). Forecasting Seismic Hazard in Mines. *Proceedings of the First Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium..* Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp.55-69
- Ortlepp, W. D. (1978). The Mechanism of a Rockburst. *Proc. of the 19th US Rock Mechanics Symp., U. of Nevada Reno*, (págs. 476-483).
- Osinergmin. (2017). *Guía de Criterios Geomecánicos*. Lima. 270p
- Pakalnis, R. (2008). Methodology towards ground support. Strategic versus tactical approaches in mining. Quebec.
- Peck, R (1969), Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics, *Géotechnique* 19, No.2, 171-187
- Peçanha, V. S. (2024) Estudo experimental para determinação da tenacidade à fratura ao Modo II (KIIC) através de ensaios DNBD. Tese de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.
- Park, H. (1995). Tensile rock strength and related behavior revealed by hoop tests. *PhD thesis*, University of London.
- Potyondy, D.O. and Cundall, P.A. (2004) A Bonded -Particle Model for Rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41, 1329-1364
- Ramos Chachico, A. (2023). *Diseño de Sistemas de Soporte Dinámicos para Ambientes Sísmicos Propensos a Estallidos de Roca en Mina Subterránea*. Lima: PUCP. 82p

- Salinas, E. (2018). *Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile*. Chile: 78p. Memoria para optar al Título de Geólogo. Universidad de Chile.
- Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía. (2004). Manual de Geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas. 240p
- Sheng-Jun, M., Mei-Feng, C., Qi-Feng, G., & Zheng-Jun, H. (2016). Rockburst prediction based on in-situ stress and energy accumulation theory. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 83(2016) 86-94.
- Oliveira, D. (2020). Implementacao de um código numérico tridimensional para simulacao de procesos de fraturamento em rochas. 70p. Tese de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.
- Tatone, B.S.A., Grasselli, G., 2015. A calibration procedure for two-dimensional laboratory-scale hybrid finite-discrete element simulations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 75,56-72
- Vallejos, J, Marambio, E, Burgos, L, Cuello, D, Brandle, R, Luis, R, Von Rickenbach, G, Fischer, G.. (2023). Dynamic Test Response of Ground Support Systems for Underground Excavations at the Walenstadt Testing Facility. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 57:389-428
- Vazaios, I., Diederichs, M., & Vlachopoulos, N. (2018). 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 (2018). Modelling of Hard Rockmasses with Non-Persistent Joints to Asses the Stress Induced Damage of Deep Excavations. 470p. PhD Thesis – Department of Geological Sciences and Geological Engineering, Queen’s University. Ontario. Canada
- Assessment of strain bursting in deep tunnelling by using the finite-discrete element method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 11, 12 - 37
- Villaescusa, E., Thompson, A., Windsor, C., & Player, J. (2023). *Ground Support Technology for Highly Stressed Excavations: Integrated Theoretical, Laboratory, and Field Research* . Perth: CRC Press.442p
- Villalobos, F. V. (2022). *Evaluation of rockburst energy capacity for the design of rock support systems for different tunnel geometries at El Teniente copper mine*. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 505 - 516.

- Wang, J., & Park, H. (2001). Comprehensive prediction of rockburst based on analysis of strain energy in rocks. *Tunnelling and Undergorund Space Technology*.16, 49-57
- Xiao, P., Liu, H., & Zhao, G. (2022). Characteristics of Ground Pressure Disaster and Rockburst Proneness in Deep Gold Mine. *GeoScienceWorld*.
<https://doi.org/10.2113/2023/9329667>
- Zhou, J., Li, X., & Mitri, H. S. (2018). Evaluation method of rockburst: State-of-the-art literature review. *Tunnelling and Underground Space Technology*.81, 632-659

Apêndice I: Investigações geotécnicas

- Investigações geotécnicas de logueo geotécnico:

Tabela 1. Furos geotécnicos investigativos

| Furo Geotécnica | Comprimento (m) | Coordenadas | | |
|-----------------|-----------------|-------------|-----------|--------------|
| | | Este (m) | Norte (m) | Elevação (m) |
| ESP4700323 | 177.0 | 708702.4 | 8242355.0 | 518.6 |
| ESP2320 | 130.9 | 708905.9 | 8242275.9 | 568.6 |
| ESP14A21 | 133.9 | 709052.8 | 8242249.7 | 568.1 |
| ESP0421-A | 92.2 | 709225.0 | 8242187.4 | 568.9 |
| ESP0421-B | 92.2 | 709225.0 | 8242187.4 | 568.9 |

- Investigações de mapeamento geotécnico:

Tabela 2. Mapeamento geotécnicos

| N° | Estação Geotécnica | Coordenadas | | |
|----|--------------------|-------------|-----------|--------------|
| | | Este (m) | Norte (m) | Elevação (m) |
| 1 | EG-1 | 709146 | 8242161 | 592 |
| 2 | EG-2 | 708799 | 8242279 | 530 |
| 3 | EG-3 | 708702 | 8242325 | 523 |
| 4 | EG-4 | 708750 | 8242288 | 533 |



| N° | Estação Geotécnica | Coordenadas | | |
|----|--------------------|-------------|-----------|--------------|
| | | Este (m) | Norte (m) | Elevação (m) |
| 5 | EG-5 | 708648 | 8242320 | 519 |
| 6 | EG-6 | 708914 | 8242224 | 570 |
| 7 | EG-8 | 708764 | 8242232 | 611 |
| 8 | EG-8 | 709118 | 8242192 | 570 |
| 9 | EG-9 | 708686 | 8242318 | 569 |
| 10 | EG-10 | 708661 | 8242329 | 569 |

- Investigações de descontinuidades e estruturas:

Tabela 3. Levantamento estrutural geotécnico

| Estação Geotécnica | Nível | Coordenadas | | |
|--------------------|-------|-------------|-----------|--------------|
| | | Este (m) | Norte (m) | Elevação (m) |
| EE-1 | 516 | 708587 | 8242374 | 519 |
| EE-2 | 516 | 708520 | 8242407 | 516 |
| EE-3 | 516 | 708550 | 8242384 | 516 |
| EE-4 | 516 | 708546 | 8242377 | 516 |
| EE-5 | 516 | 708676 | 8242310 | 519 |



| Estação Geotécnica | Nível | Coordenadas | | |
|--------------------|-------|-------------|-----------|--------------|
| | | Este (m) | Norte (m) | Elevação (m) |
| EE-6 | 516 | 708648 | 8242320 | 519 |
| EE-7 | 516 | 708765 | 8242324 | 519 |
| EE-8 | 516 | 708819 | 8242269 | 519 |
| EE-9 | 566E | 708777 | 8242286 | 569 |
| EE-10 | 566E | 708783 | 8242282 | 569 |
| EE-11 | 566E | 708789 | 8242280 | 569 |
| EE-12 | 566E | 708798 | 8242259 | 569 |
| EE-13 | 566E | 708914 | 8242235 | 569 |
| EE-14 | 566E | 708914 | 8242229 | 569 |
| EE-15 | 566E | 708914 | 8242224 | 570 |
| EE-16 | 566E | 708973 | 8242220 | 570 |
| EE-17 | 566E | 708972 | 8242226 | 570 |
| EE-18 | 566E | 709003 | 8242229 | 570 |
| EE-19 | 566E | 709034 | 8242222 | 570 |
| EE-20 | 566E | 709060 | 8242214 | 570 |



| Estação Geotécnica | Nível | Coordenadas | | |
|--------------------|-------|-------------|-----------|--------------|
| | | Este (m) | Norte (m) | Elevação (m) |
| EE-21 | 566E | 709118 | 8242192 | 570 |
| EE-22 | 566E | 709230 | 8242186 | 566 |
| EE-23 | 566E | 709231 | 8242184 | 566 |
| EE-24 | 566W | 708686 | 8242318 | 569 |
| EE-25 | 566W | 708679 | 8242303 | 569 |
| EE-26 | 566W | 708661 | 8242329 | 569 |
| EE-27 | 566W | 708608 | 8242354 | 570 |
| EE-28 | 566W | 708605 | 8242350 | 569 |
| EE-29 | 566W | 708602 | 8242347 | 569 |
| EE-30 | 566W | 708598 | 8242340 | 570 |
| EE-31 | 566W | 708584 | 8242360 | 569 |
| EE-32 | 566W | 708577 | 8242360 | 569 |
| EE-33 | 566W | 708561 | 8242365 | 570 |
| EE-1 | 609E | 708731 | 8242241 | 611 |
| EE-2 | 609E | 708764 | 8242232 | 611 |

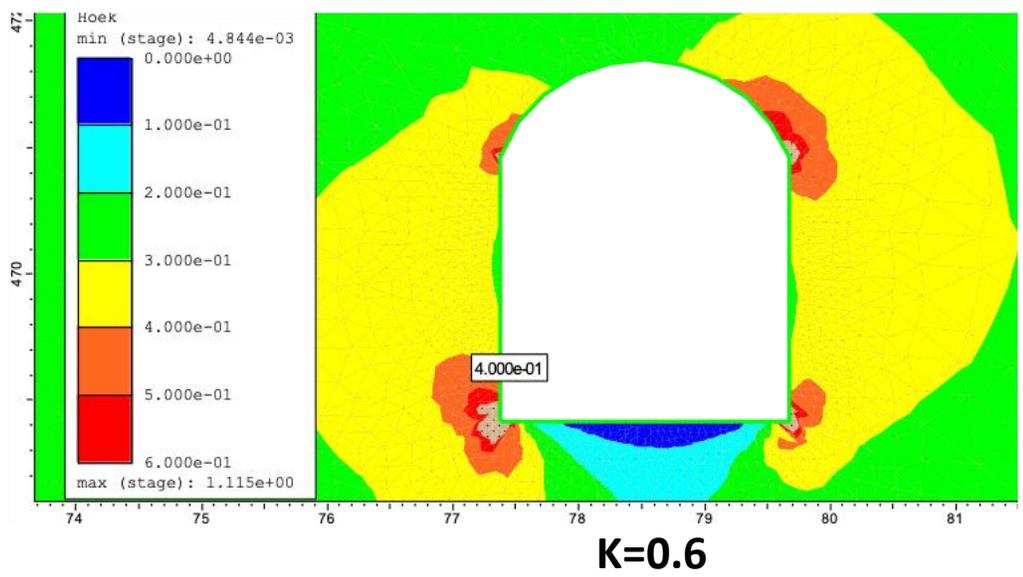
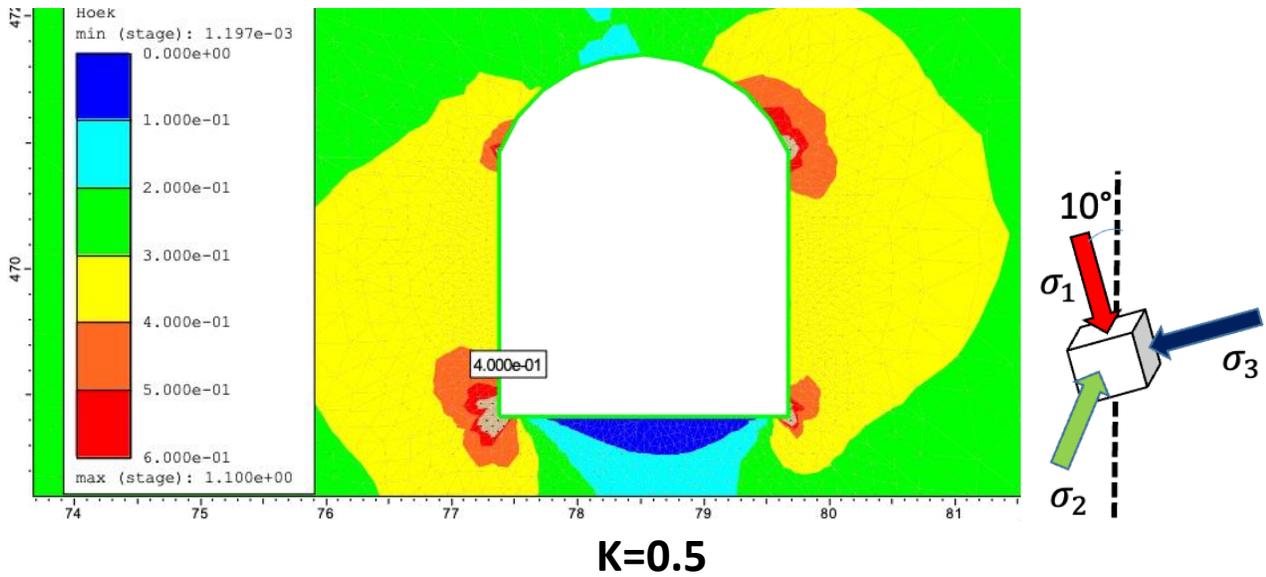


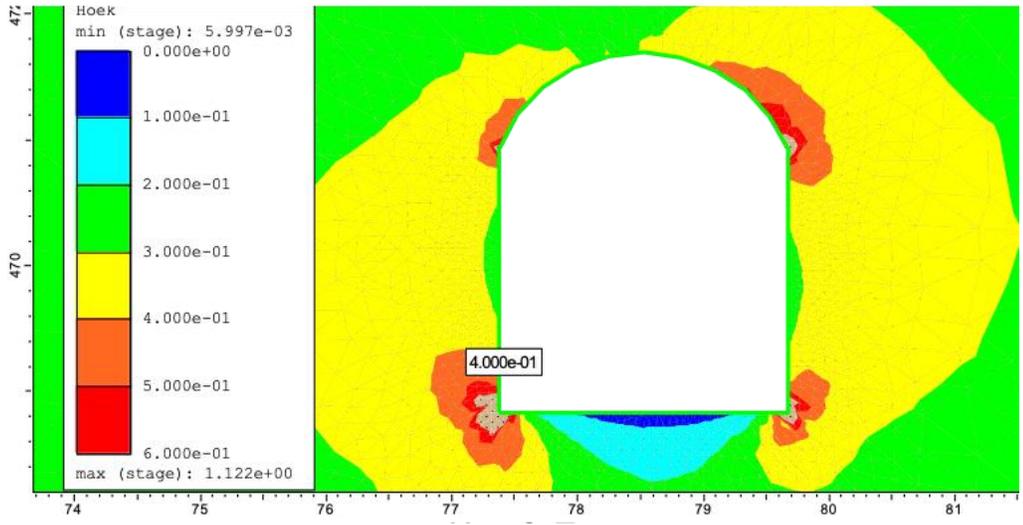
| Estação Geotécnica | Nível | Coordenadas | | |
|--------------------|-------|-------------|-----------|--------------|
| | | Este (m) | Norte (m) | Elevação (m) |
| EE-3 | 609E | 708830 | 8242244 | 610 |
| EE-4 | 609E | 708859 | 8242236 | 611 |
| EE-5 | 609E | 709087 | 8242177 | 612 |
| EE-6 | 609E | 709087 | 8242186 | 612 |
| EE-7 | 609E | 709143 | 8242167 | 613 |
| EE-8 | 609E | 709142 | 8242173 | 612 |
| EE-9 | 609E | 709201 | 8242155 | 613 |
| EE-10 | 609E | 709042 | 8242197 | 612 |
| EE-11 | 609W | 708677 | 8242259 | 611 |
| EE-12 | 609W | 708677 | 8242265 | 611 |



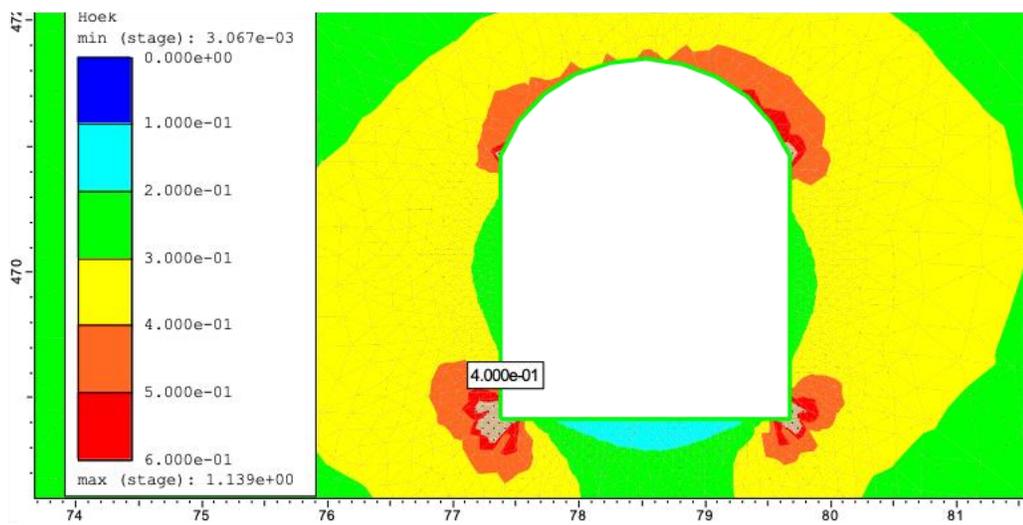
**Apêndice II: Modelagem numérica em RS2 -
Calibração do mergulho de tensões principais**

Calibração do modelo numérico com 10° em sentido anti-horário desde eixo “y” utilizando o critério de Hoek et. al 1980:





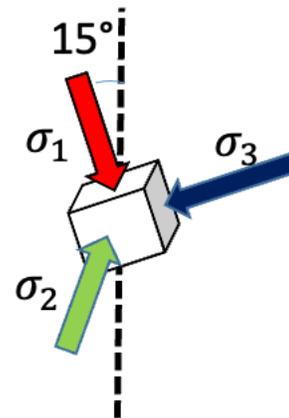
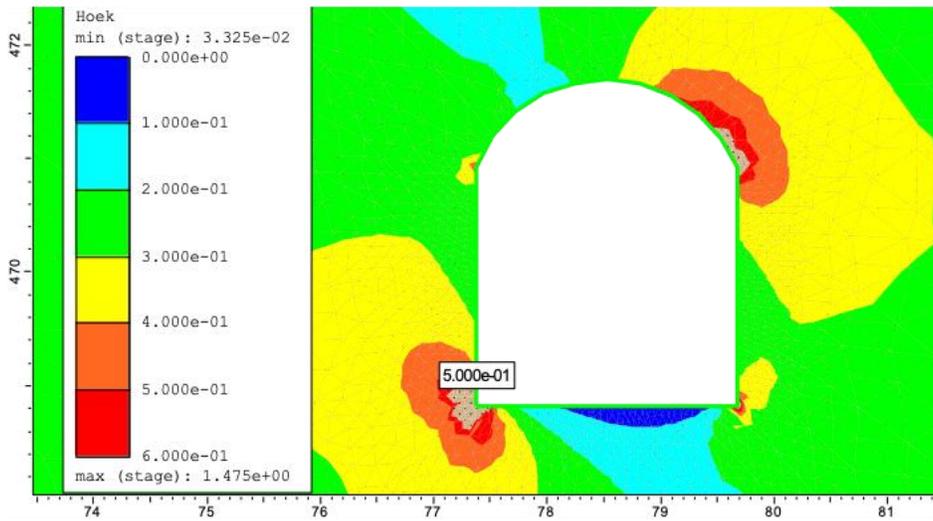
K=0.7



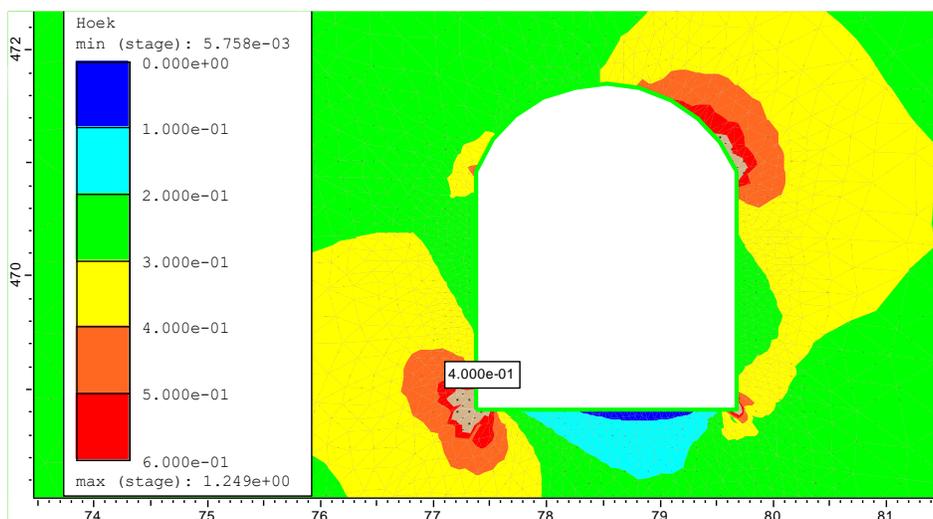
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 15° em sentido anti-horário desde eixo “y” utilizando o critério de Hoek et. al 1980:

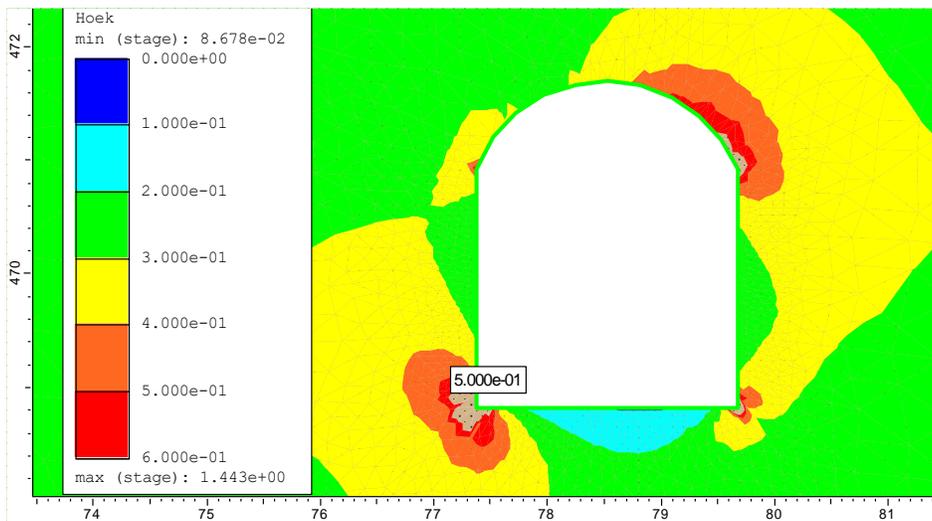


K=0.5

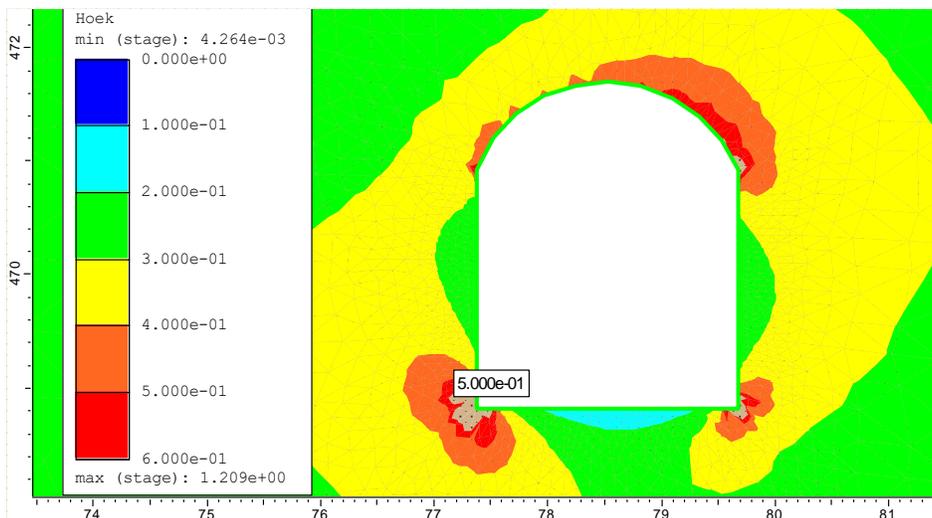


K=0.6





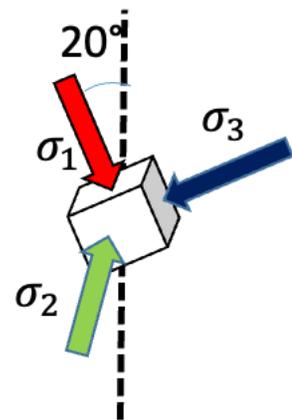
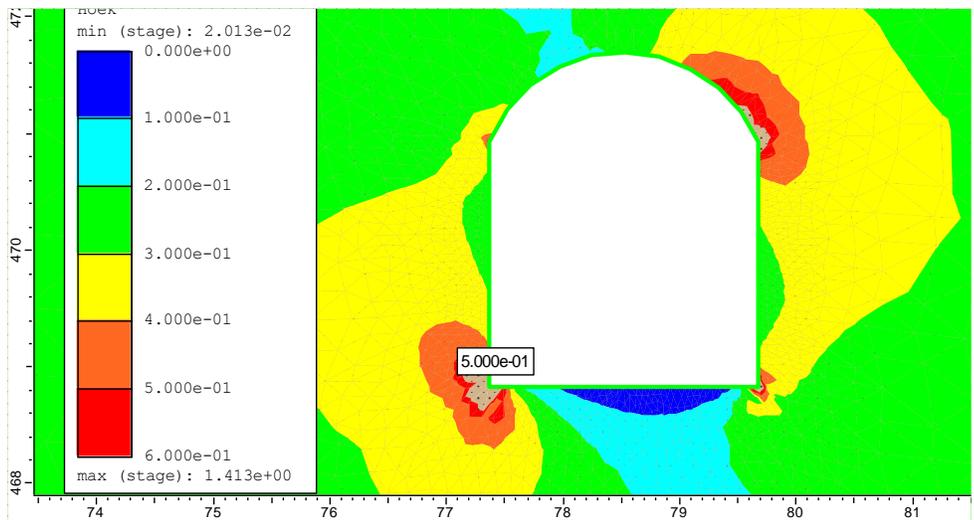
K=0.7



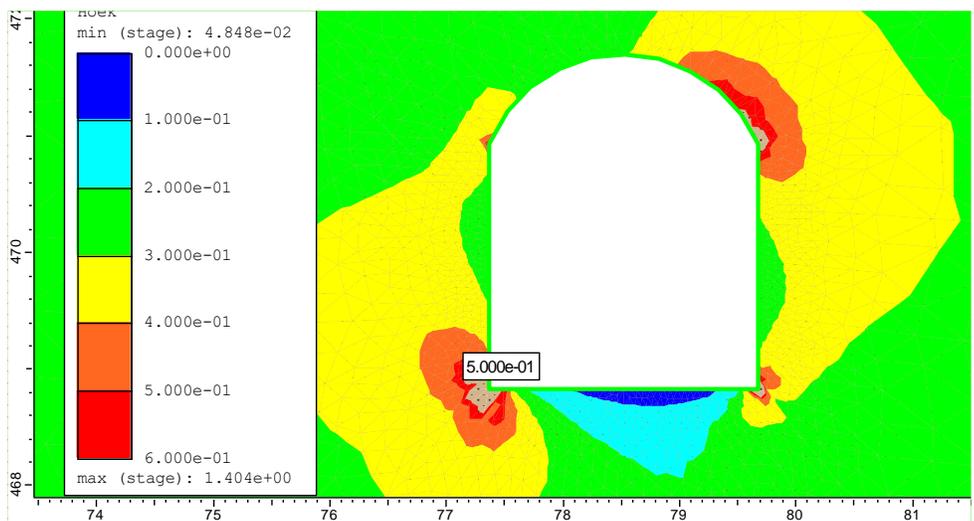
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 20° em sentido anti-horário desde eixo “y” utilizando o critério de Hoek et. al 1980:

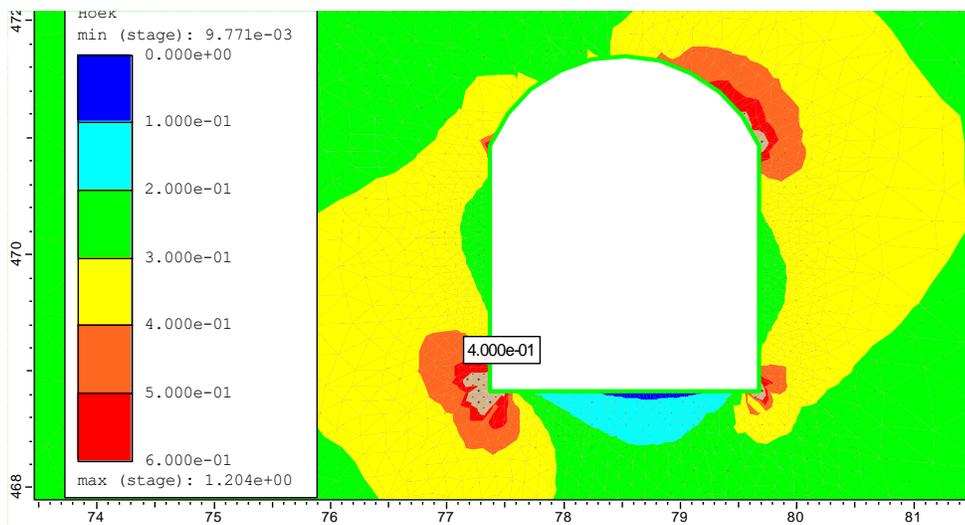


K=0.5

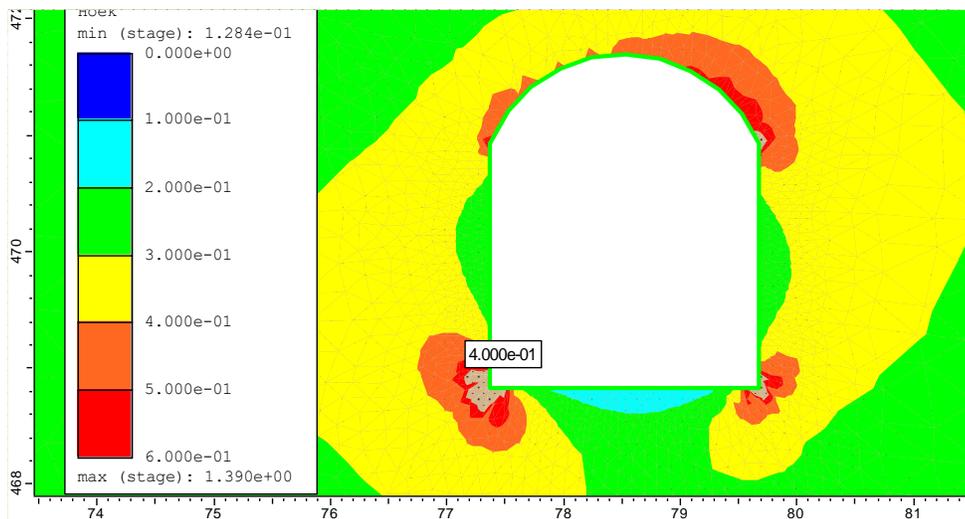


K=0.6





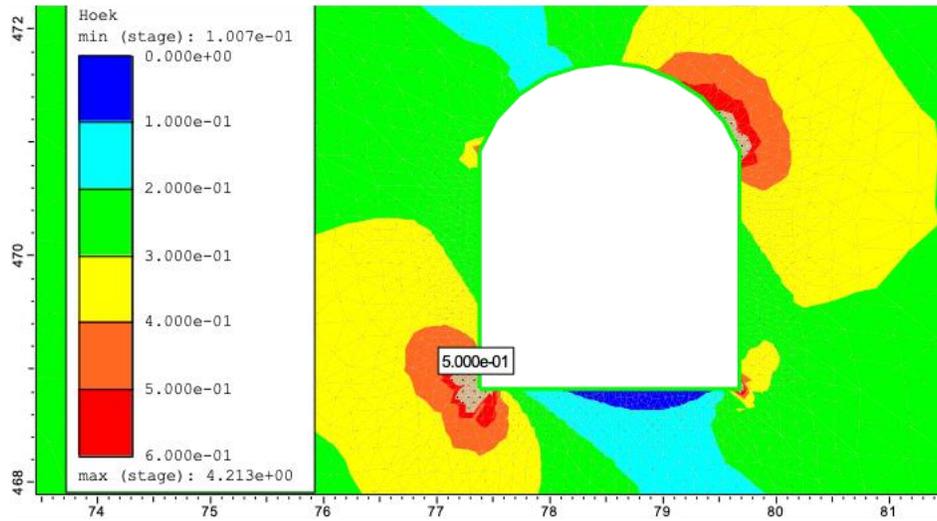
K=0.7



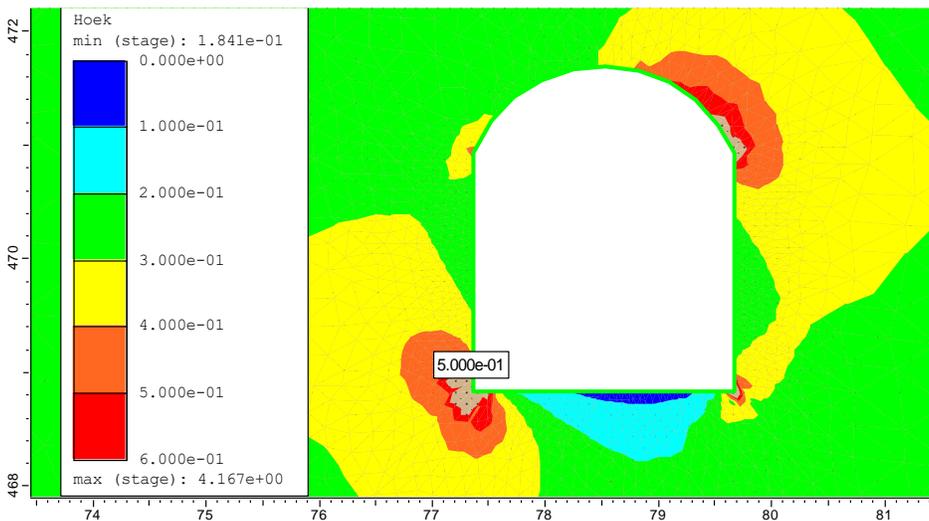
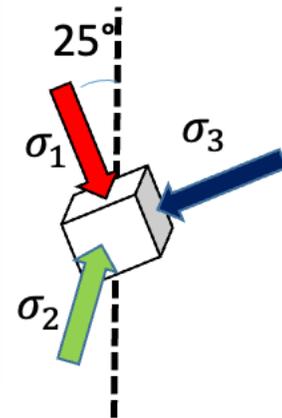
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 25° em sentido anti-horário desde eixo “y” utilizando o critério de Hoek et. al 1980:

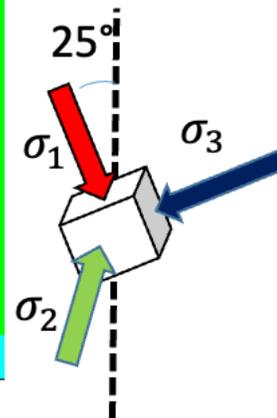
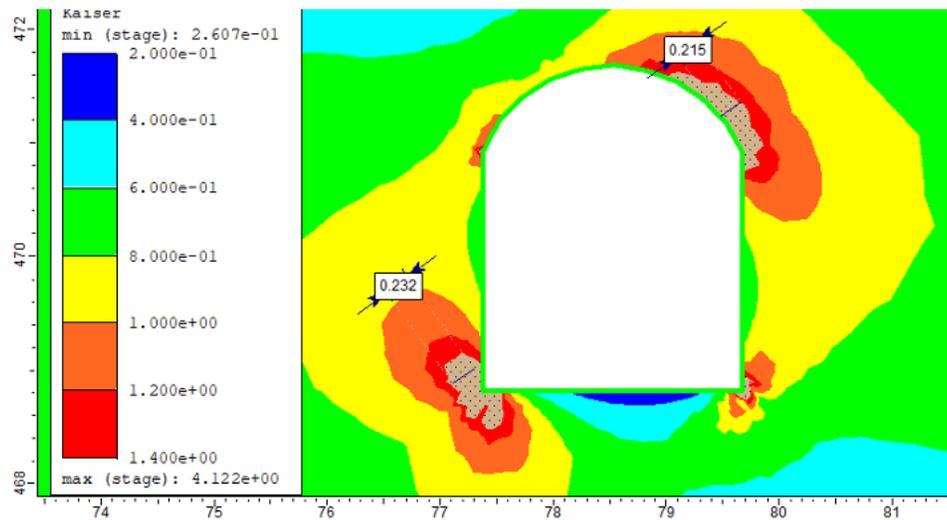


K=0.5

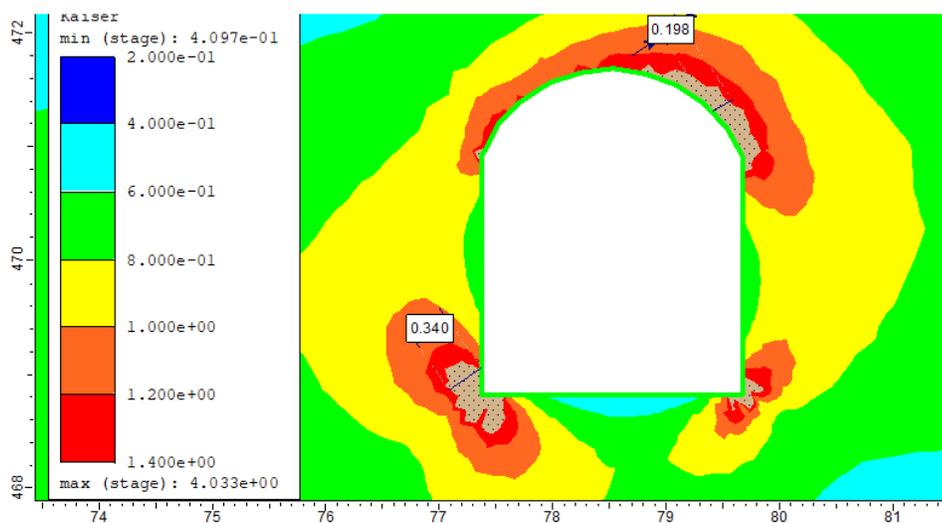


K=0.6





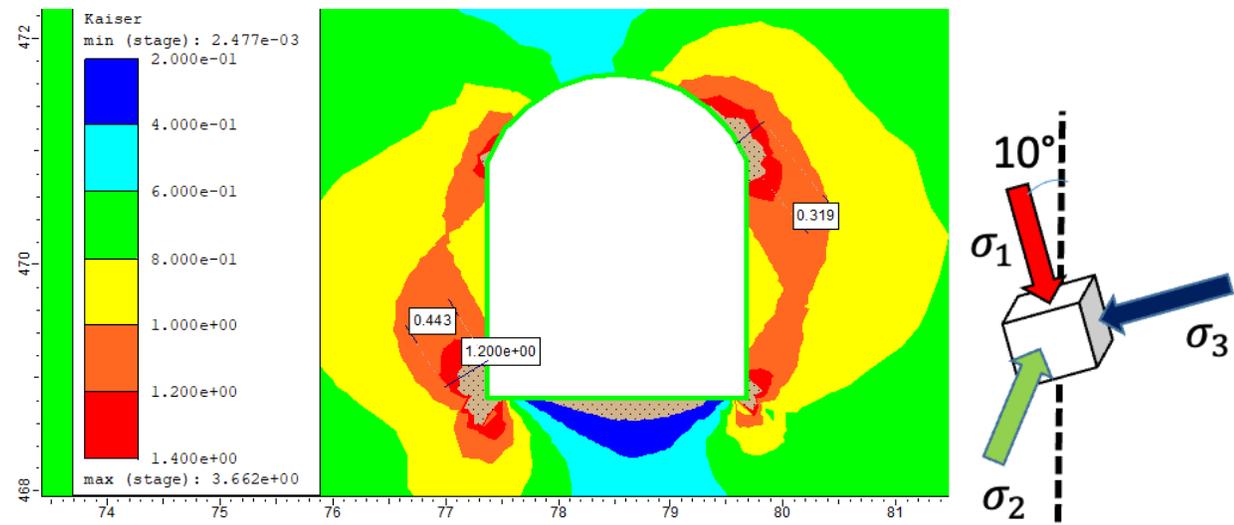
K=0.7



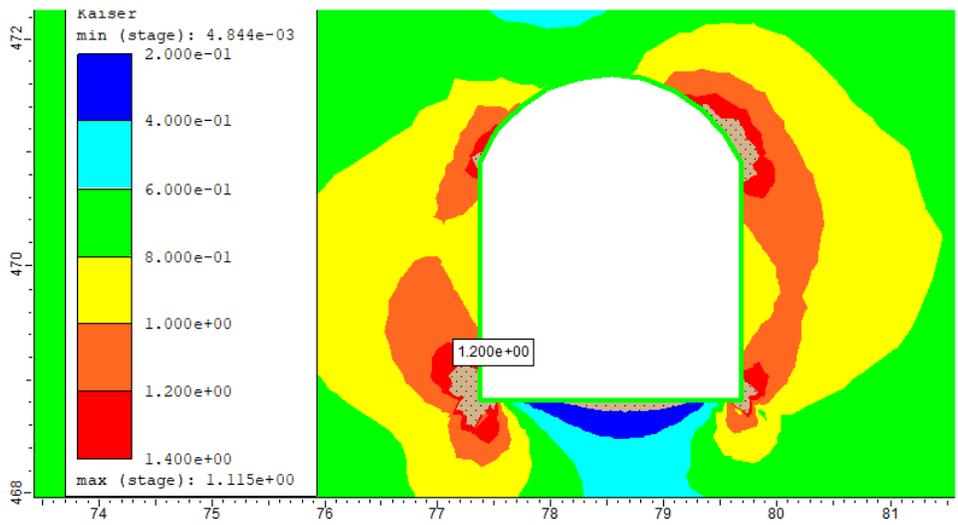
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 10° em sentido anti-horário desde eixe “y” utilizando o critério de Kaiser et. al 2000:

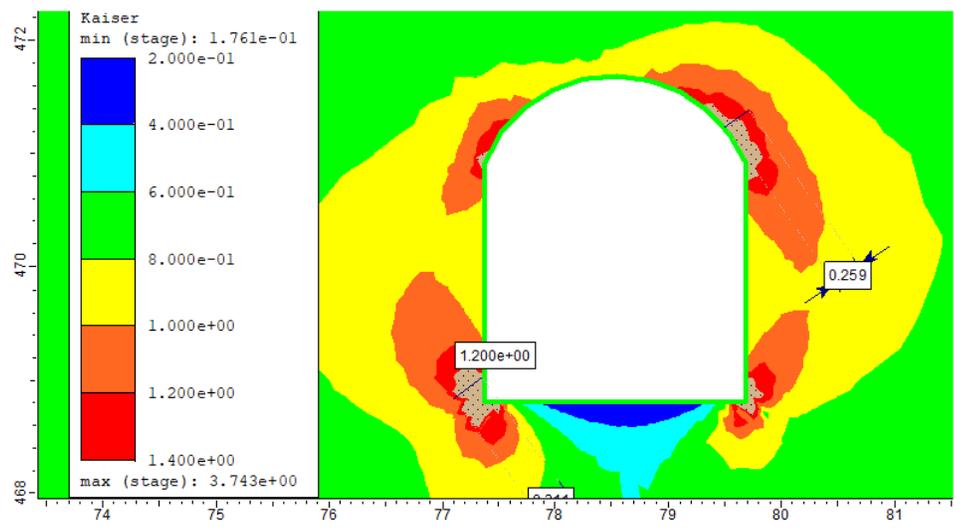


K=0.5

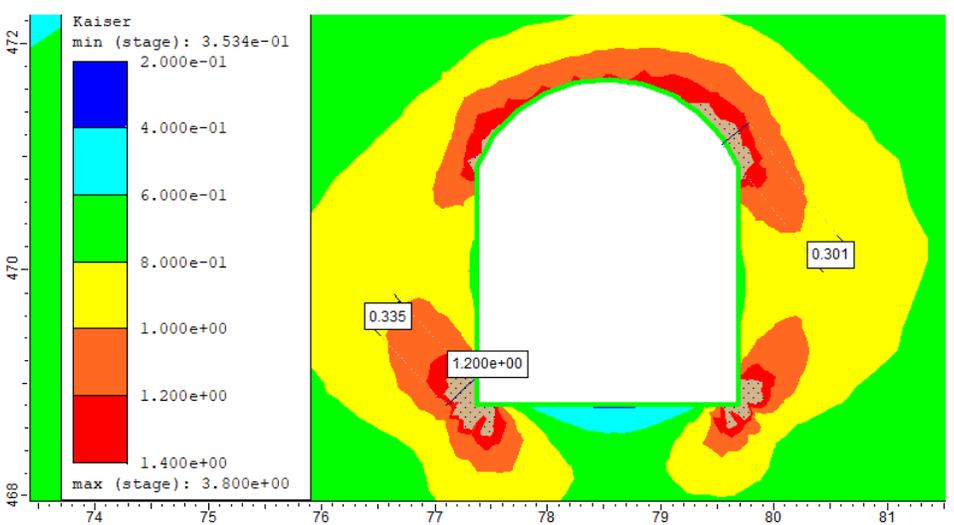
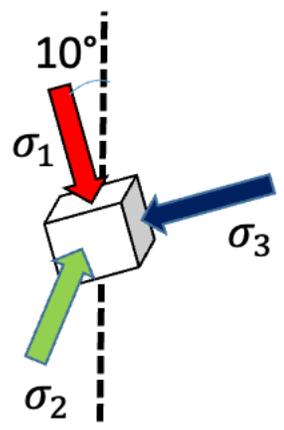


K=0.6





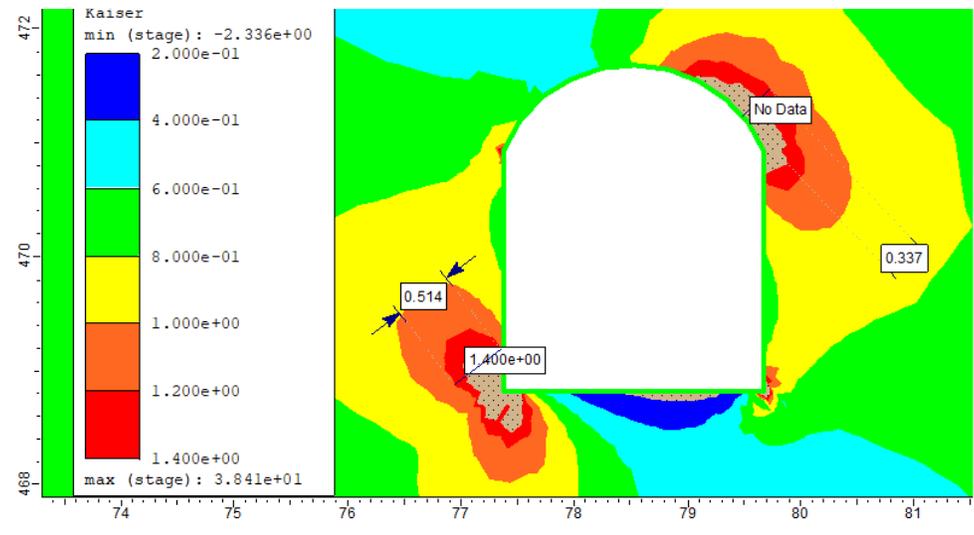
K=0.7



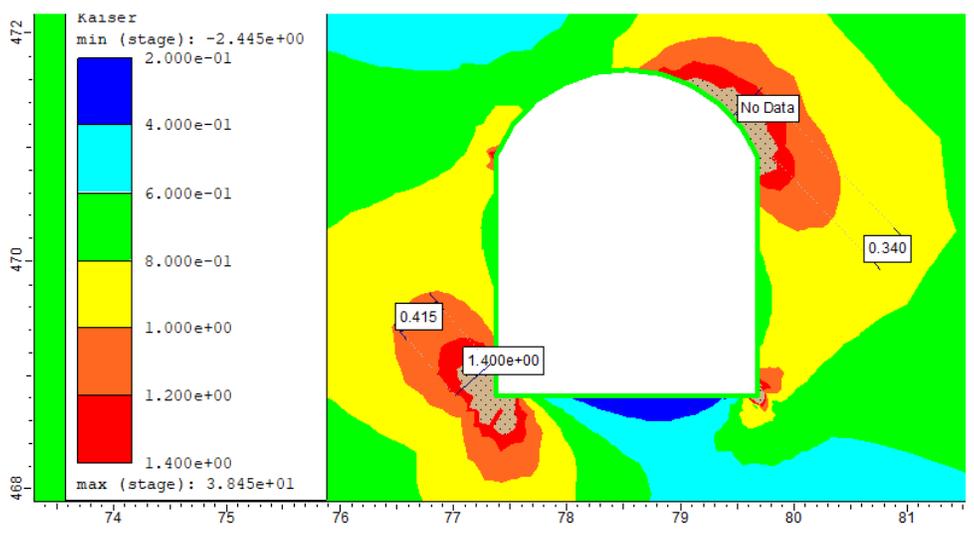
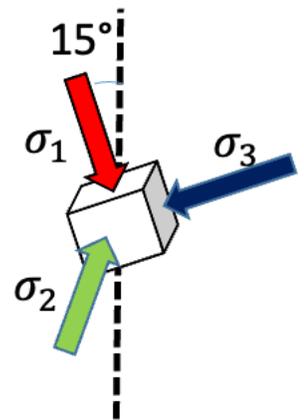
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 15° em sentido anti-horário desde eixe “y” utilizando o critério de Kaiser et. al 2000:

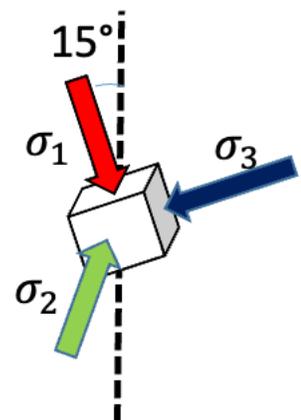
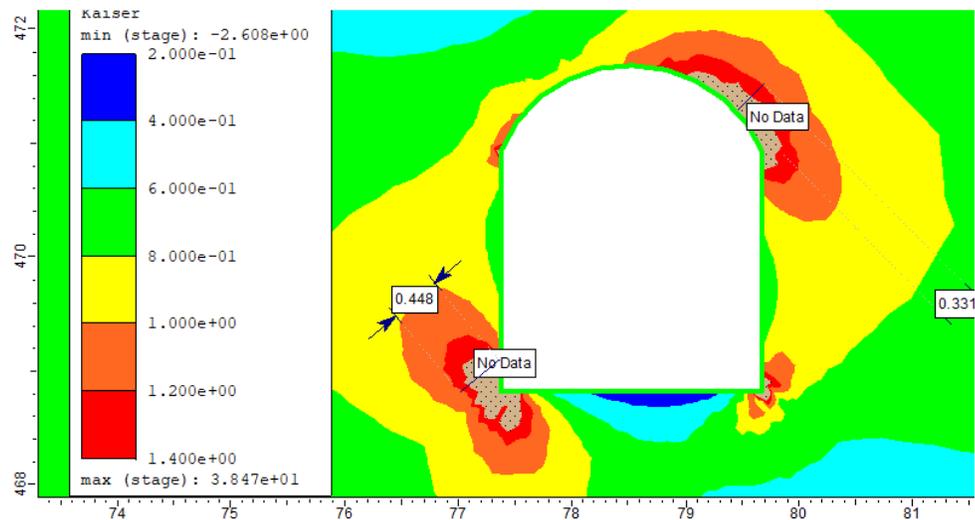


K=0.5

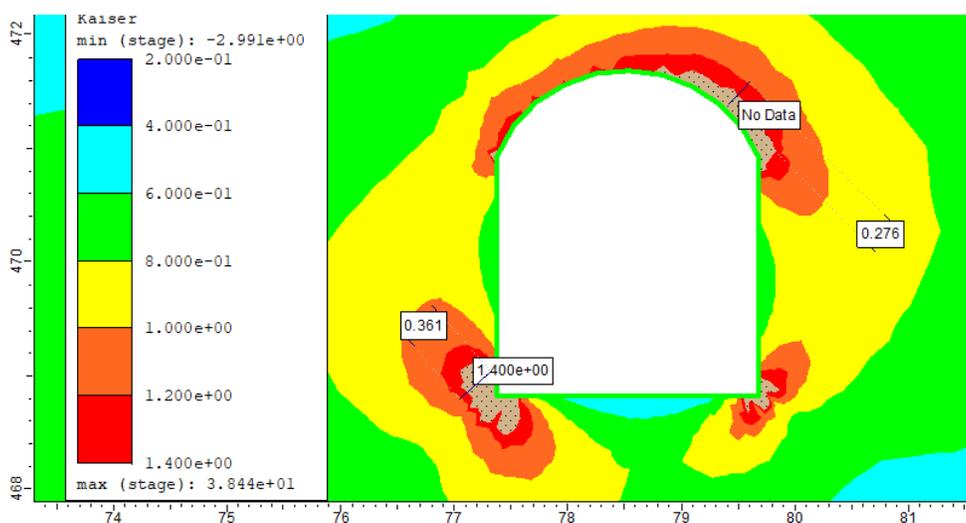


K=0.6





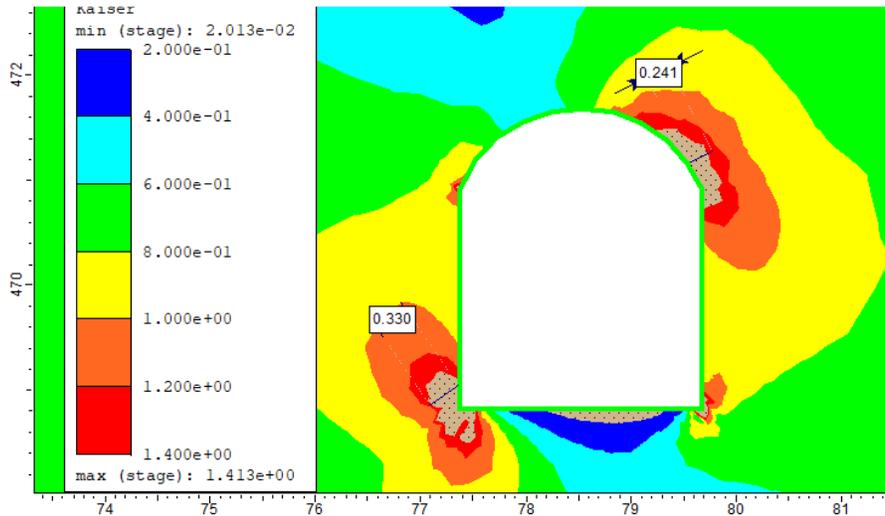
K=0.7



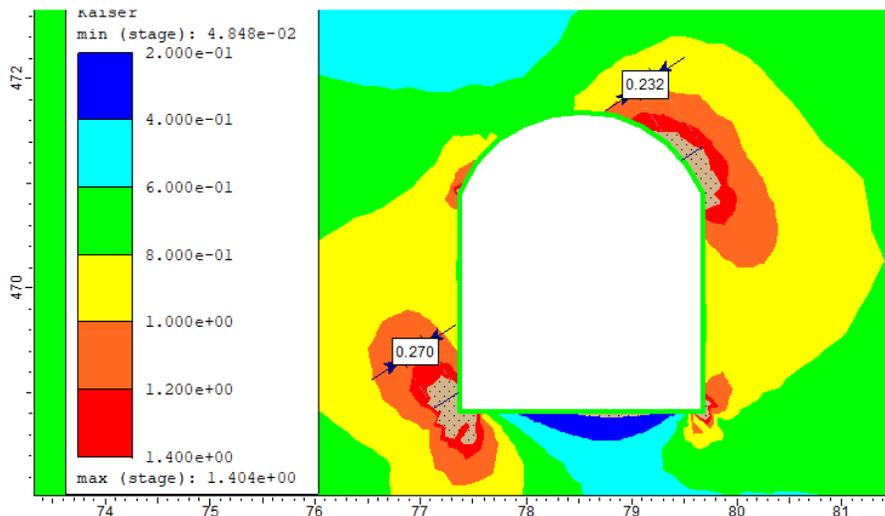
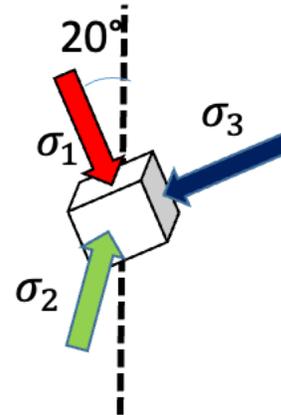
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 20° em sentido anti-horário desde eixo “y” utilizando o critério de Kaiser et. al 2000:

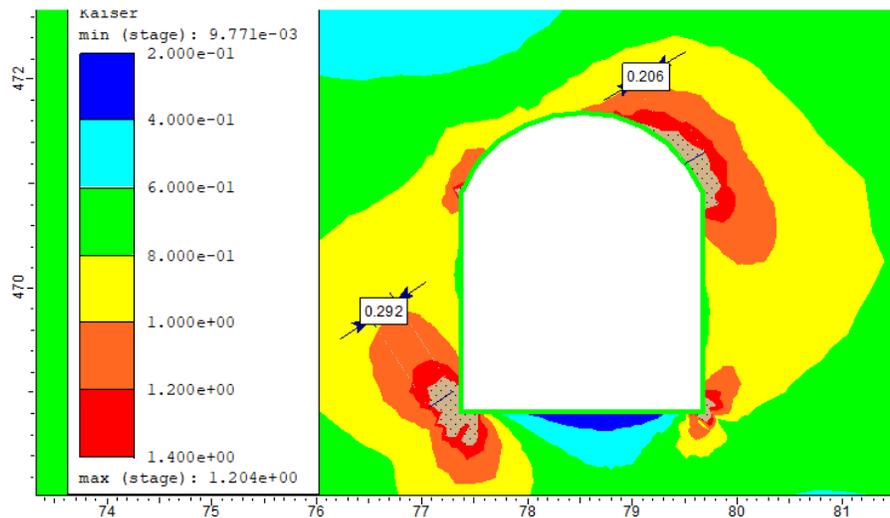


K=0.5

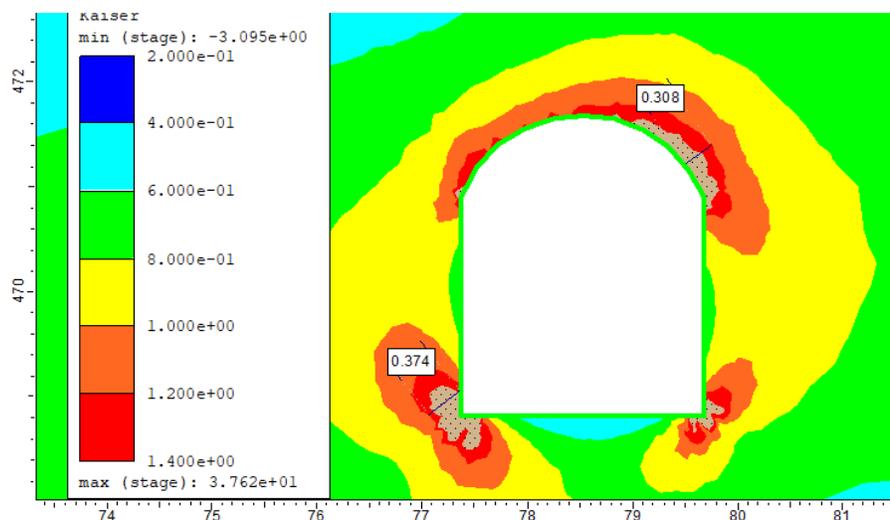
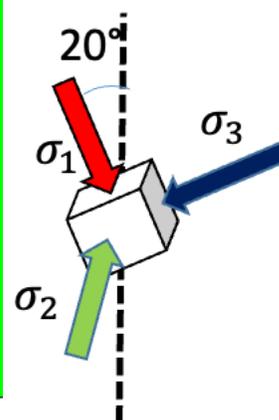


K=0.6





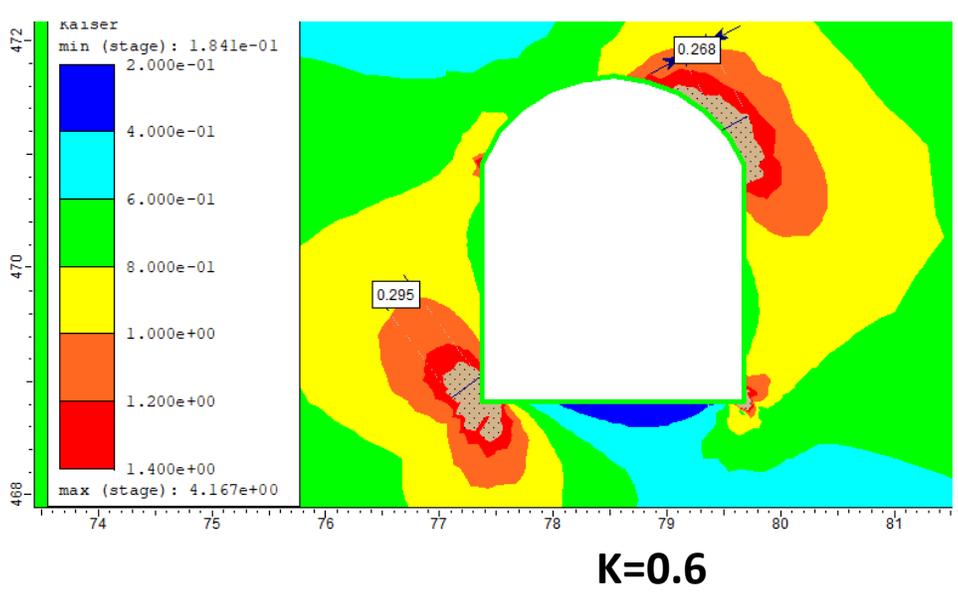
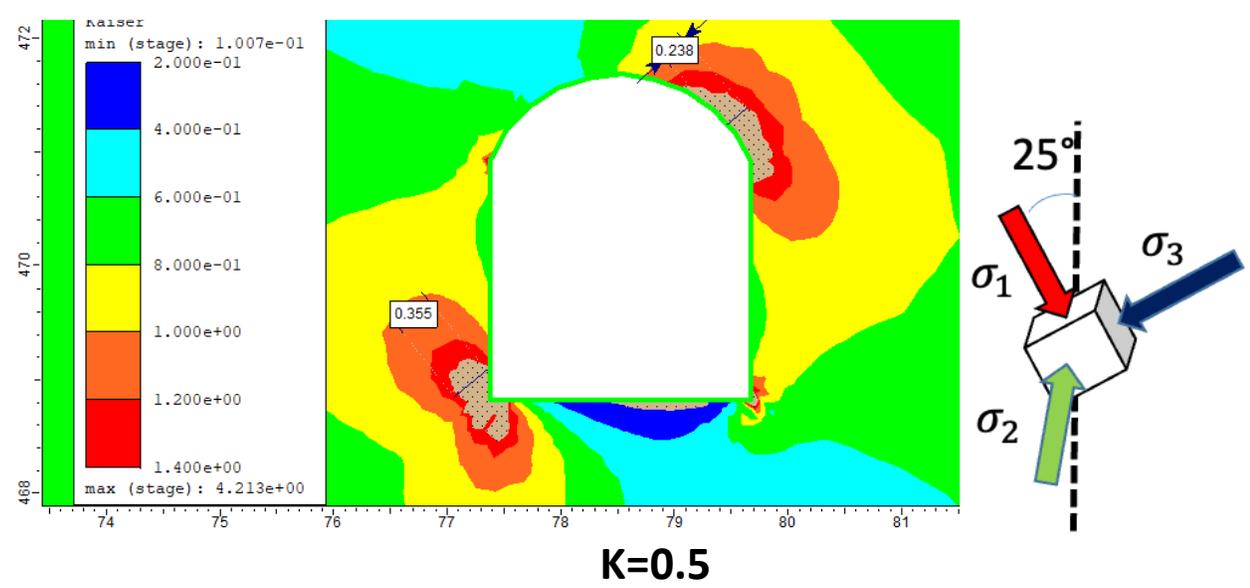
K=0.7

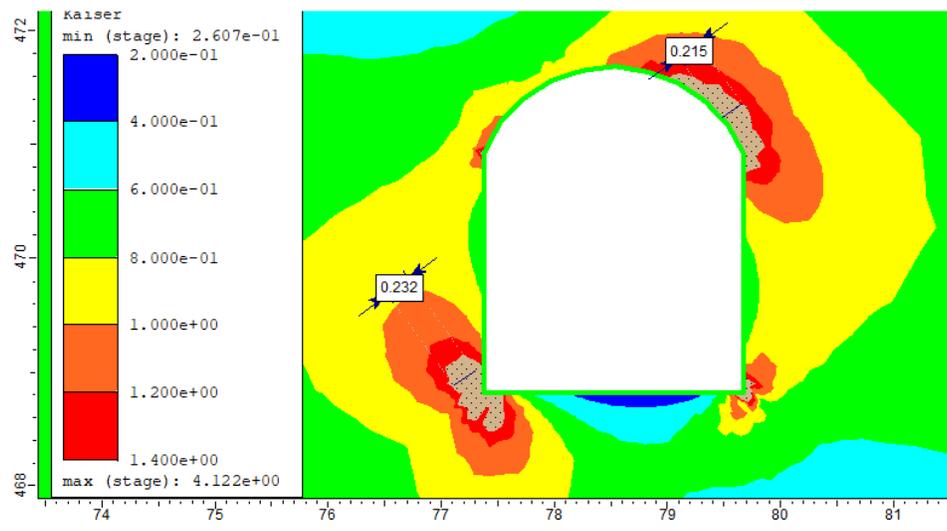


K=0.8

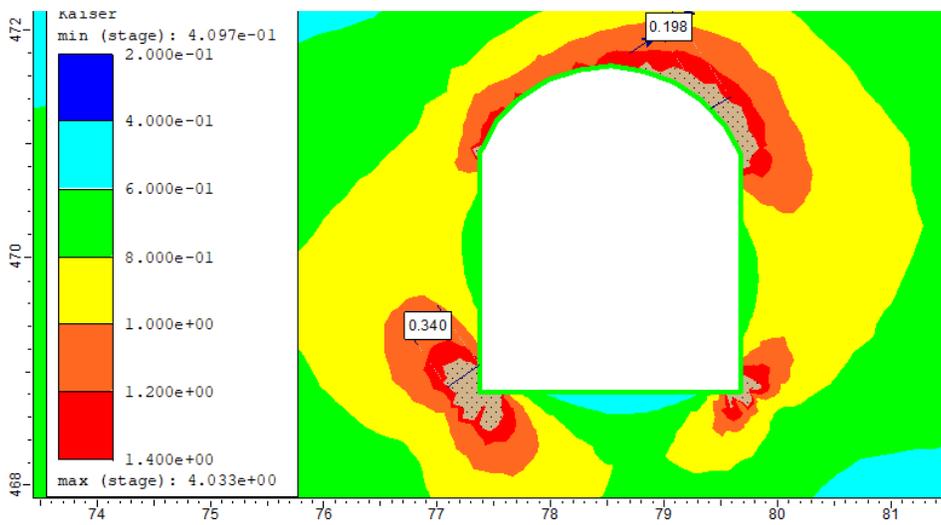
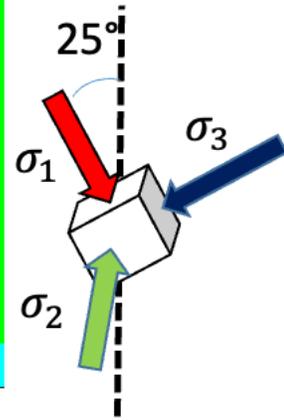


Calibração do modelo numérico com 25° em sentido anti-horário desde eixo “y” utilizando o critério de Kaiser et. al 2000:





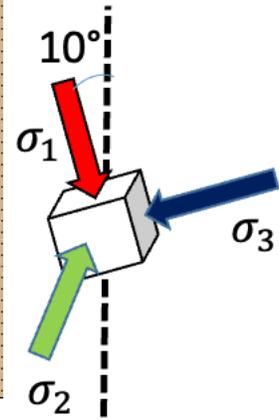
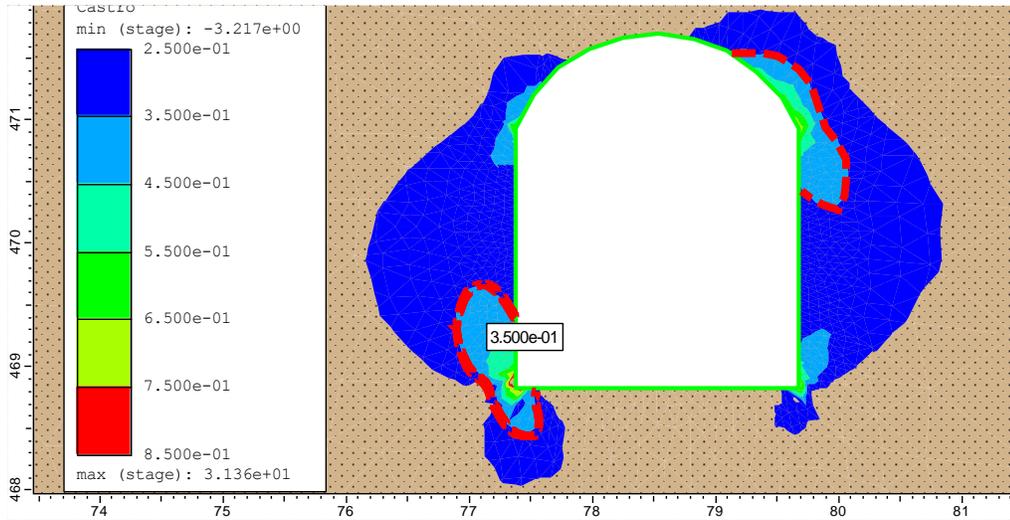
K=0.7



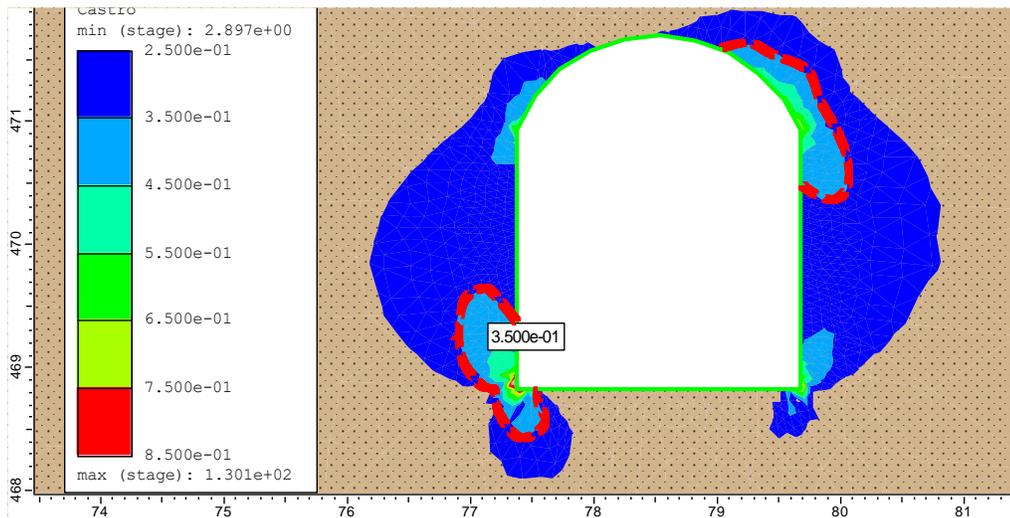
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 10° em sentido anti-horário desde eixe “y” utilizando o critério de Castro et. al 2012:

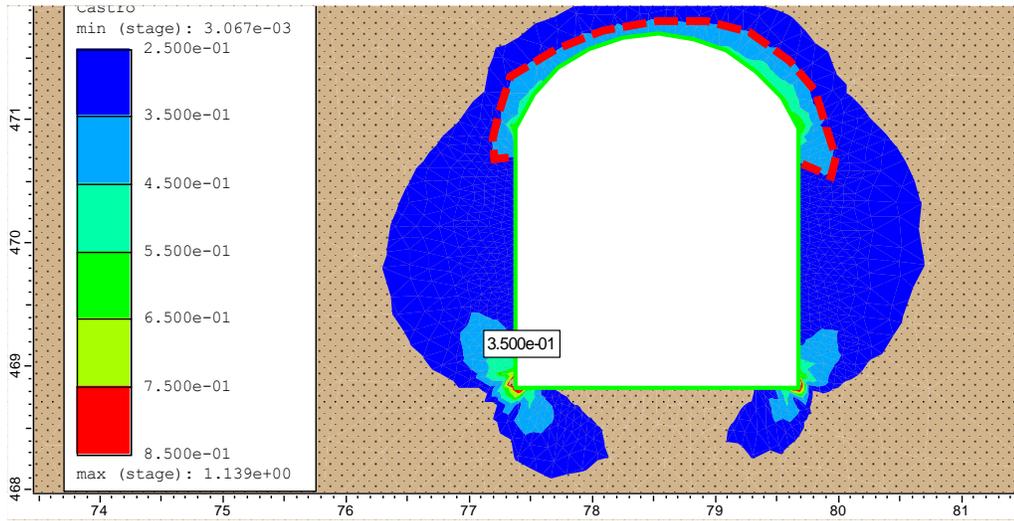


K=0.5

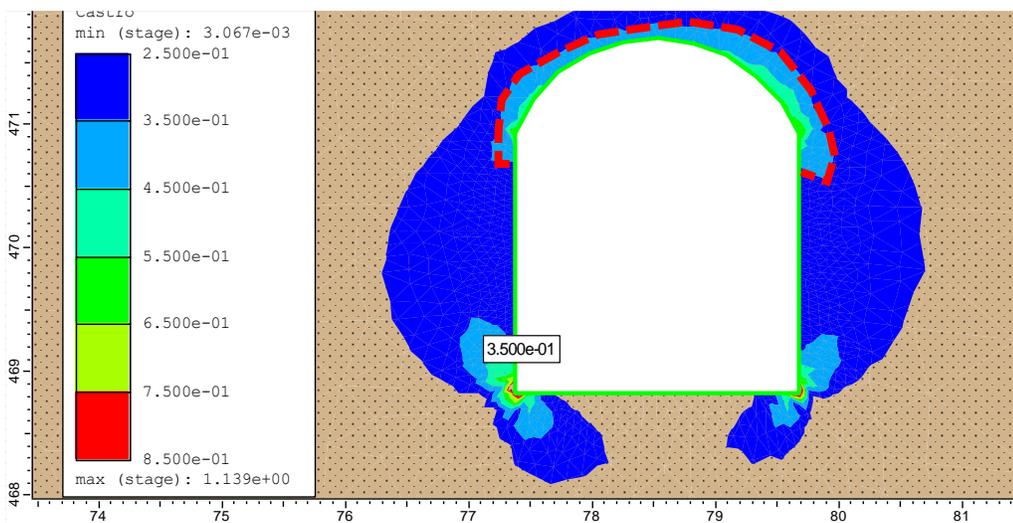


K=0.6





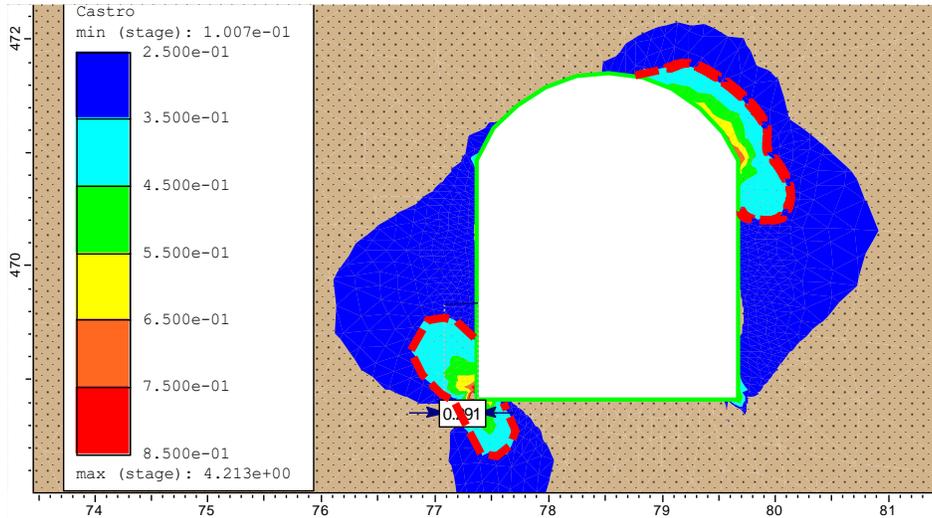
K=0.7



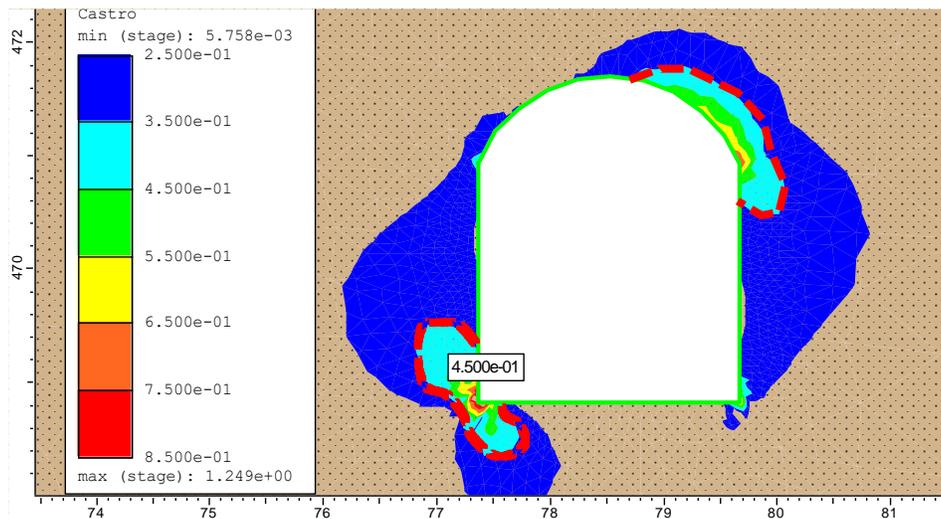
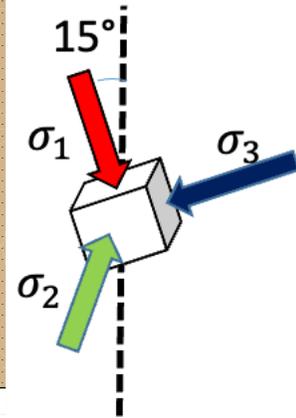
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 15° em sentido anti-horário desde eixo “y” utilizando o critério de Castro et. al 2012:

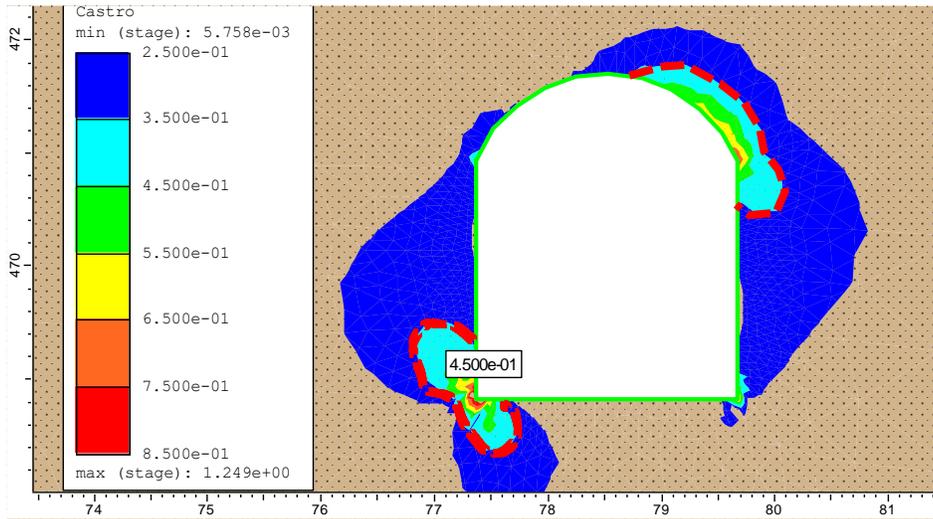


K=0.5

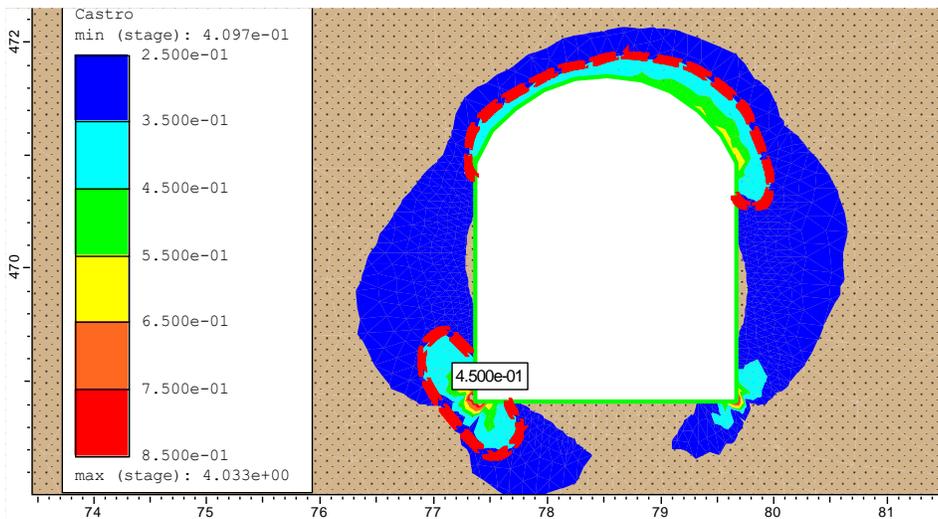


K=0.6





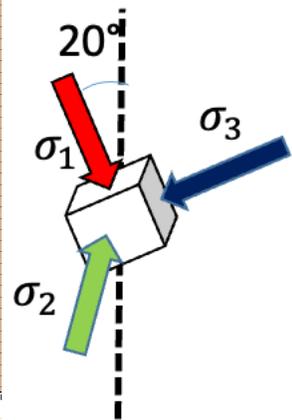
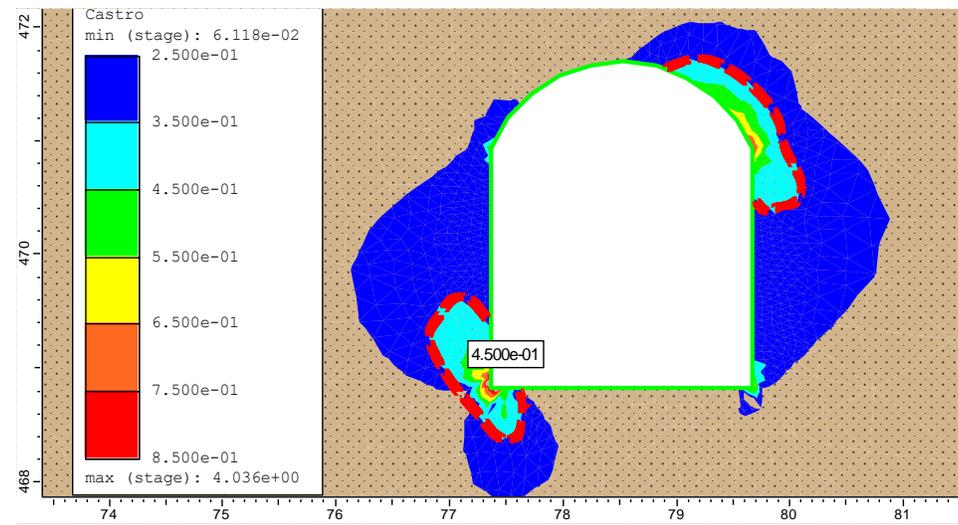
K=0.7



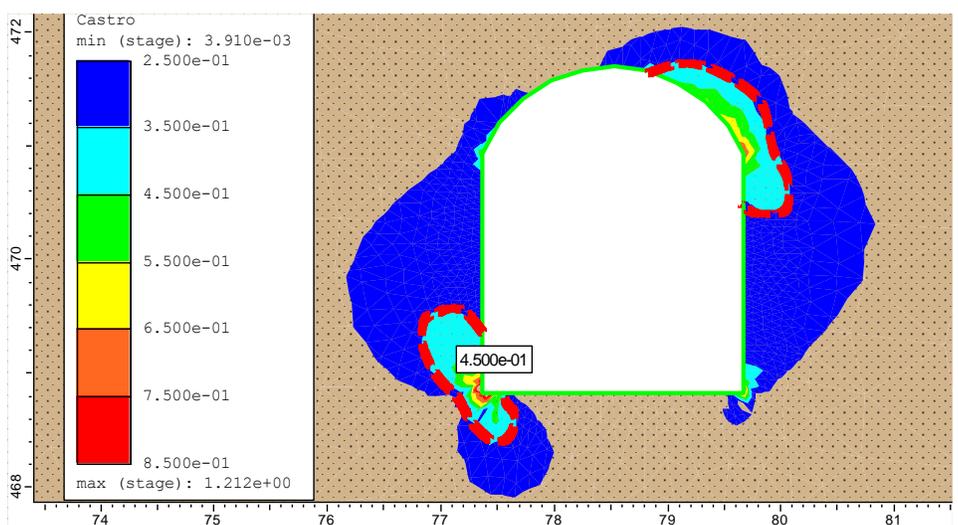
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 20° em sentido anti-horário desde eixe “y” utilizando o critério de Castro et. al 2012:

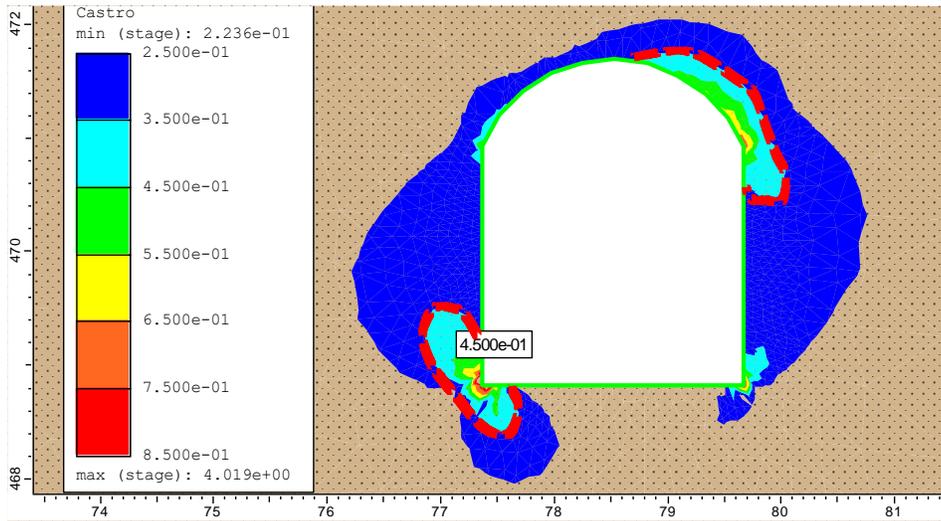


K=0.5

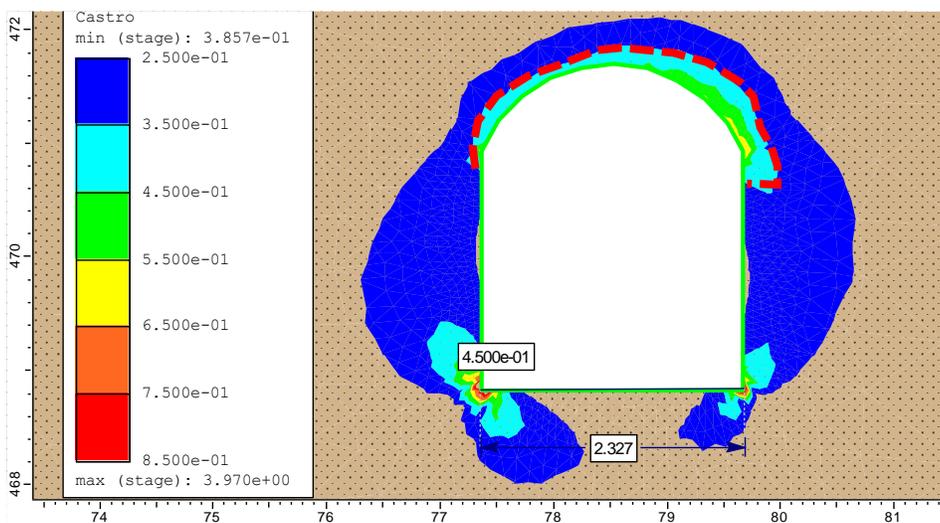


K=0.6





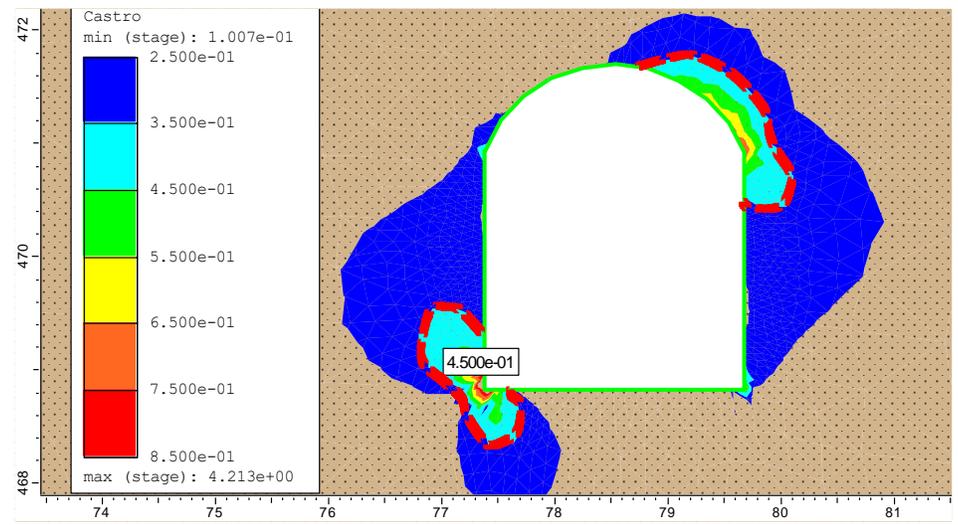
K=0.7



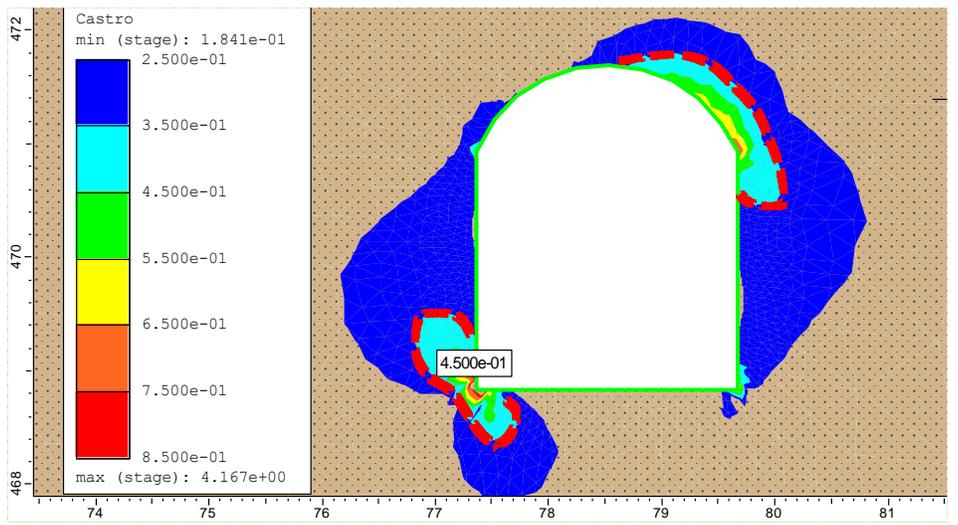
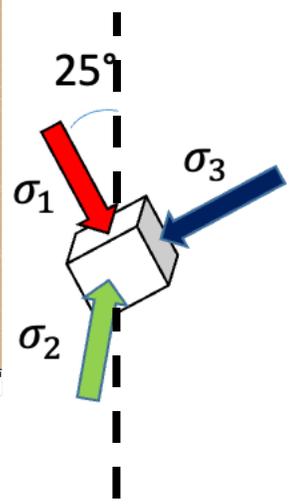
K=0.8



Calibração do modelo numérico com 25° em sentido anti-horário desde eixe “y” utilizando o critério de Castro et. al 2012:

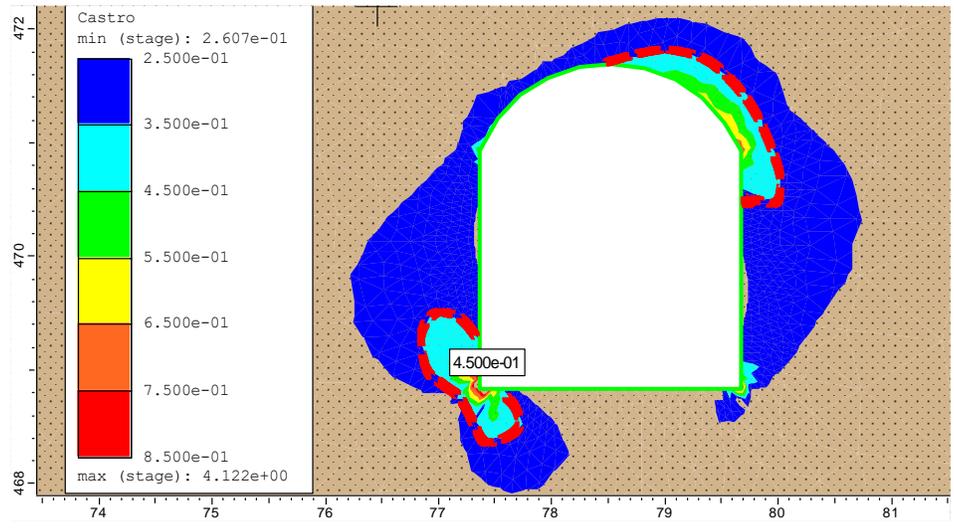


K=0.5

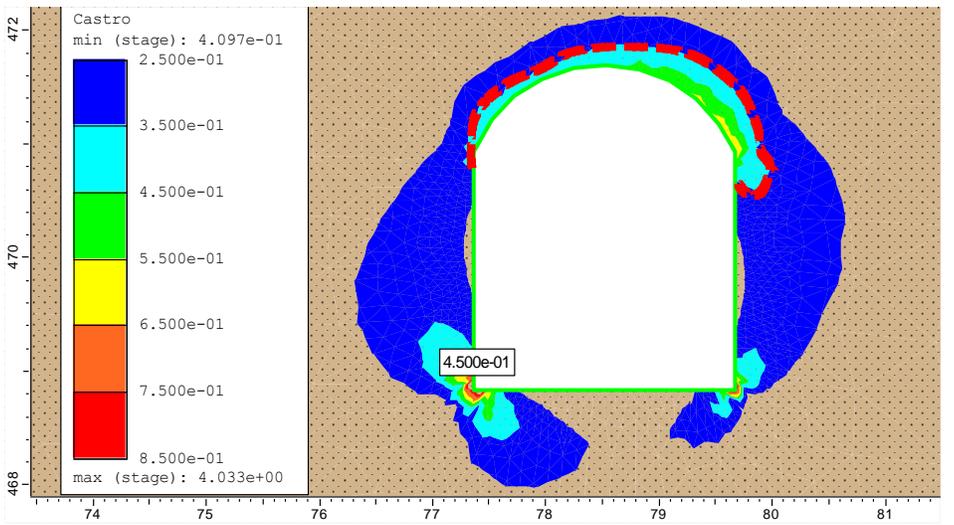
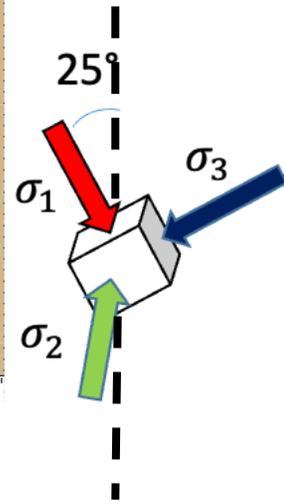


K=0.6





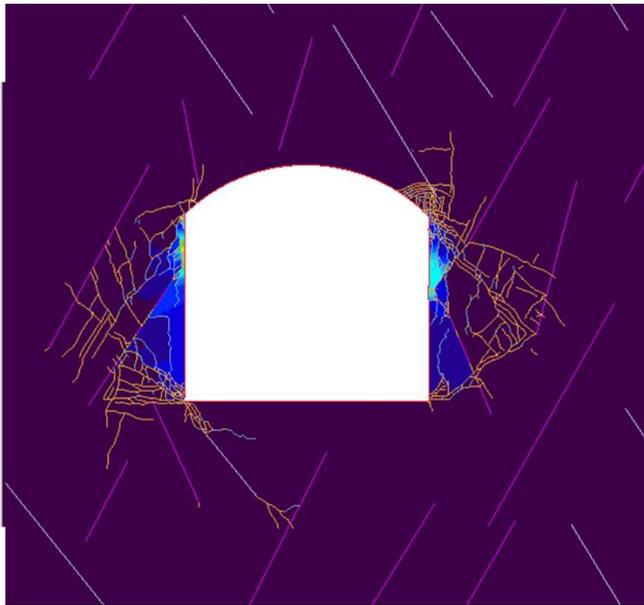
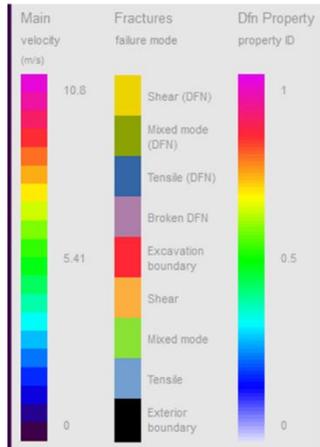
K=0.7



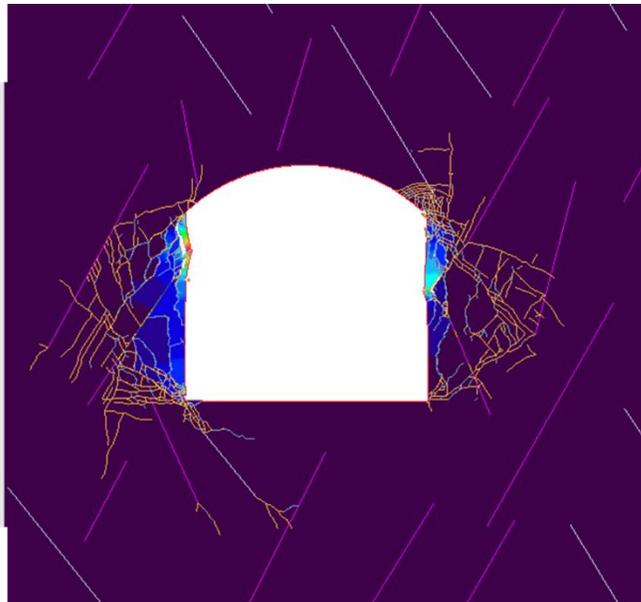
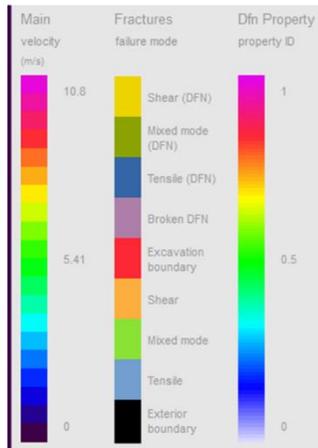
K=0.8



Apêndice III: Modelagem numérica em FEM/DEM

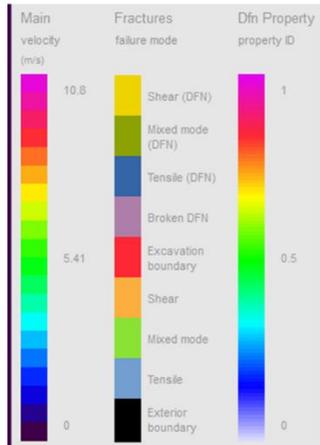


Step 1

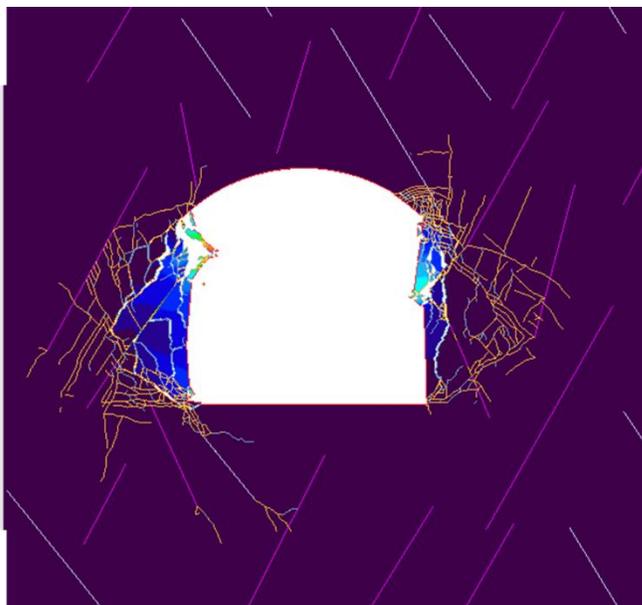
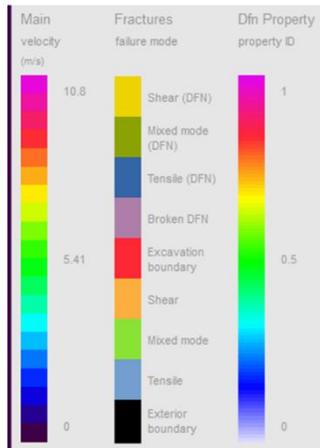


Step 2



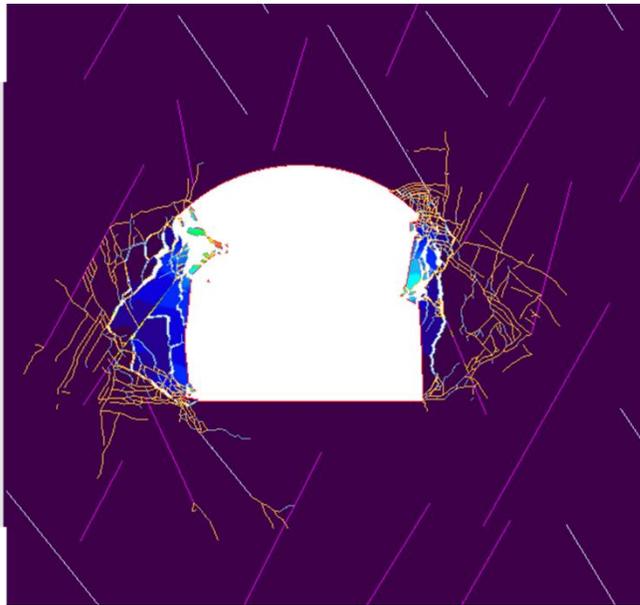
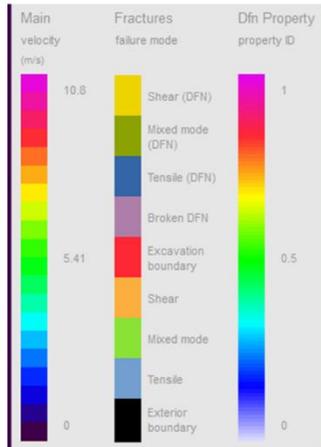


Step 3

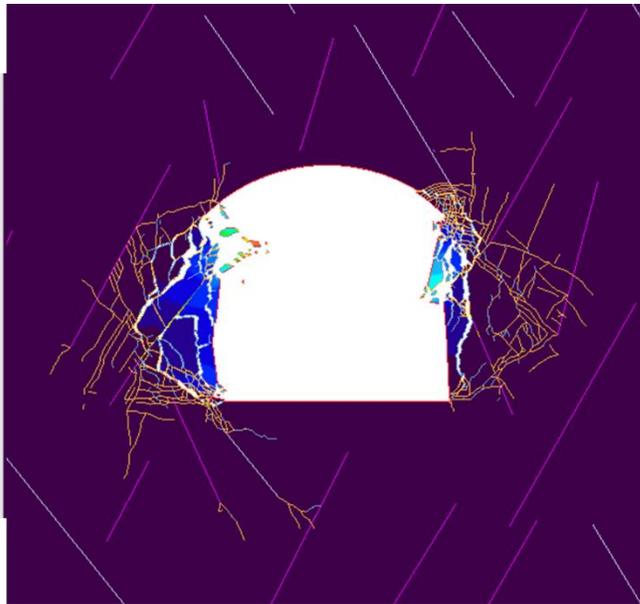
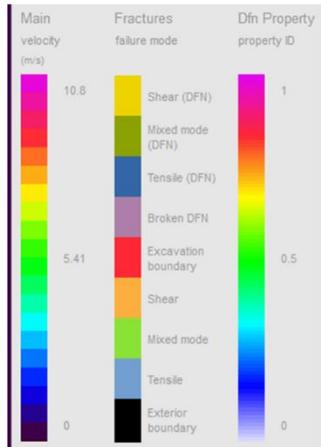


Step 4



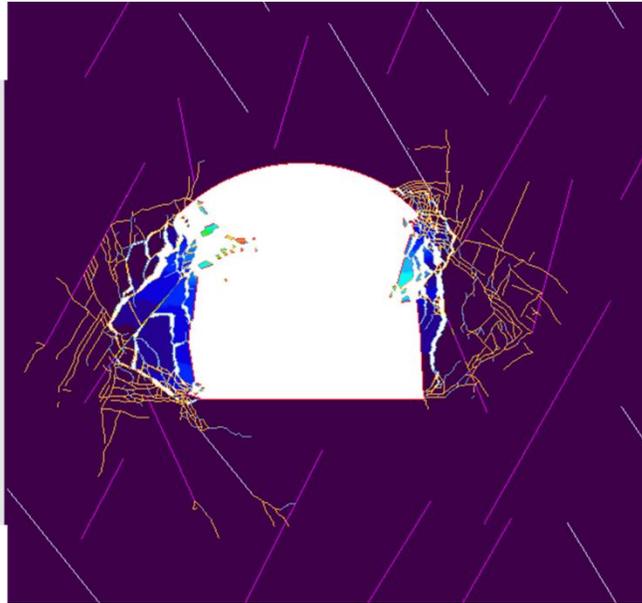
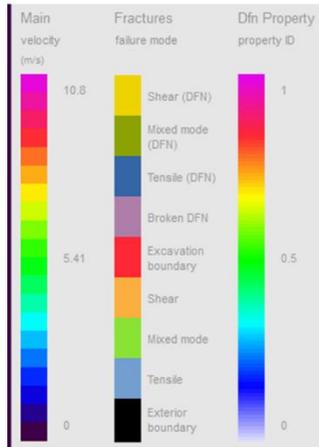


Step 5

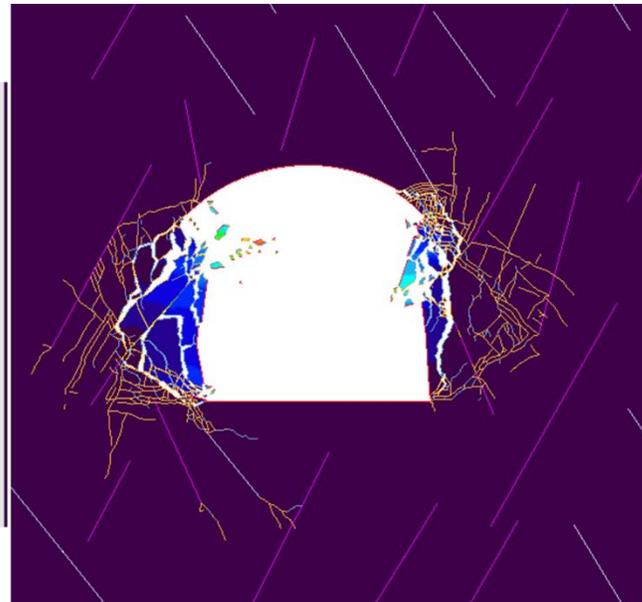
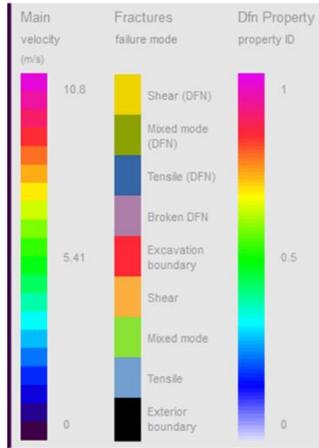


Step 6



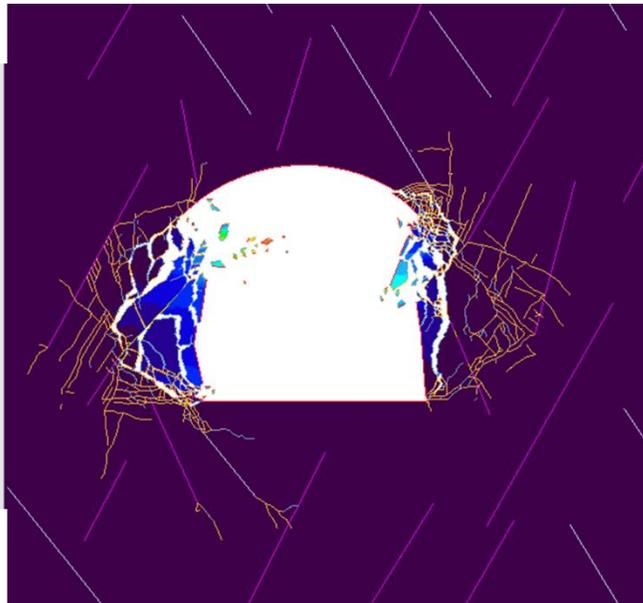
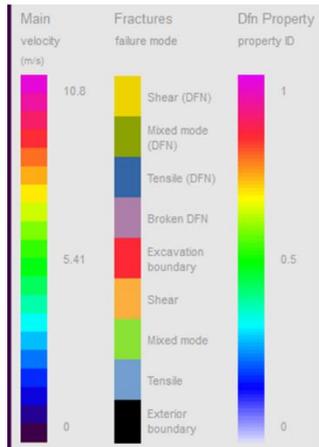


Step 7

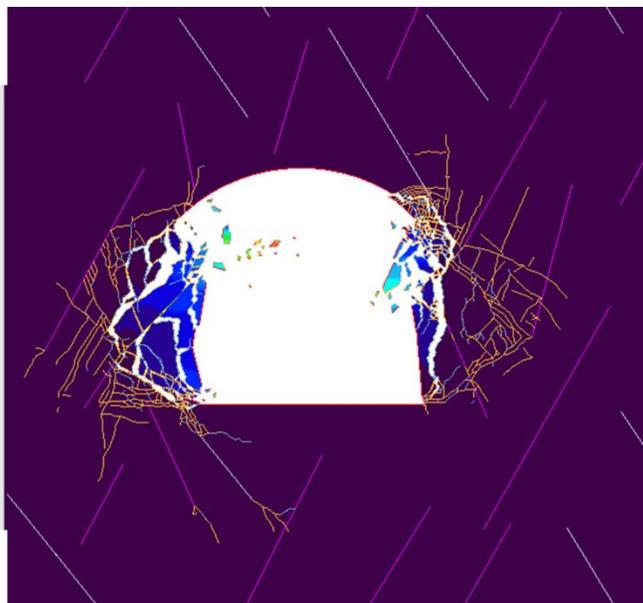
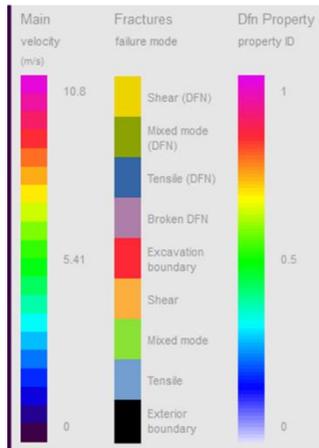


Step 8



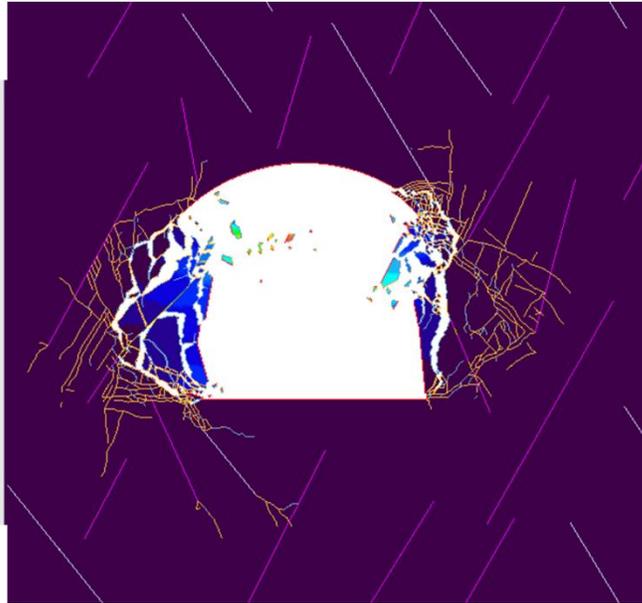
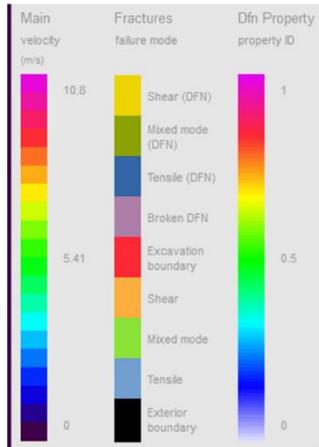


Step 9



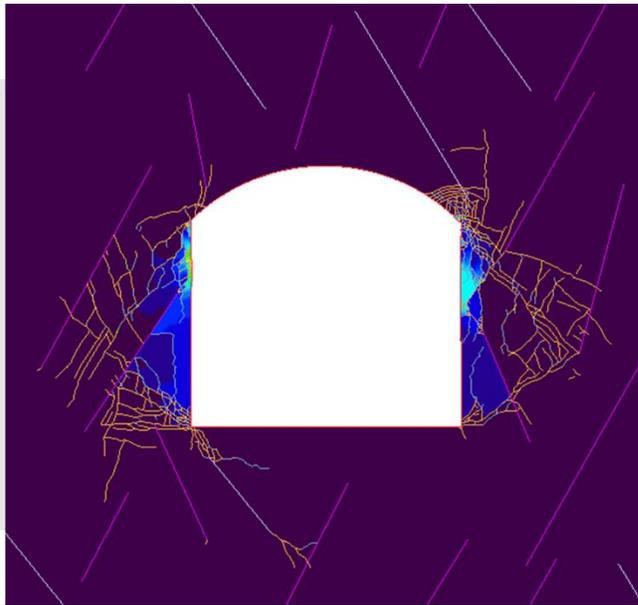
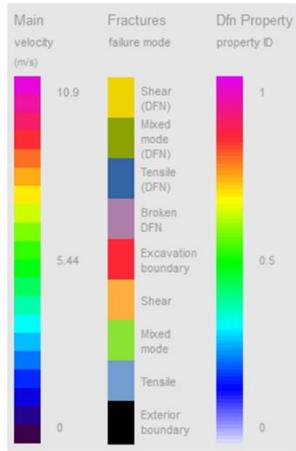
Step 10



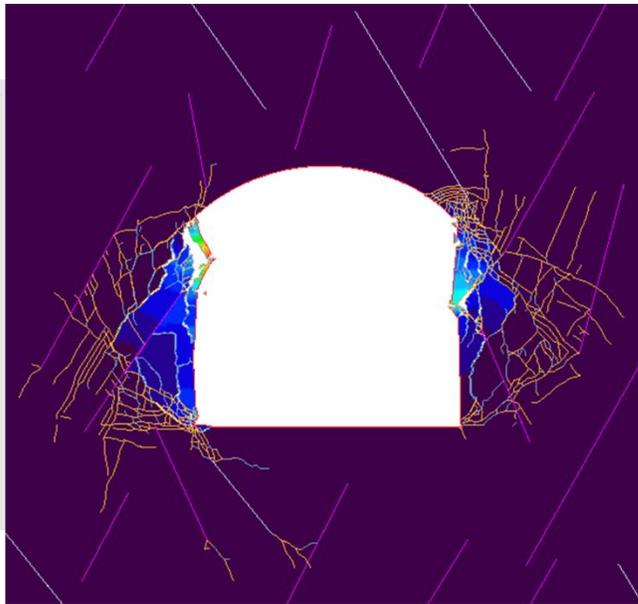
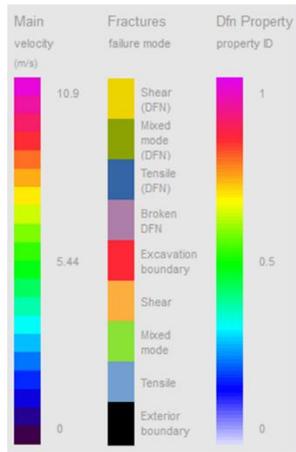


Step 11



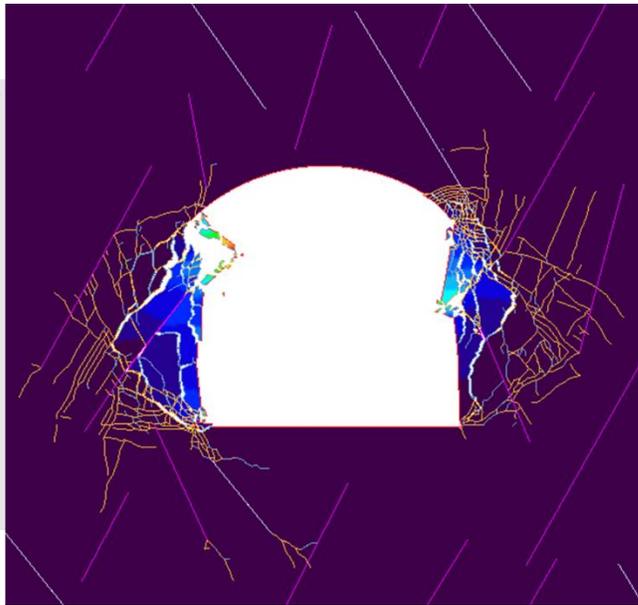
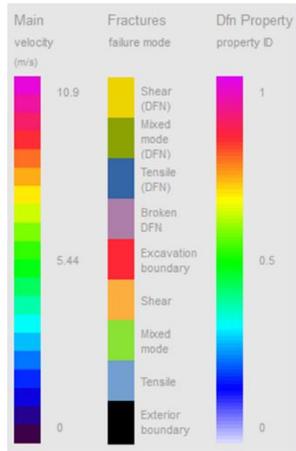


Step 1

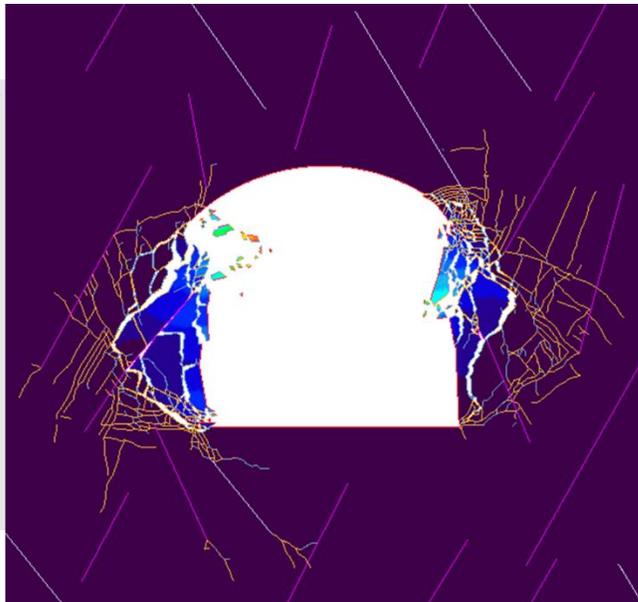
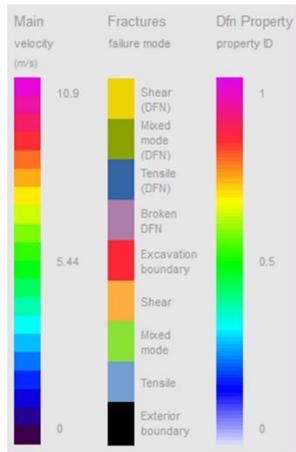


Step 2



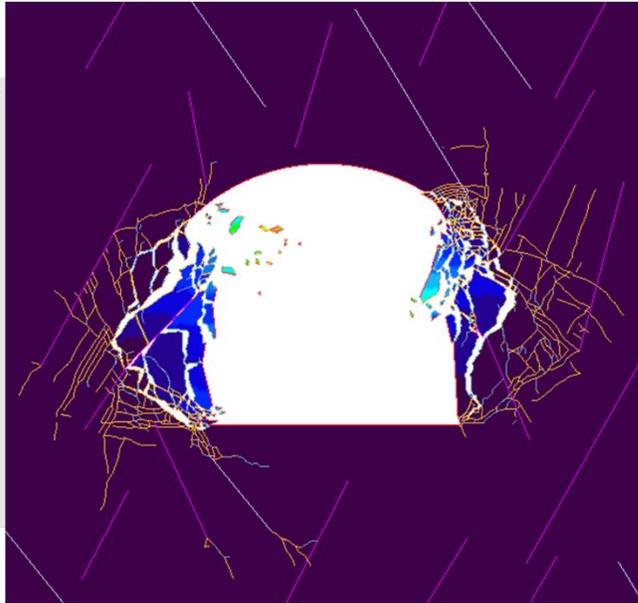
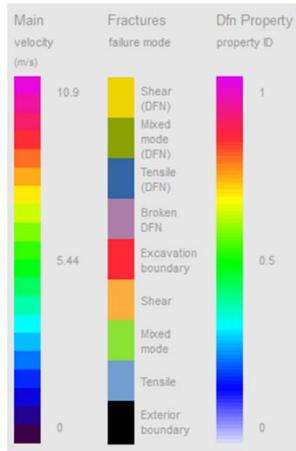


Step 3

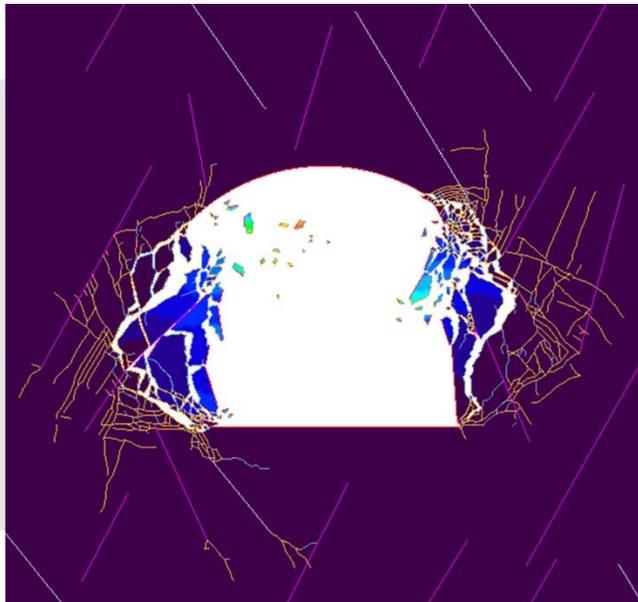
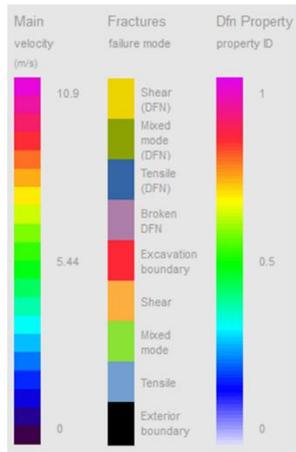


Step 4



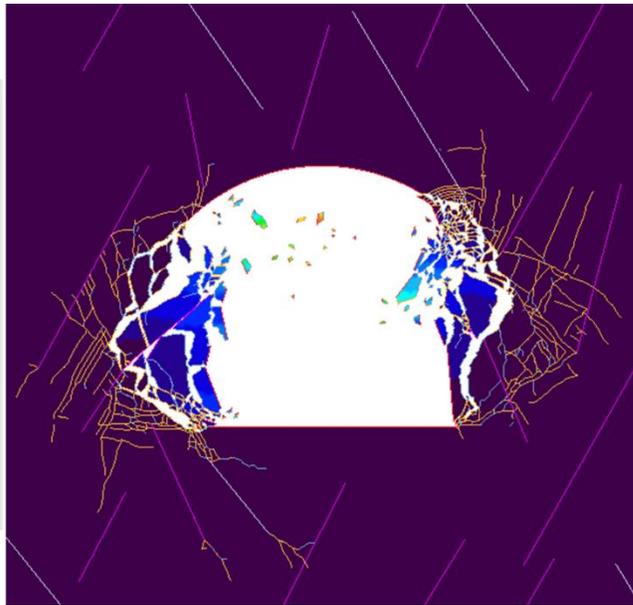
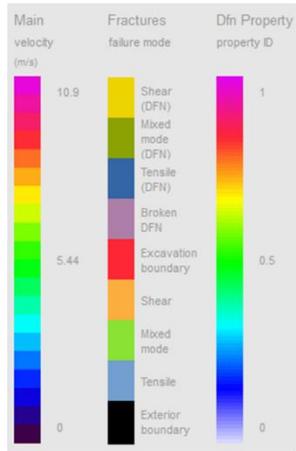


Step 5

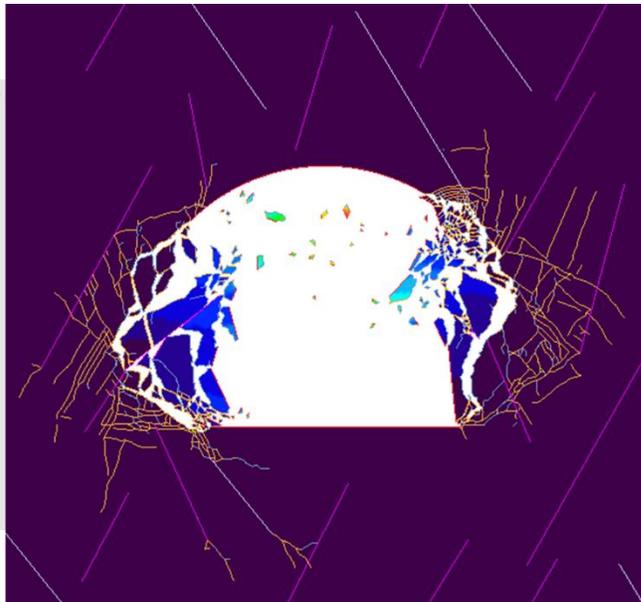
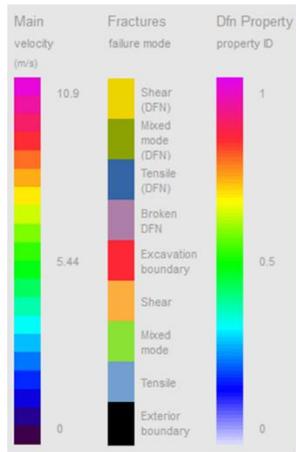


Step 6



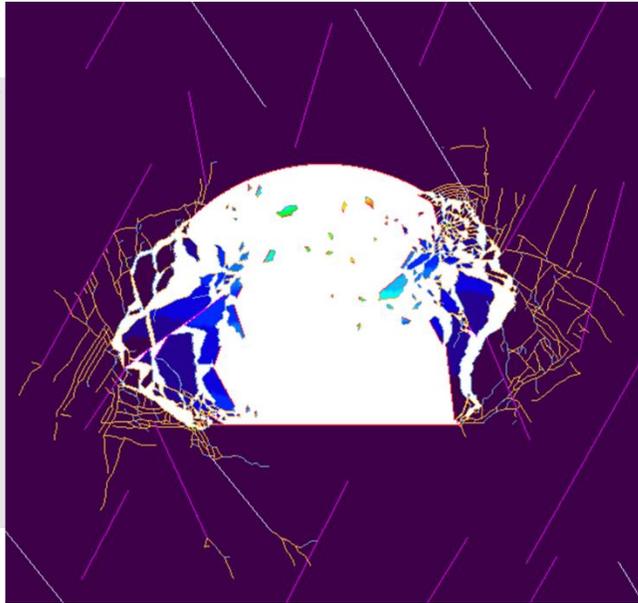
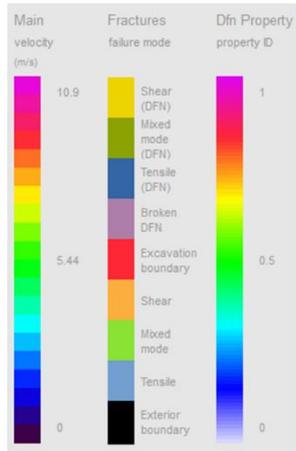


Step 7

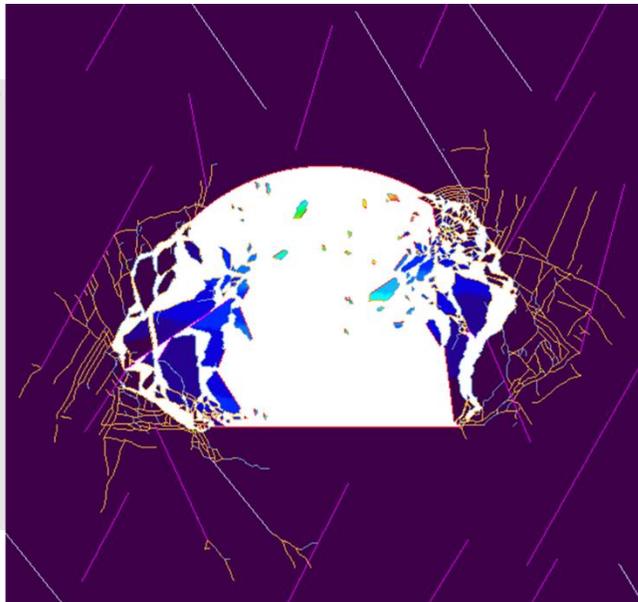
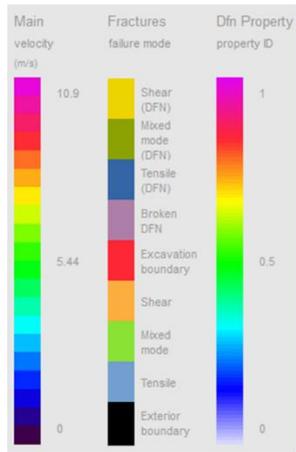


Step 8



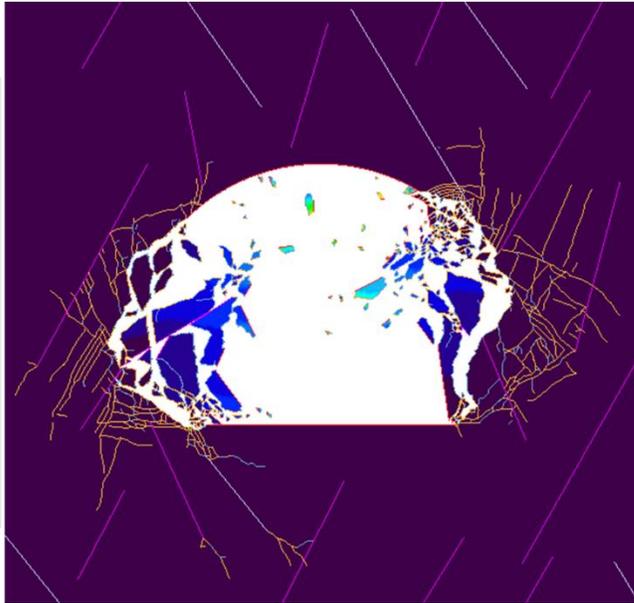
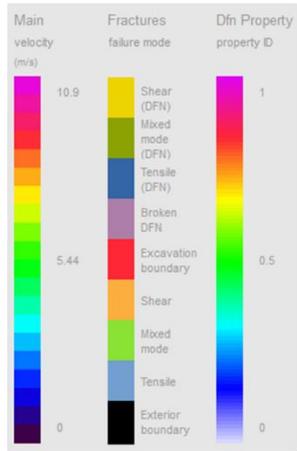


Step 9



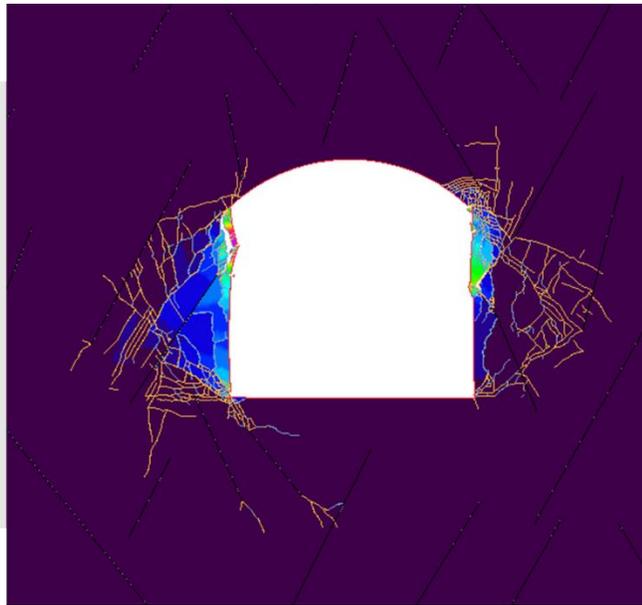
Step 10



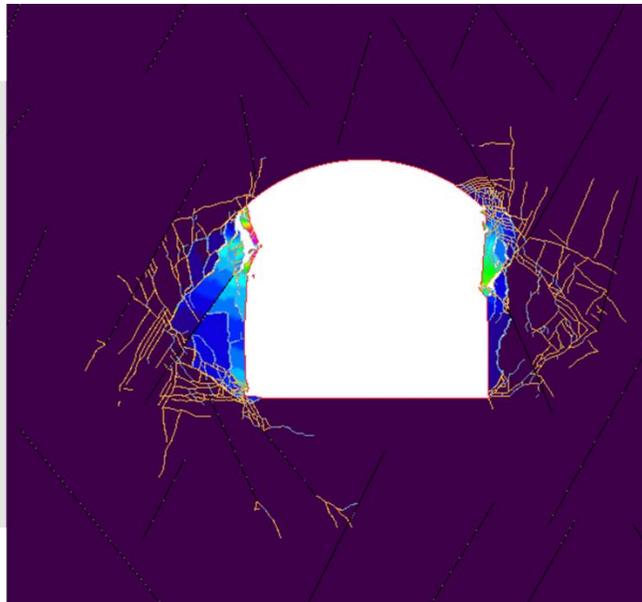
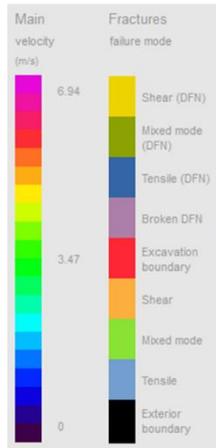


Step 11



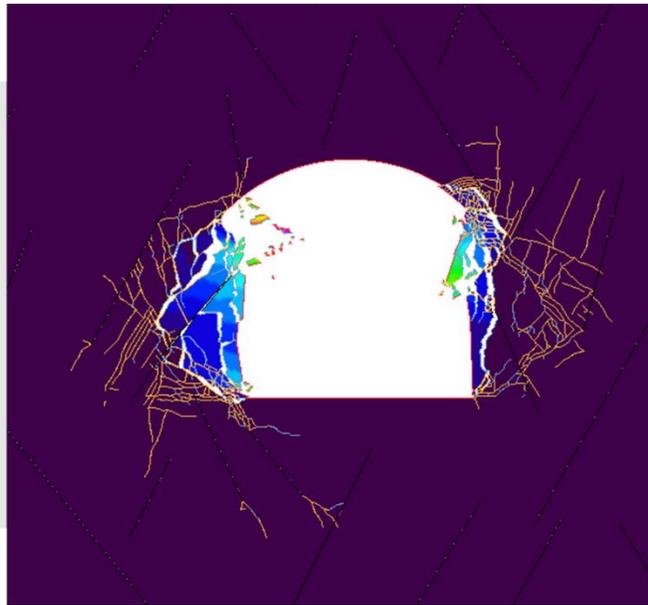


Step 1

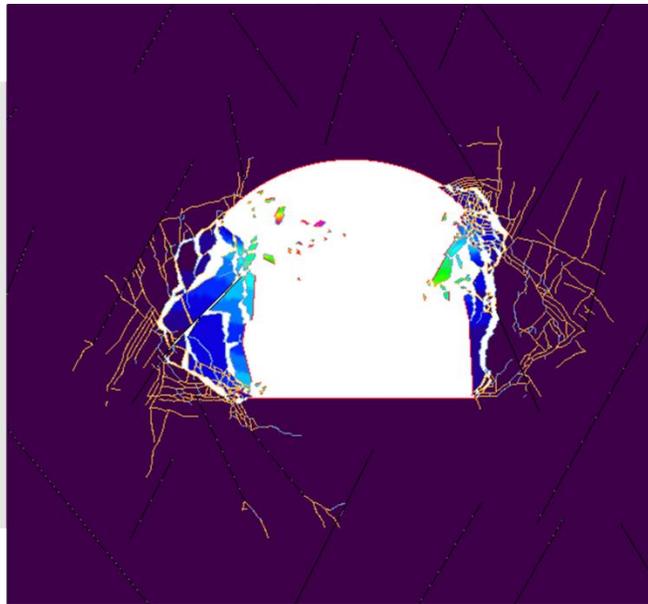
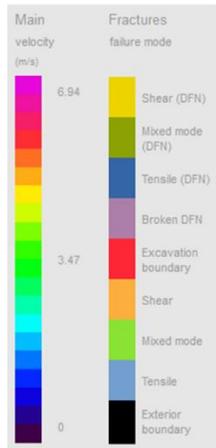


Step 2



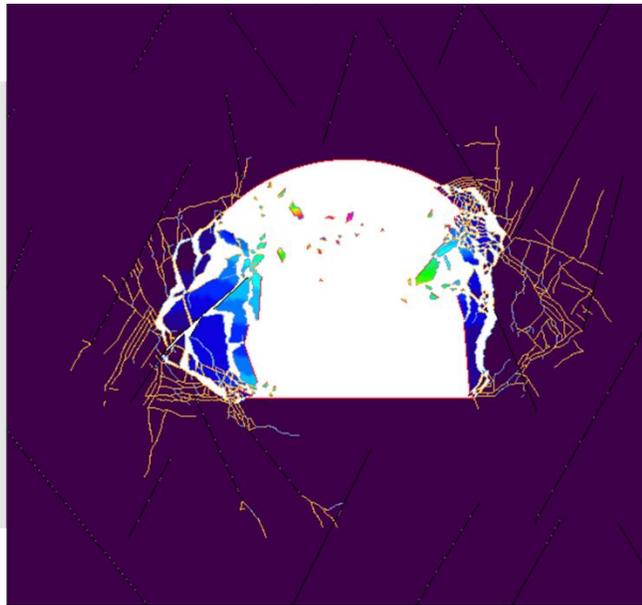


Step 3

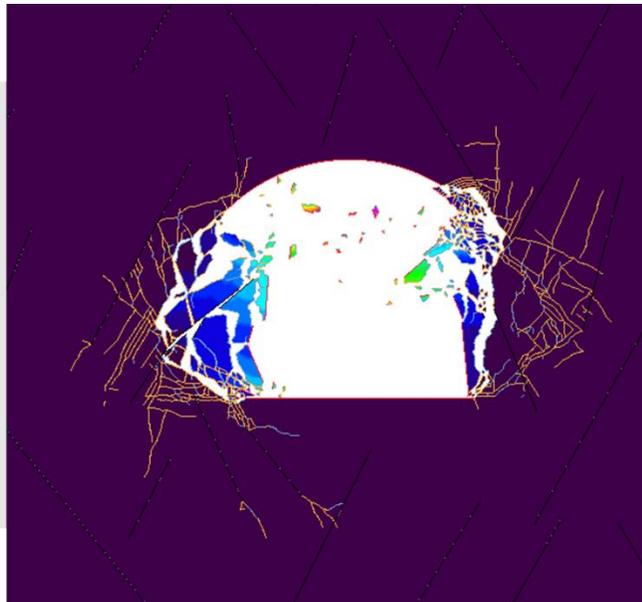


Step 4



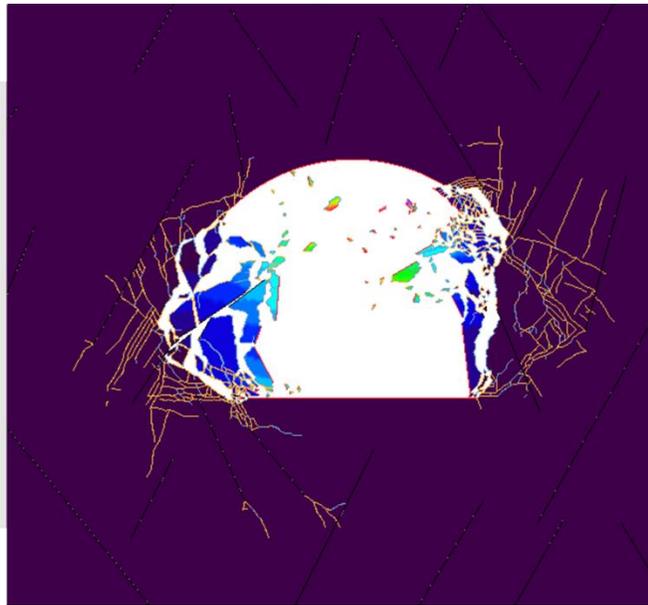


Step 5

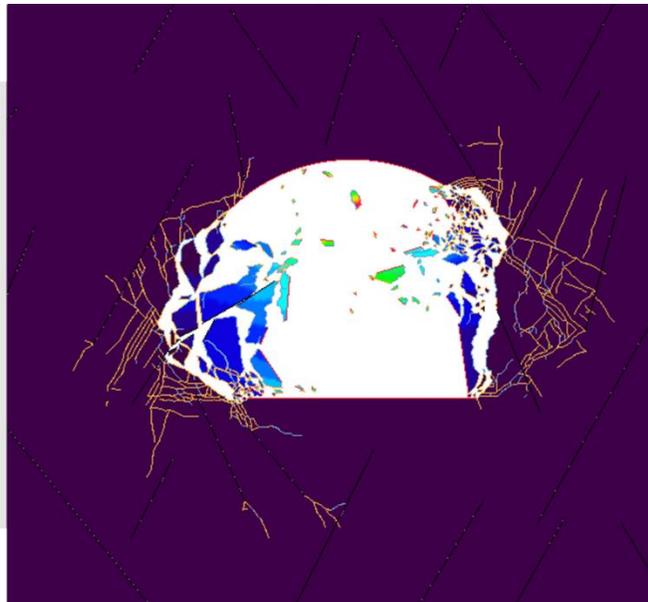
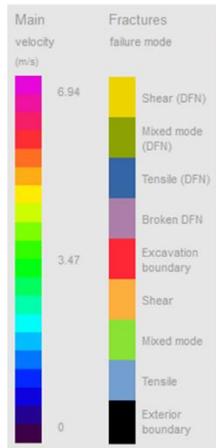


Step 6



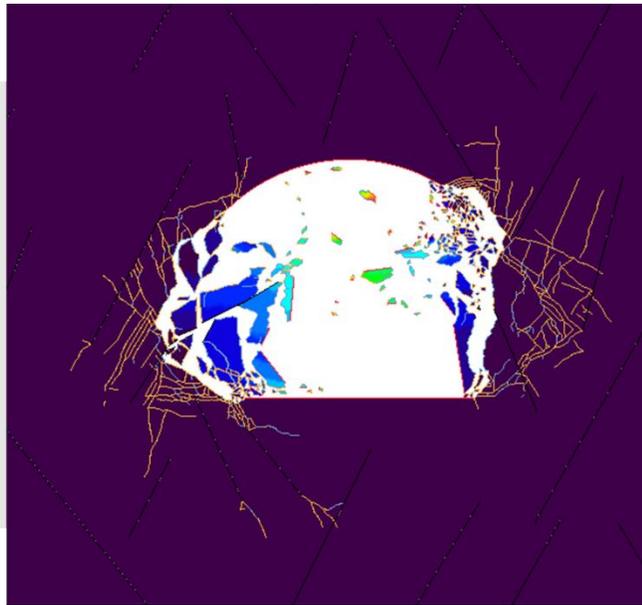
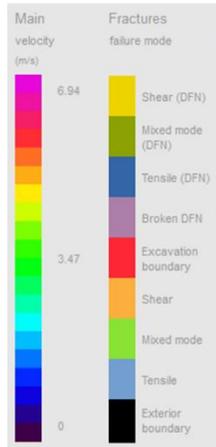


Step 7

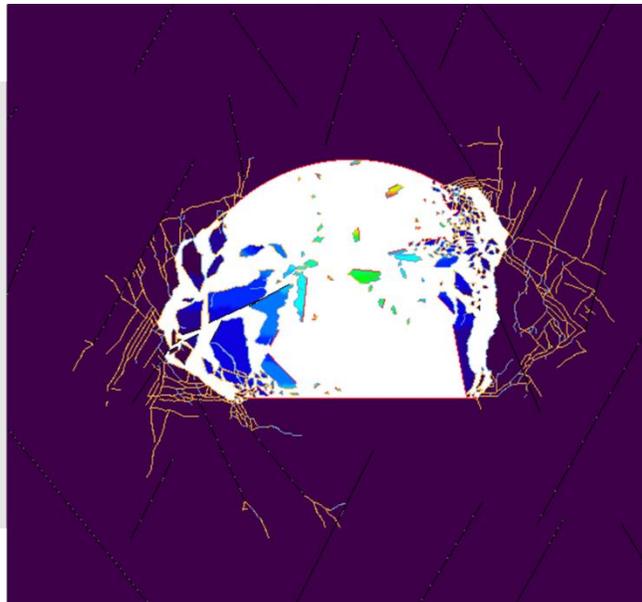
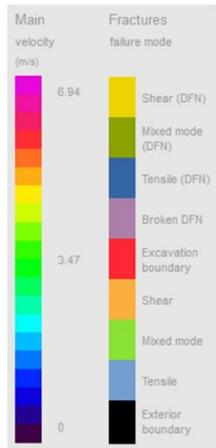


Step 8



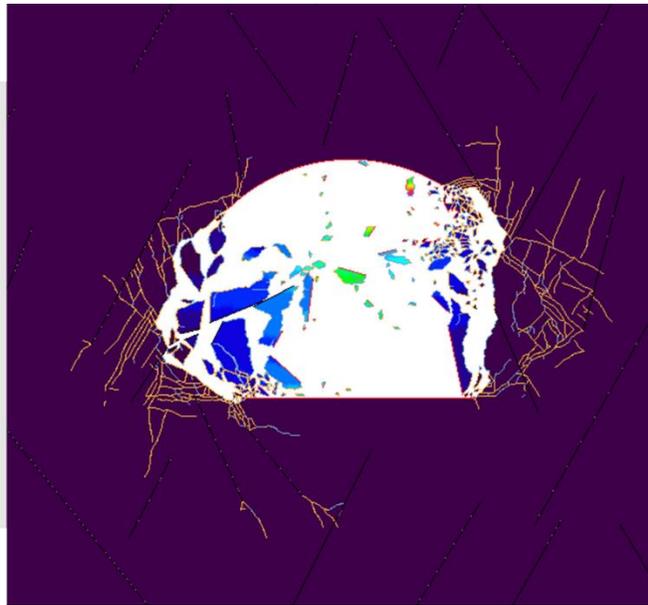
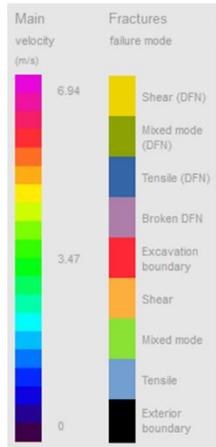


Step 9



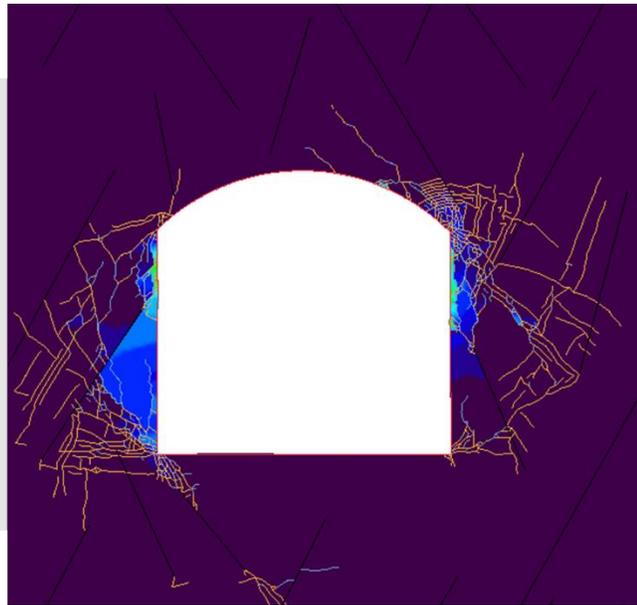
Step 10



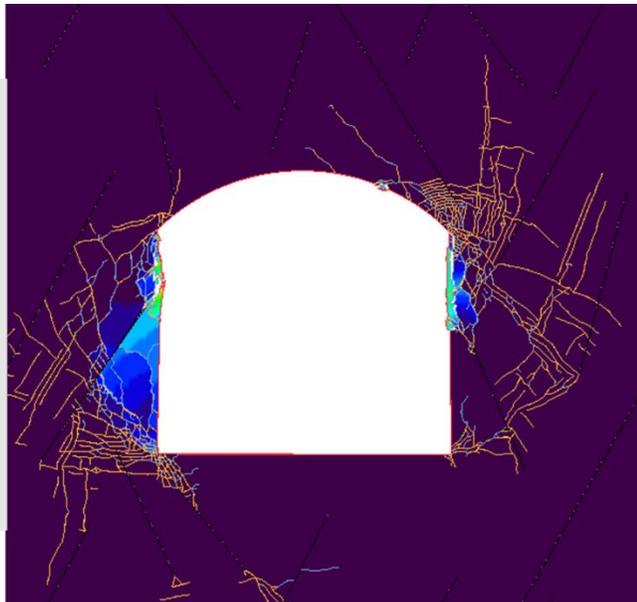
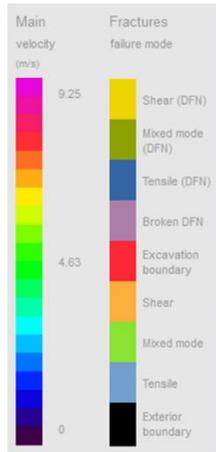


Step 11



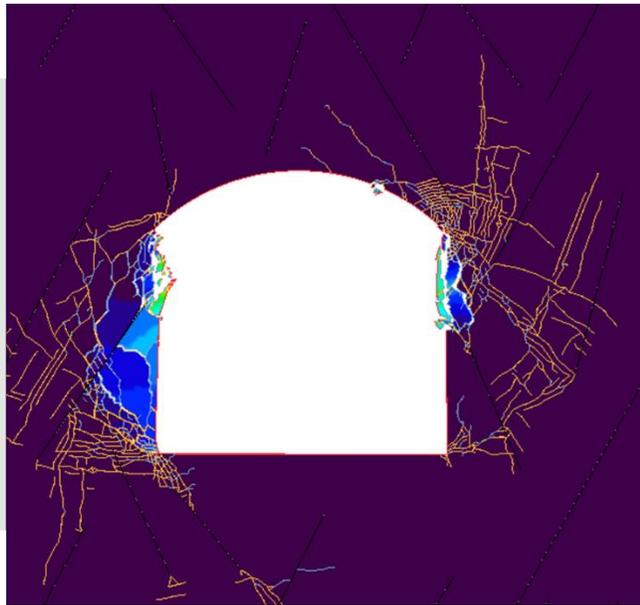


Step 1

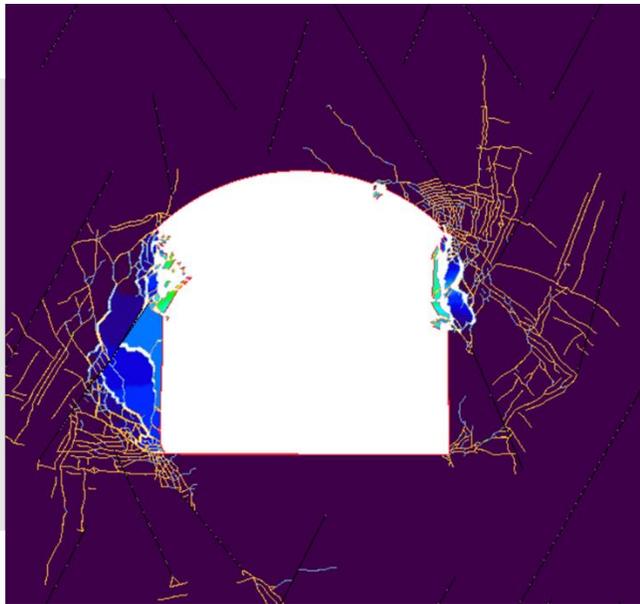
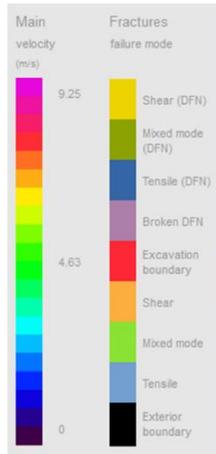


Step 2



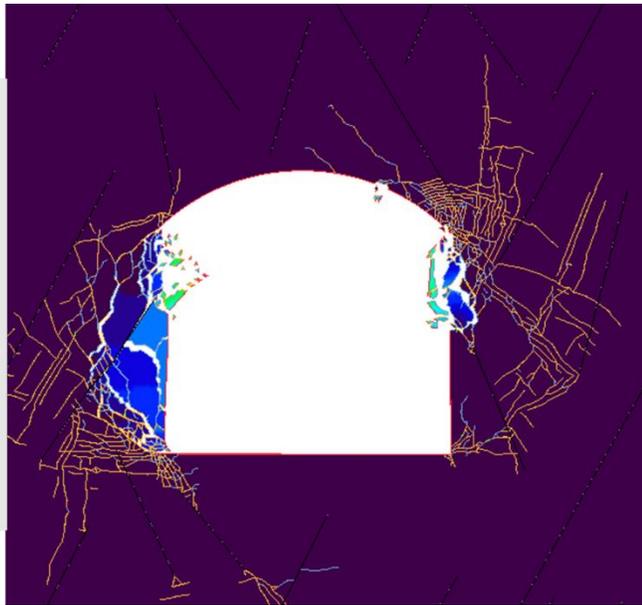
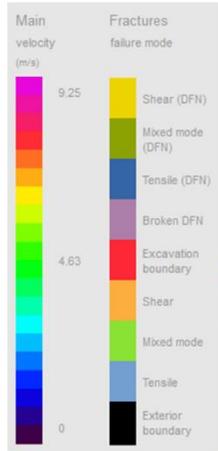


Step 3

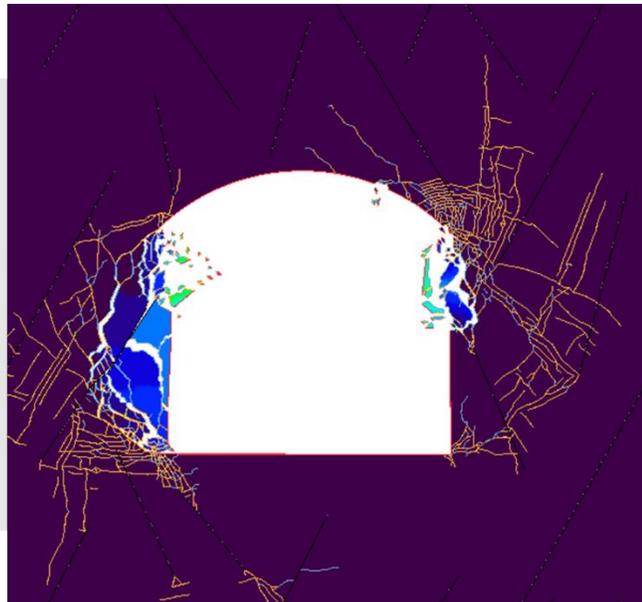
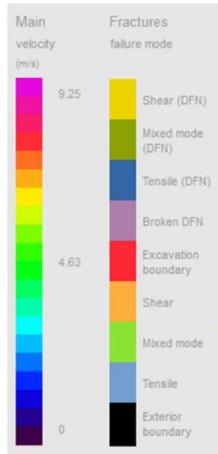


Step 4



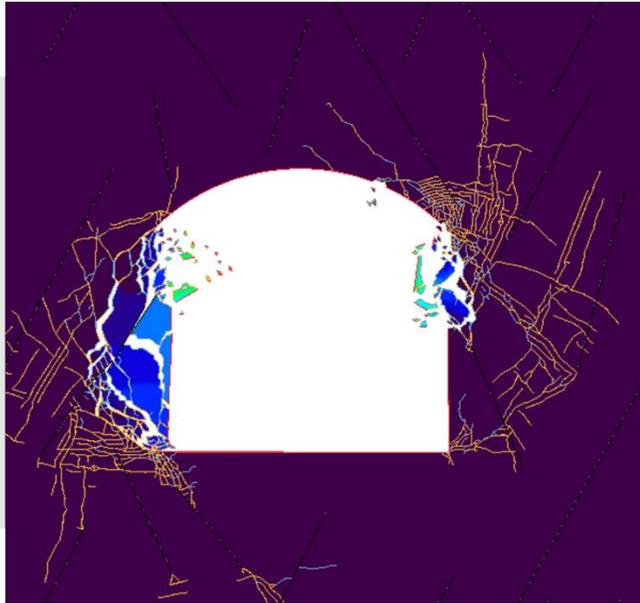
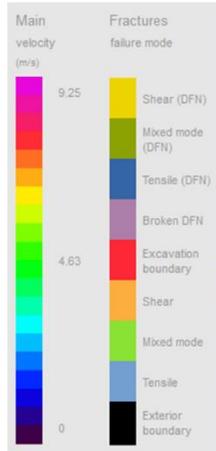


Step 5

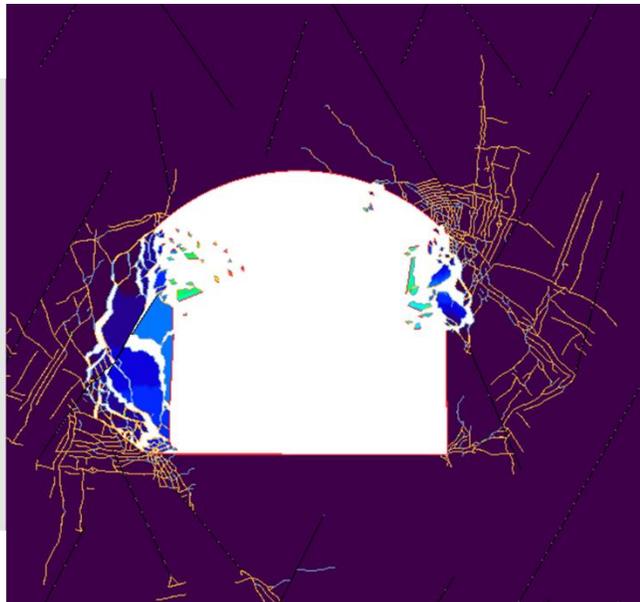


Step 6



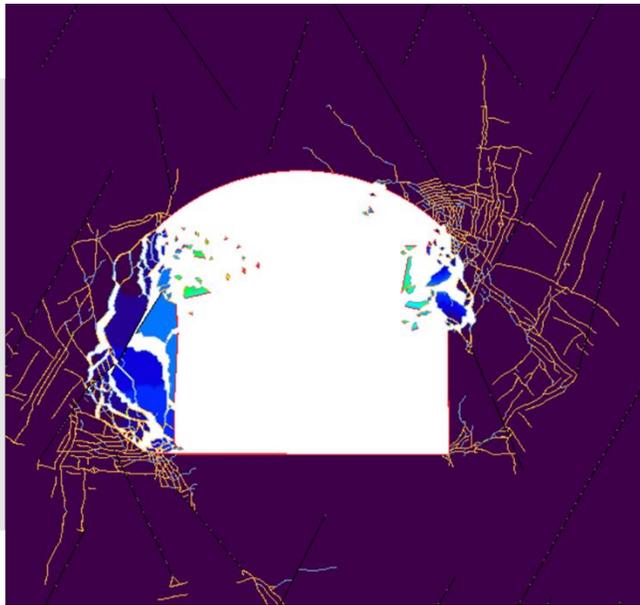
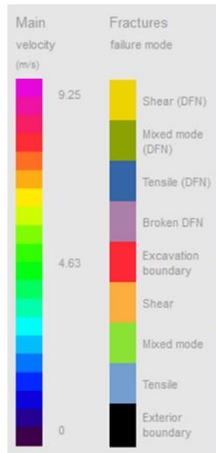


Step 7

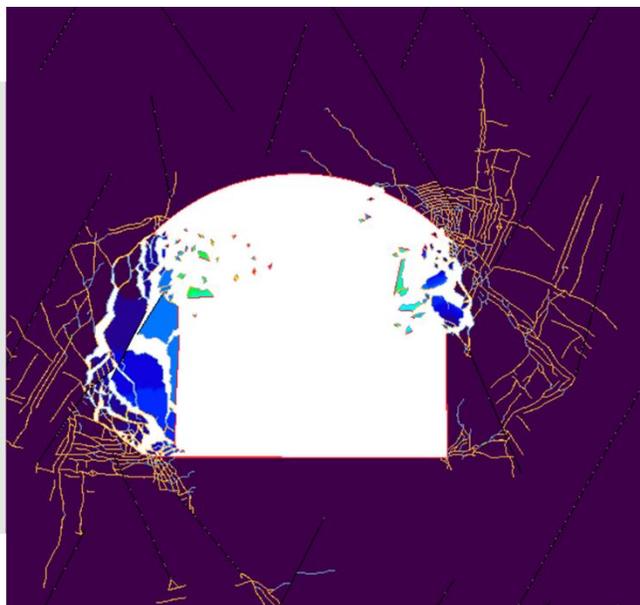


Step 8



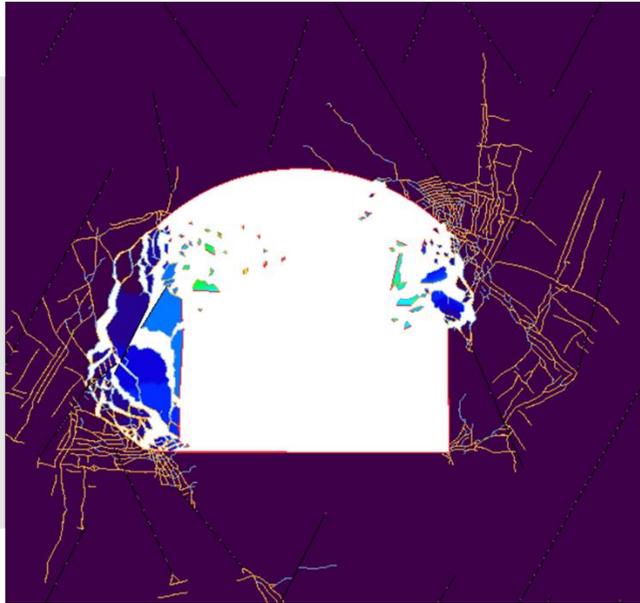
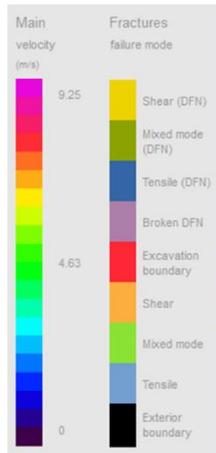


Step 9



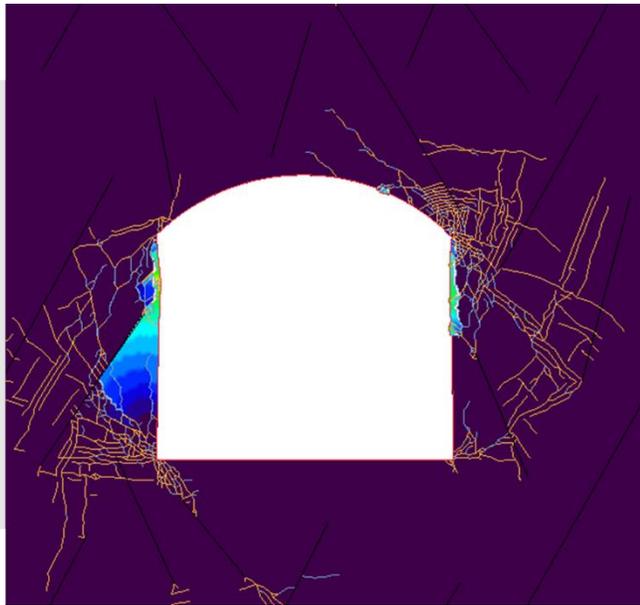
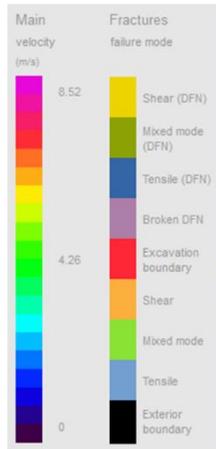
Step 10



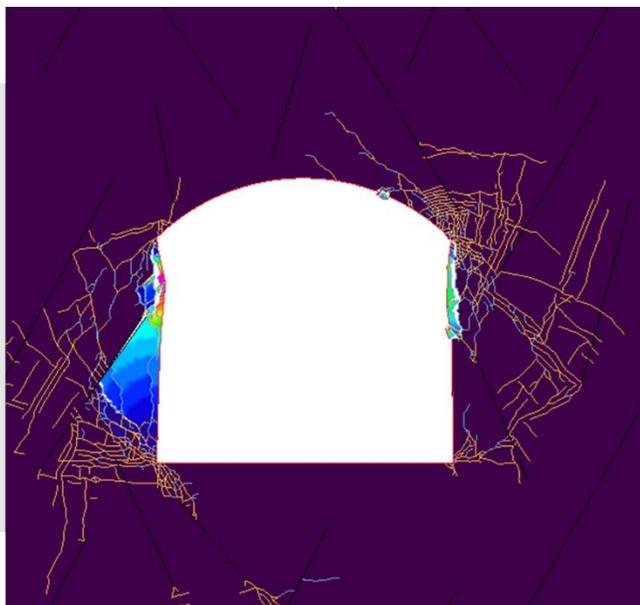


Step 11



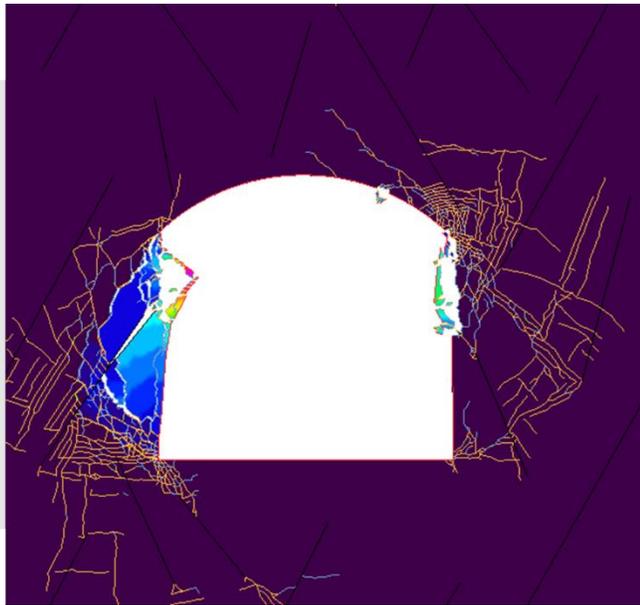
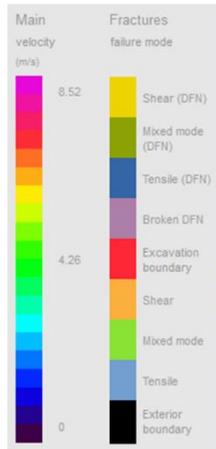


Step 1

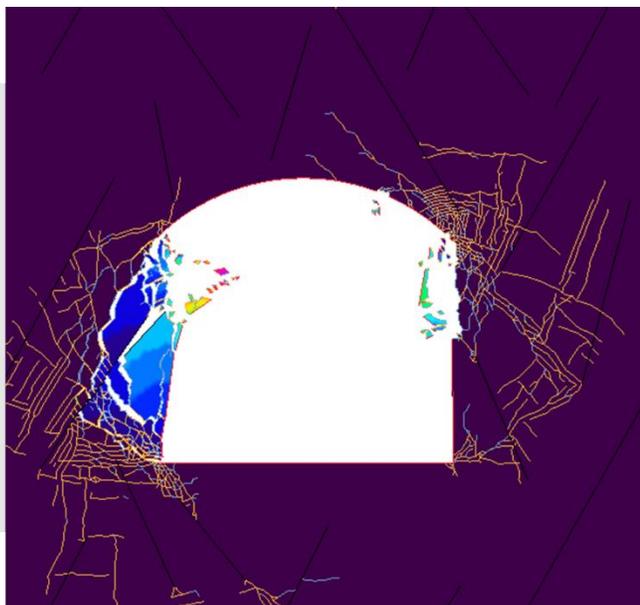


Step 2



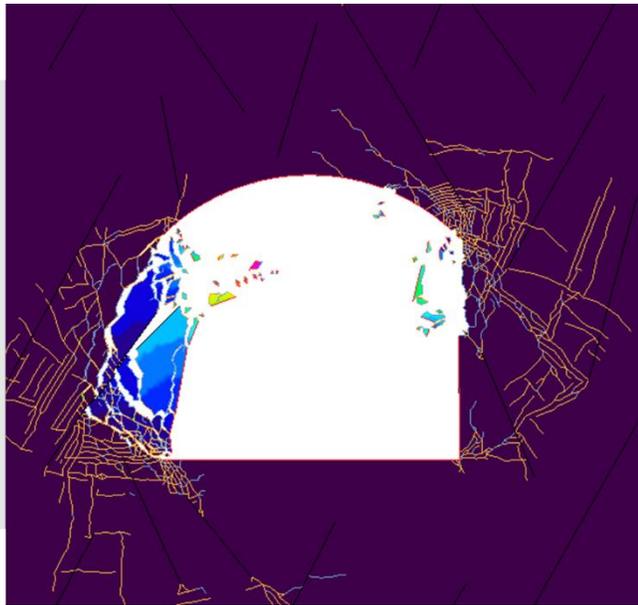
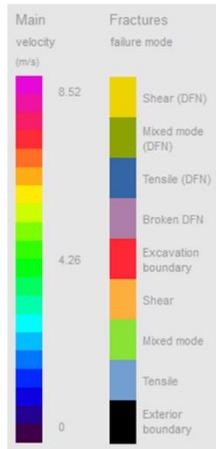


Step 3

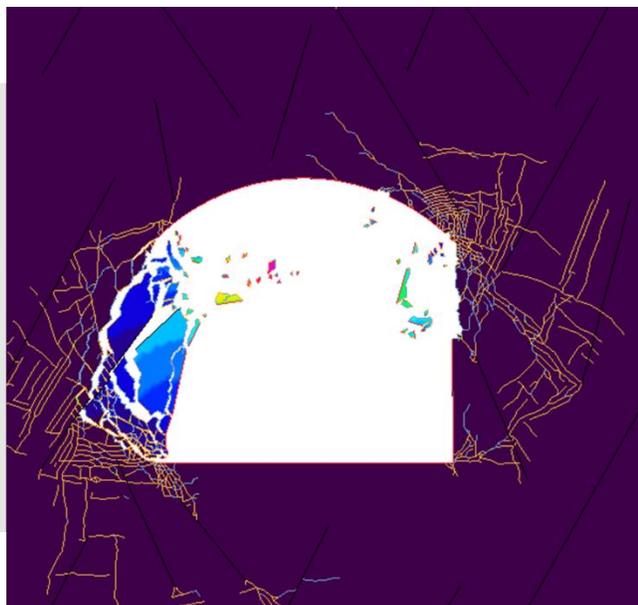


Step 4



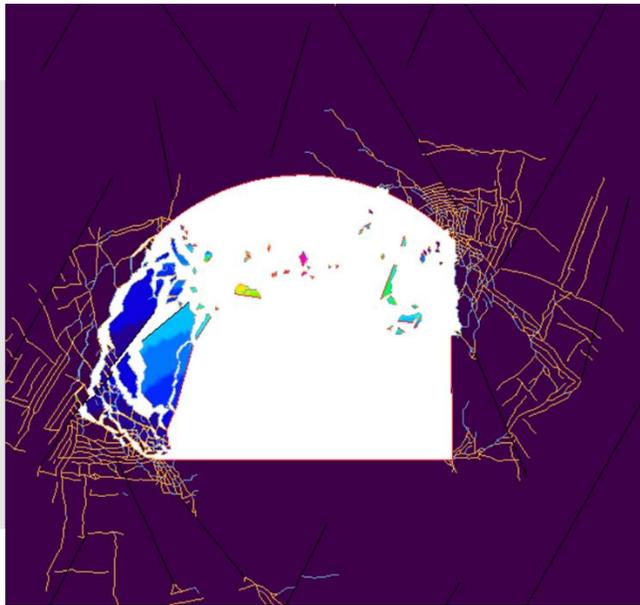
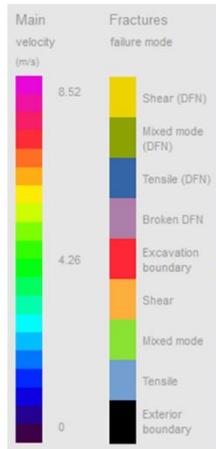


Step 5

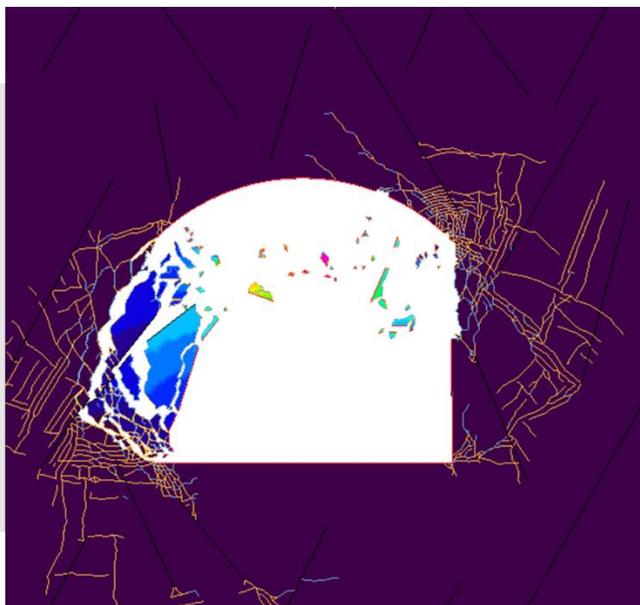


Step 6



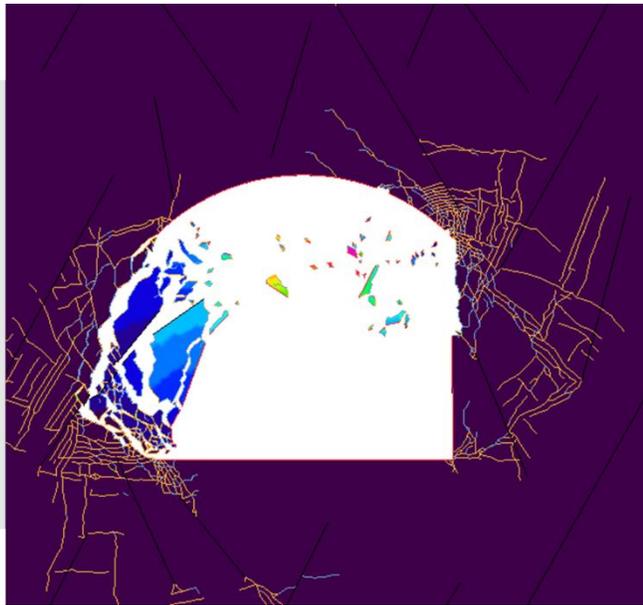


Step 7

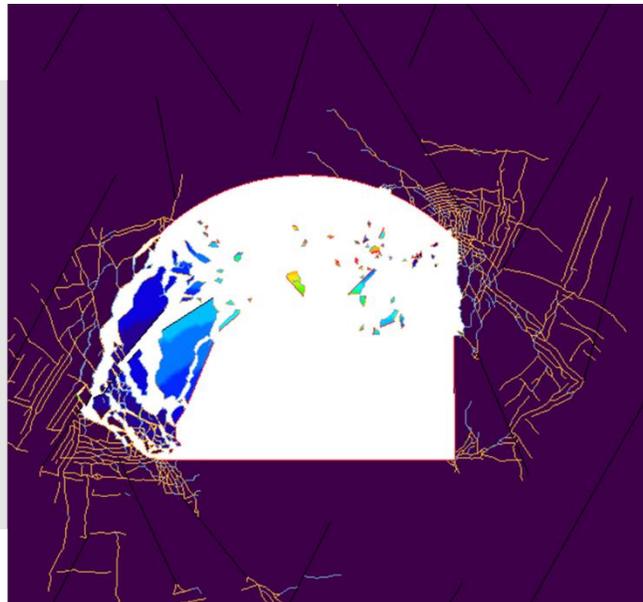


Step 8



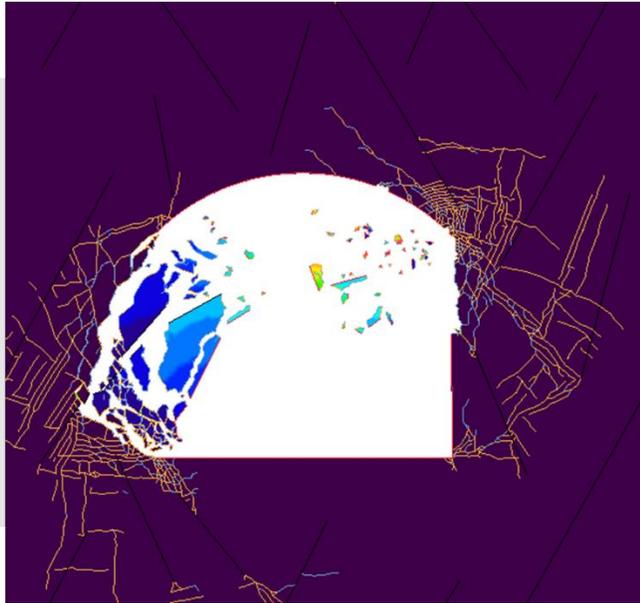
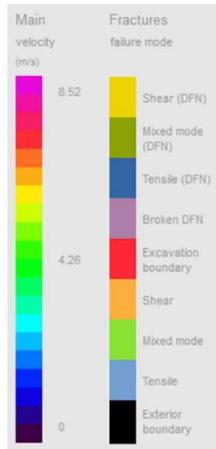


Step 9



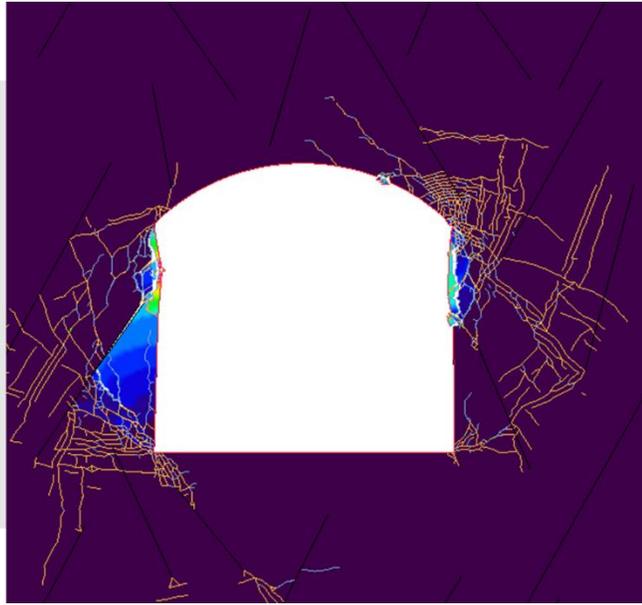
Step 10



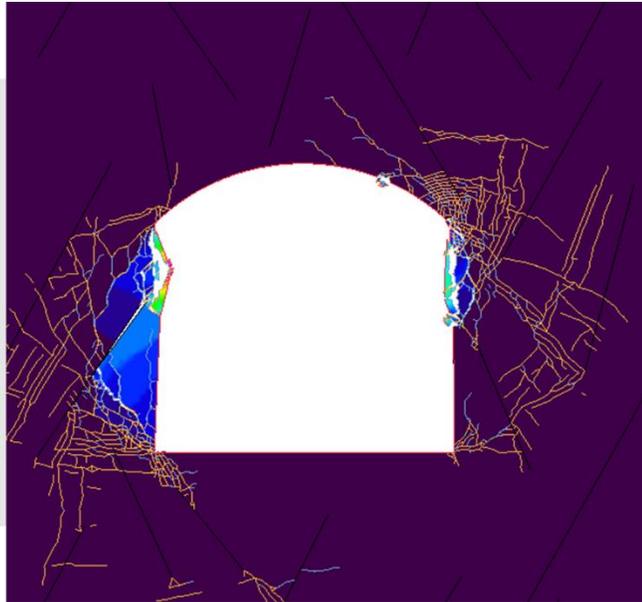


Step 11



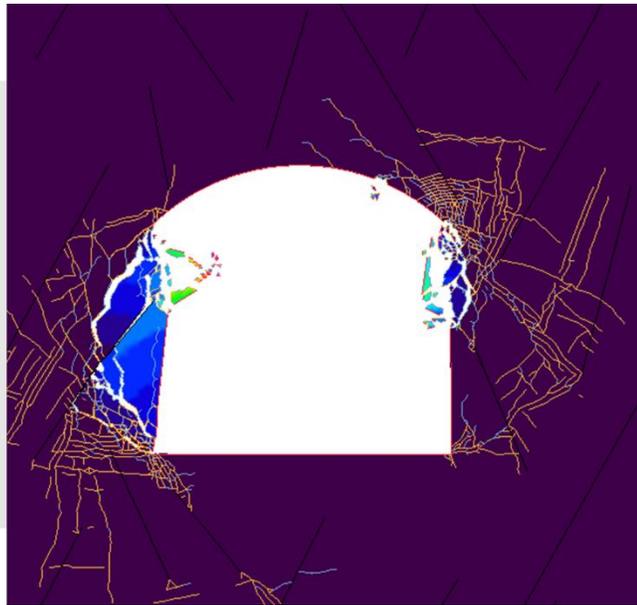
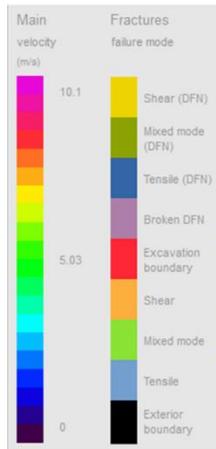


Step 1

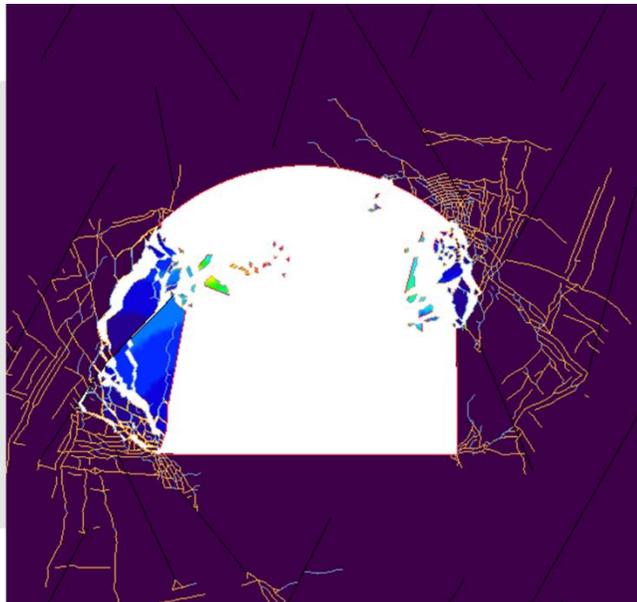


Step 2



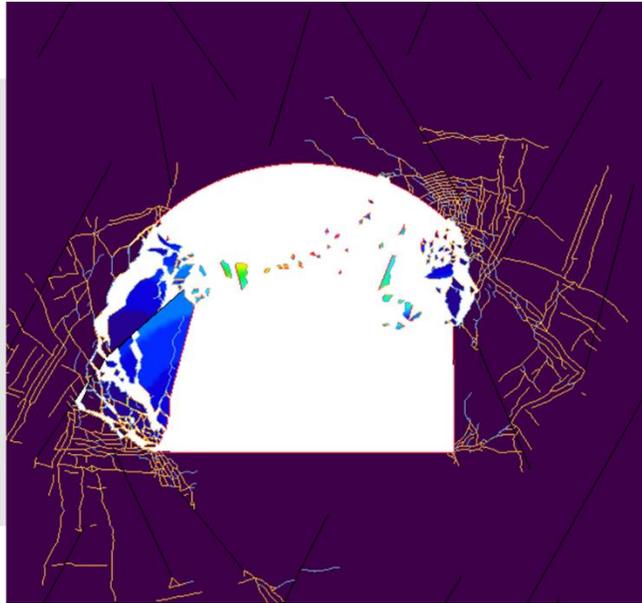


Step 3

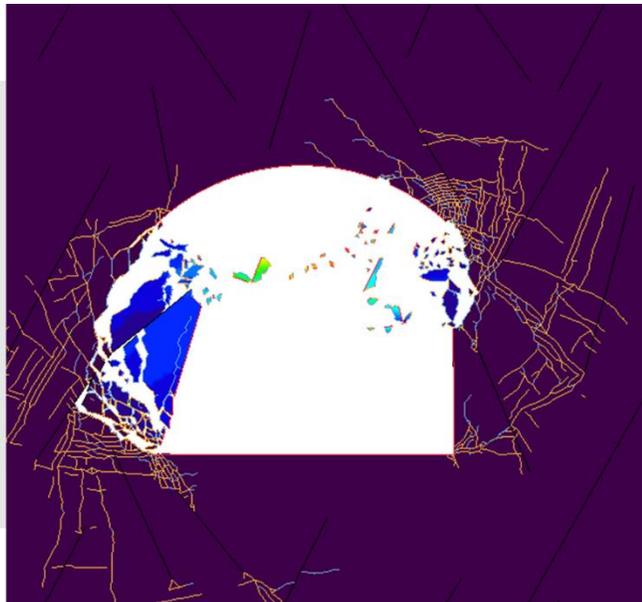
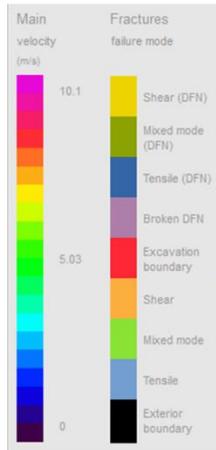


Step 4



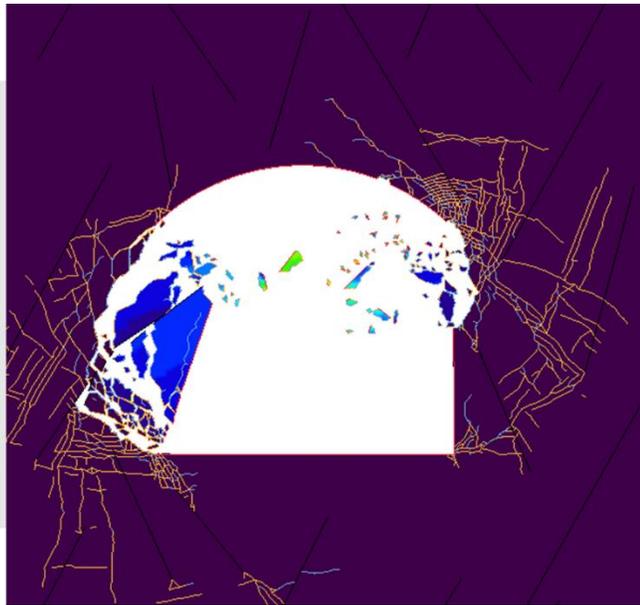


Step 5

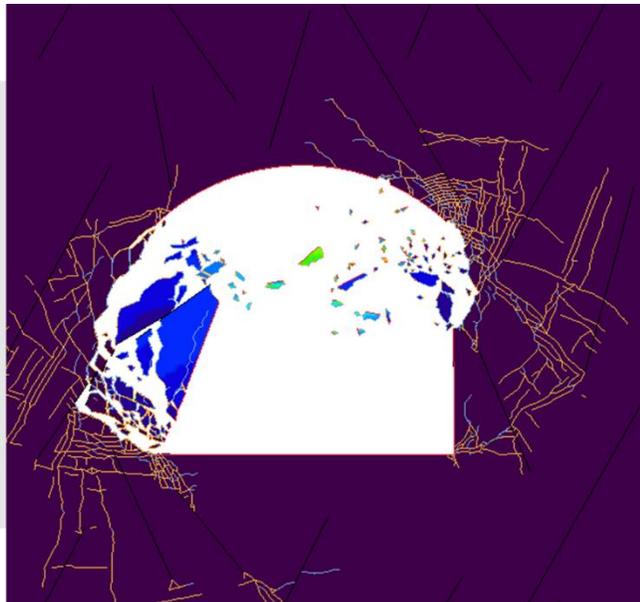


Step 6



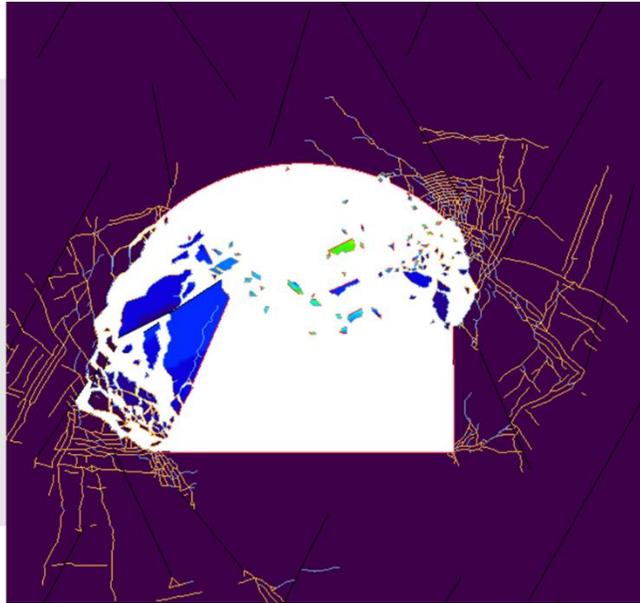


Step 7

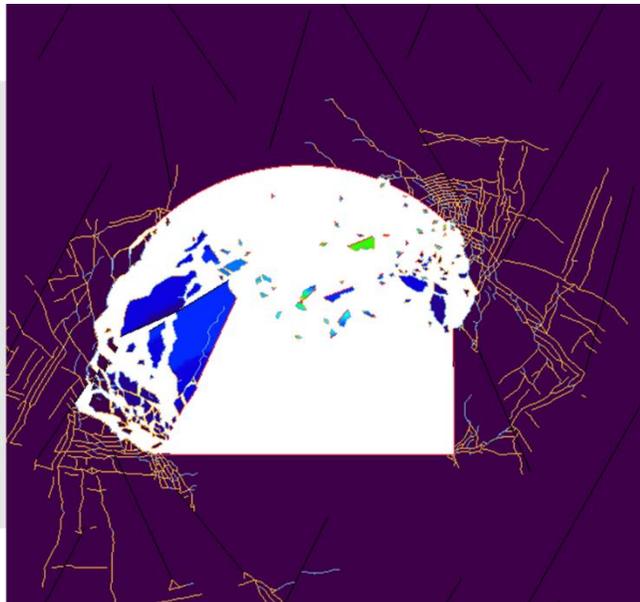


Step 8



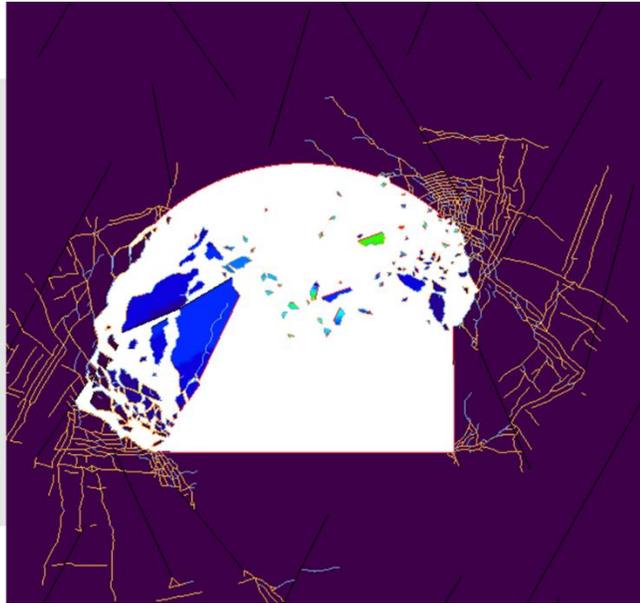


Step 9



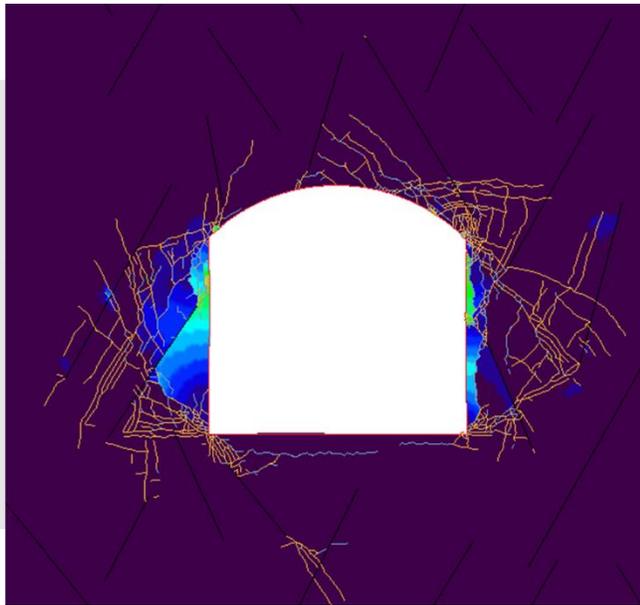
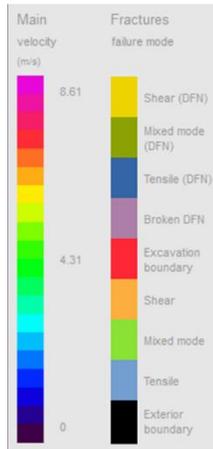
Step 10



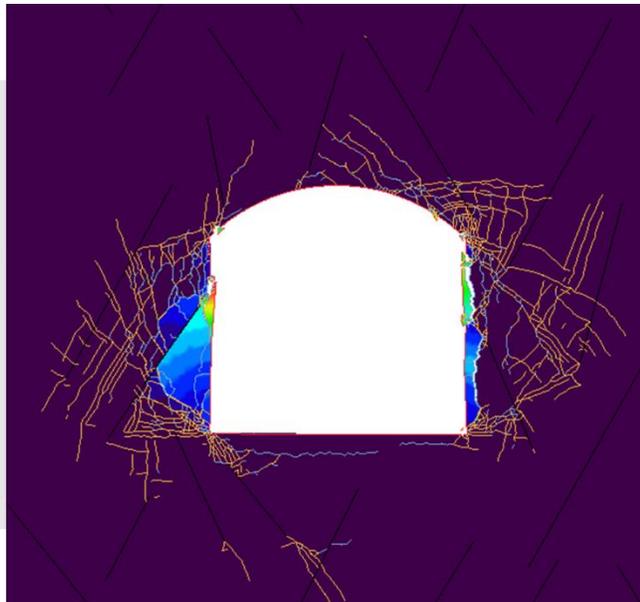


Step 11



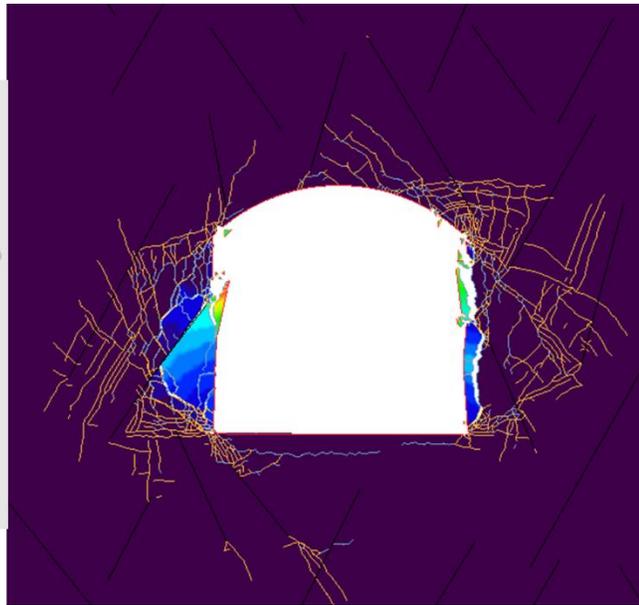
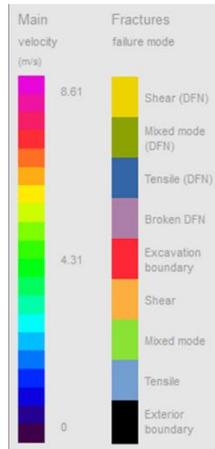


Step 1

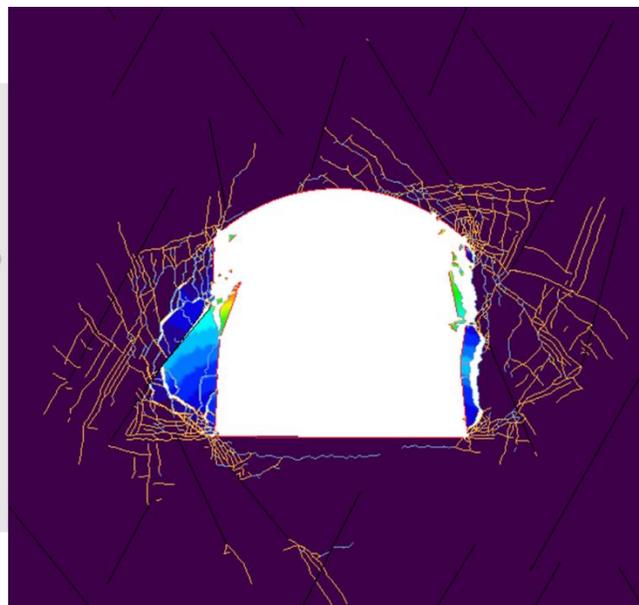
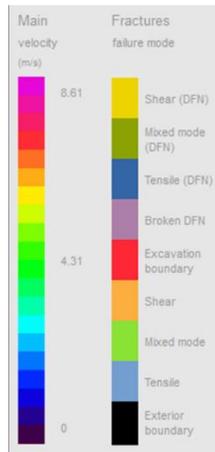


Step 2



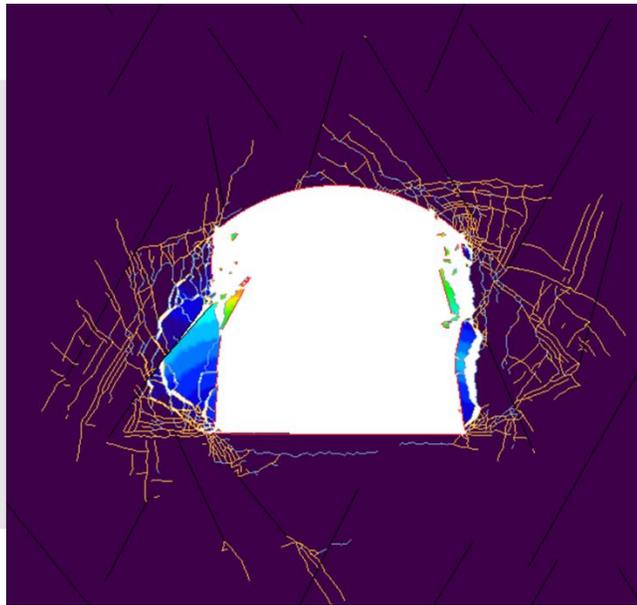
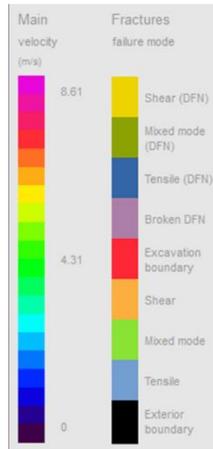


Step 3

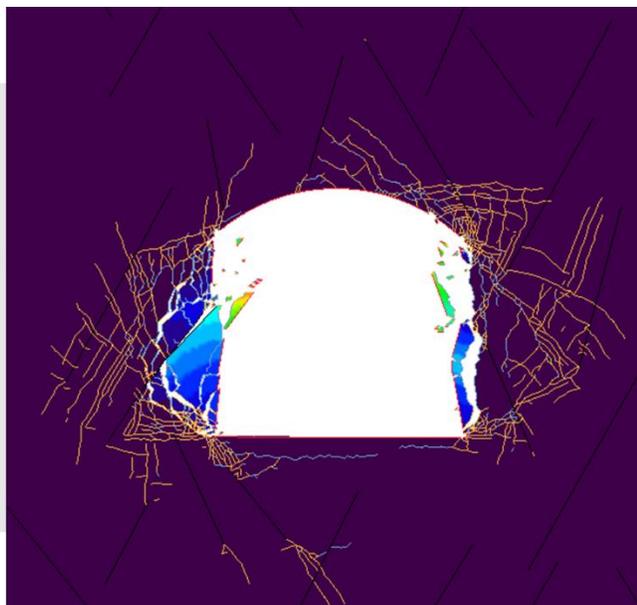


Step 4



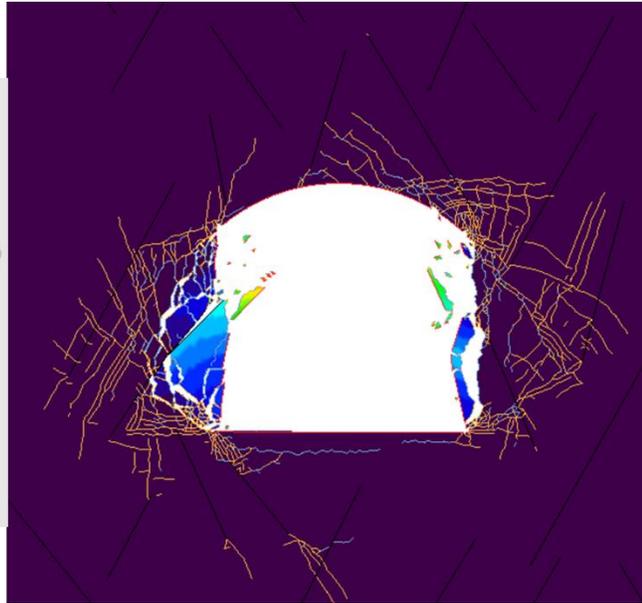
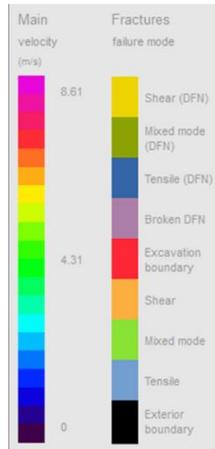


Step 5

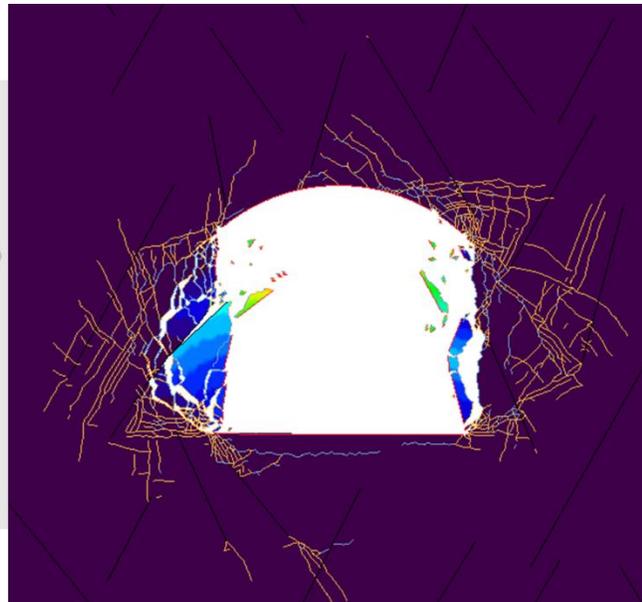


Step 6



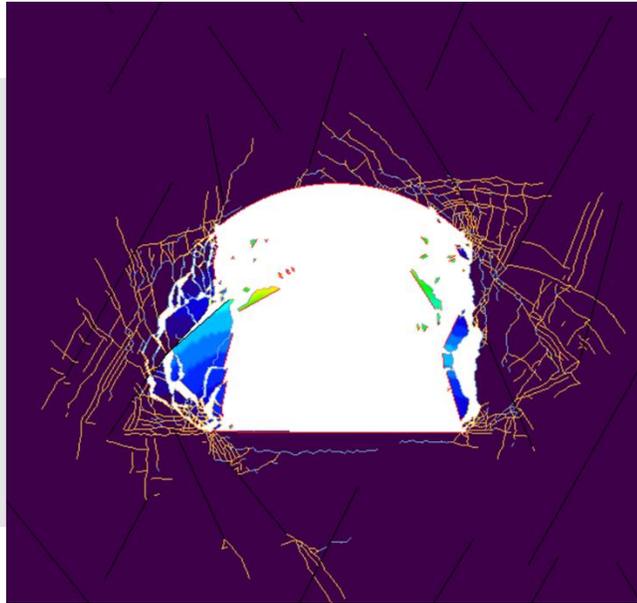
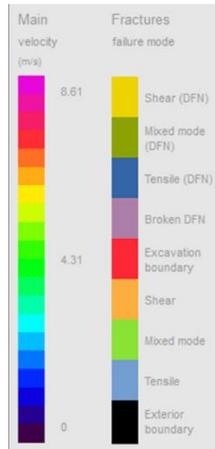


Step 7

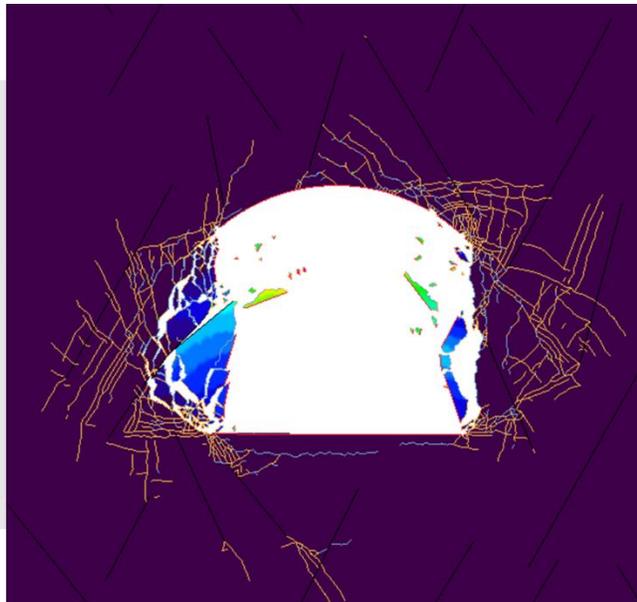


Step 8



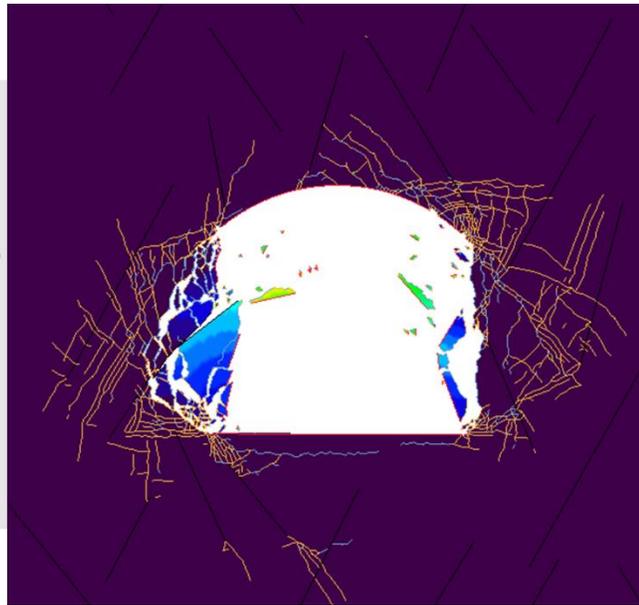
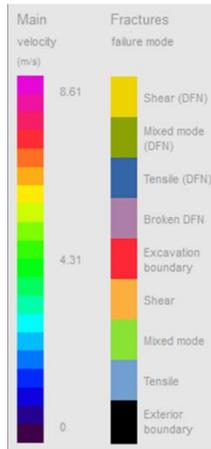


Step 9



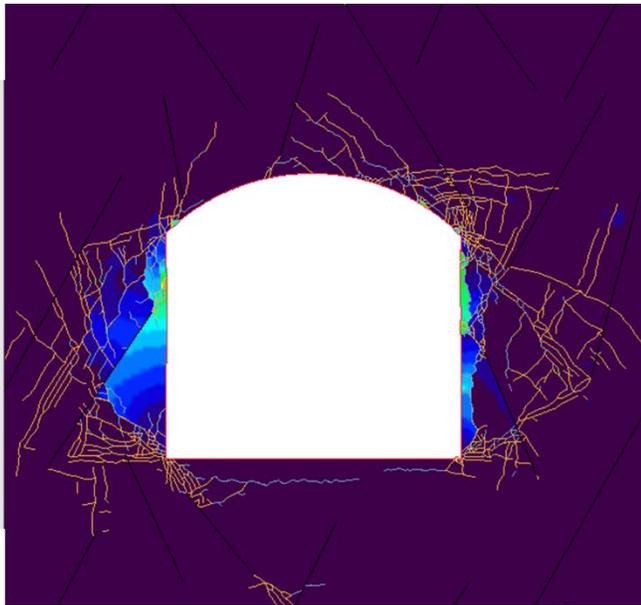
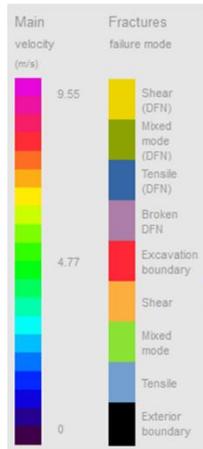
Step 10



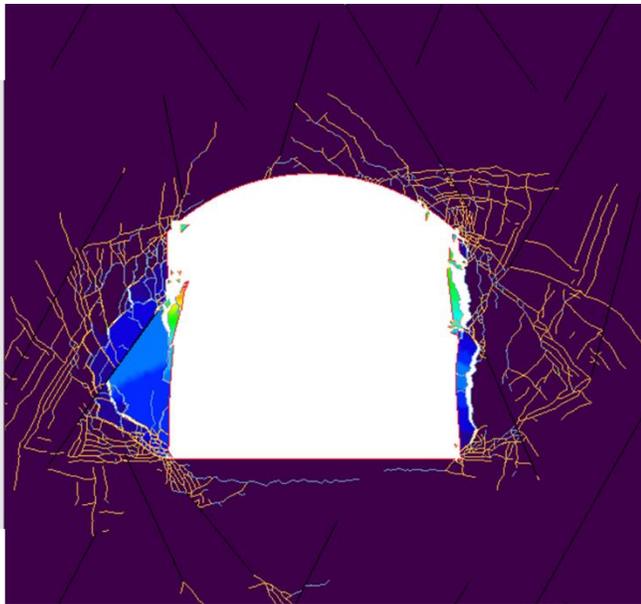


Step 11



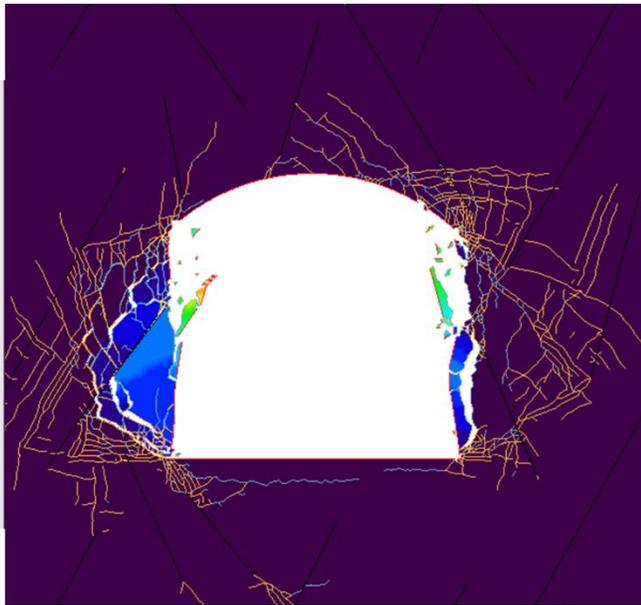
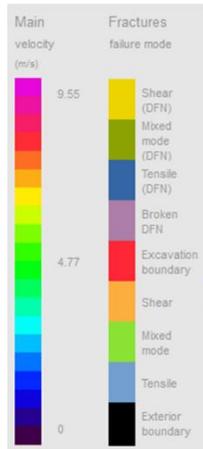


Step 1

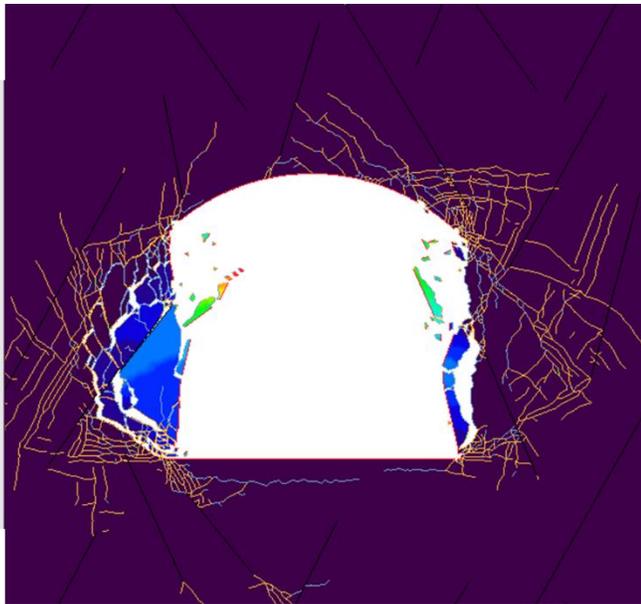
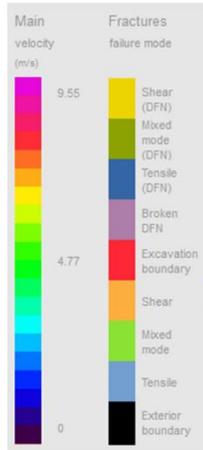


Step 2



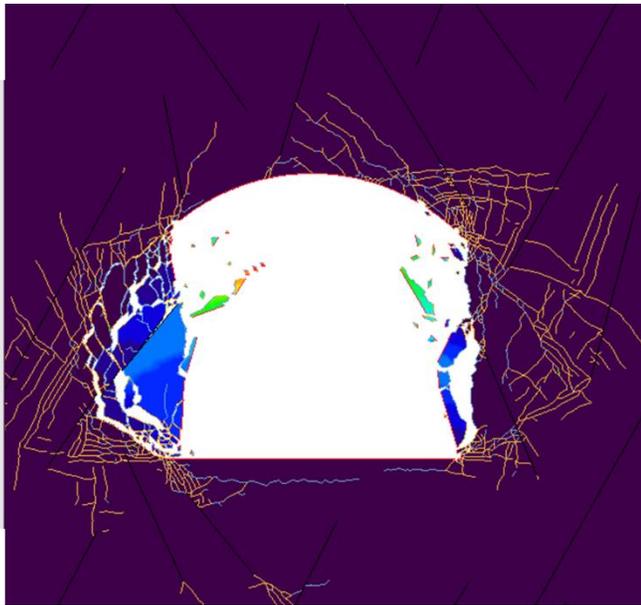
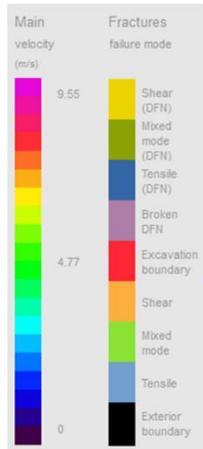


Step 3

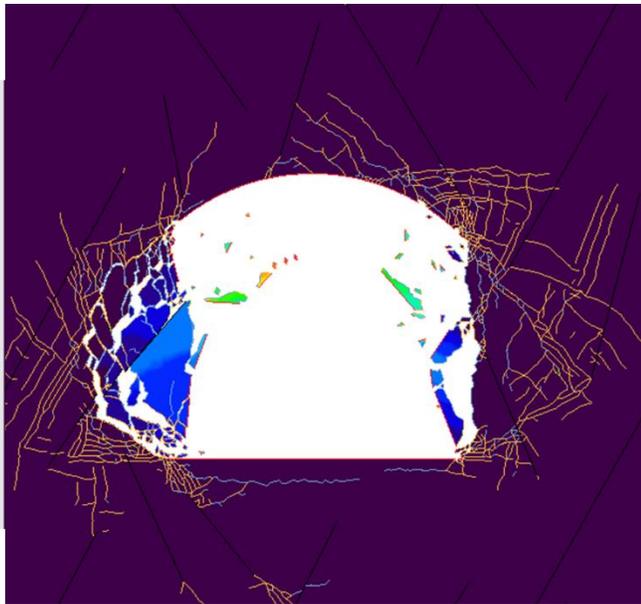
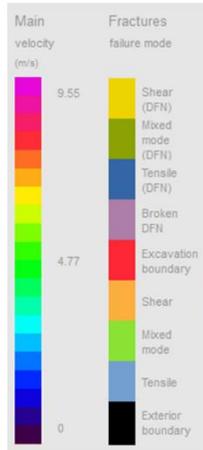


Step 4



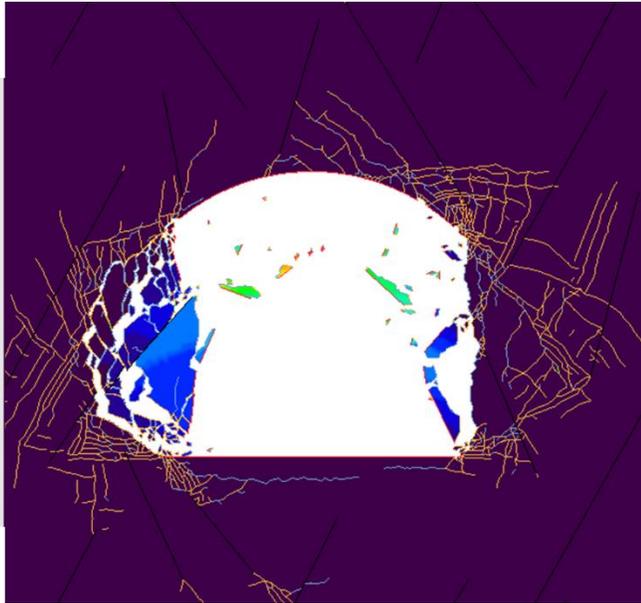
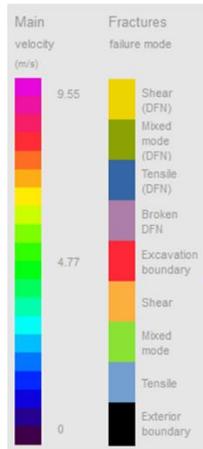


Step 5

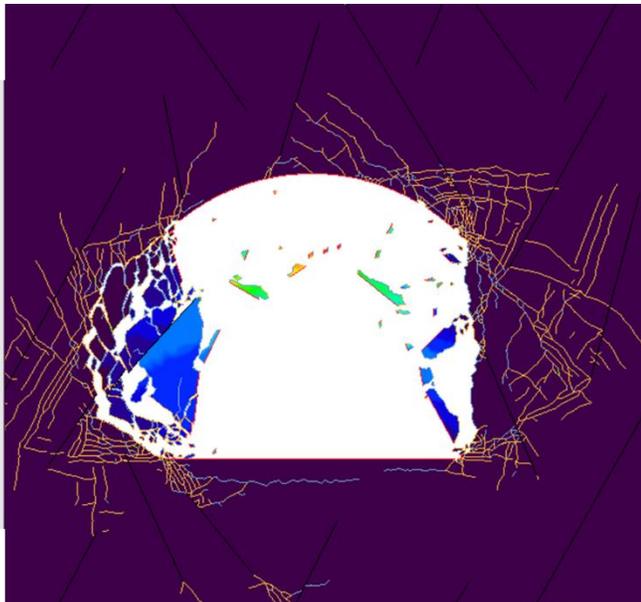


Step 6



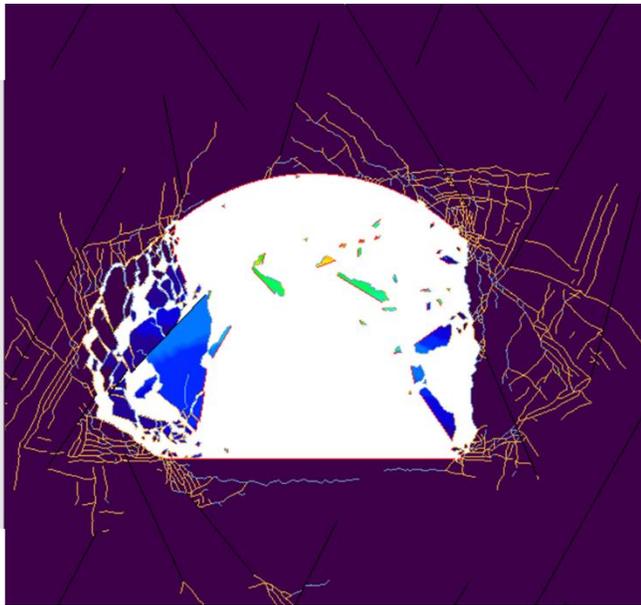
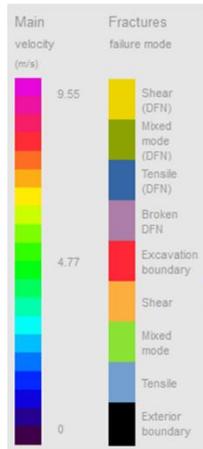


Step 7

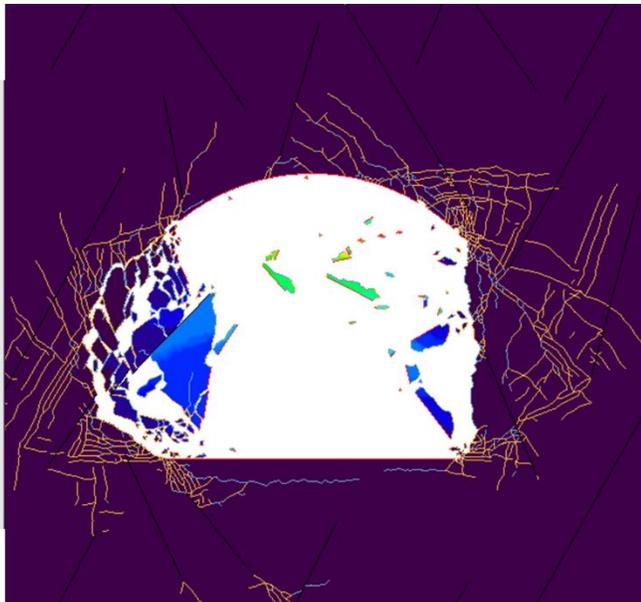


Step 8



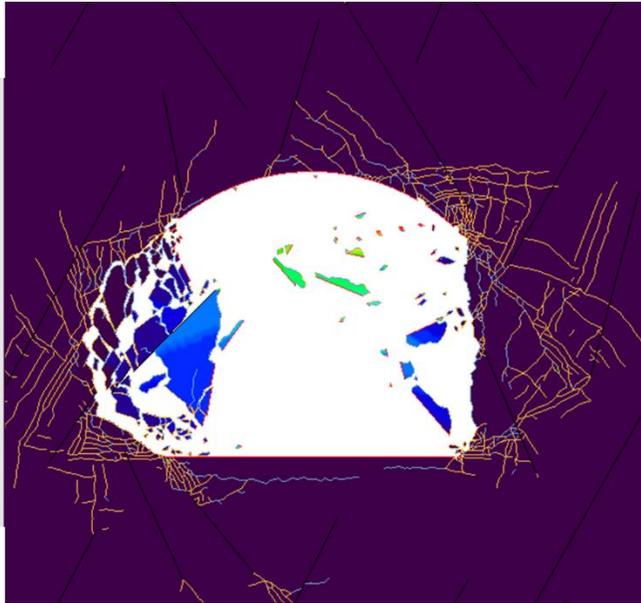
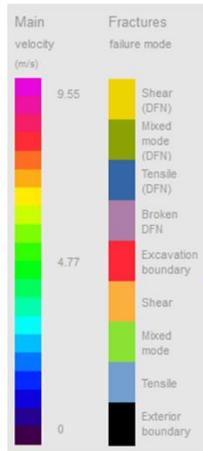


Step 9



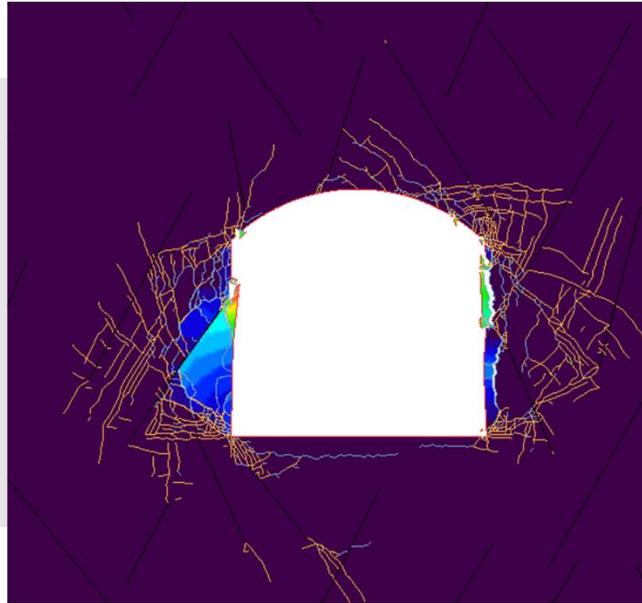
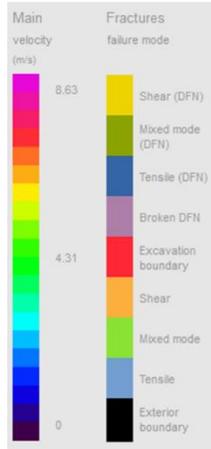
Step 10



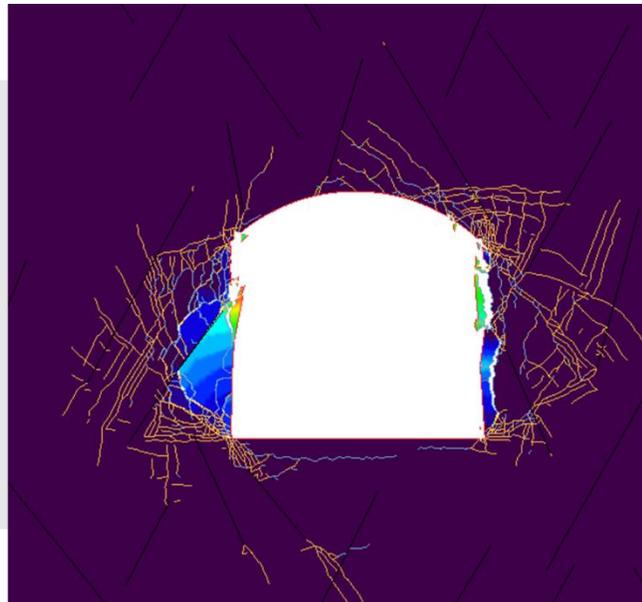
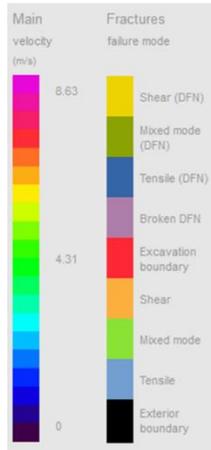


Step 11



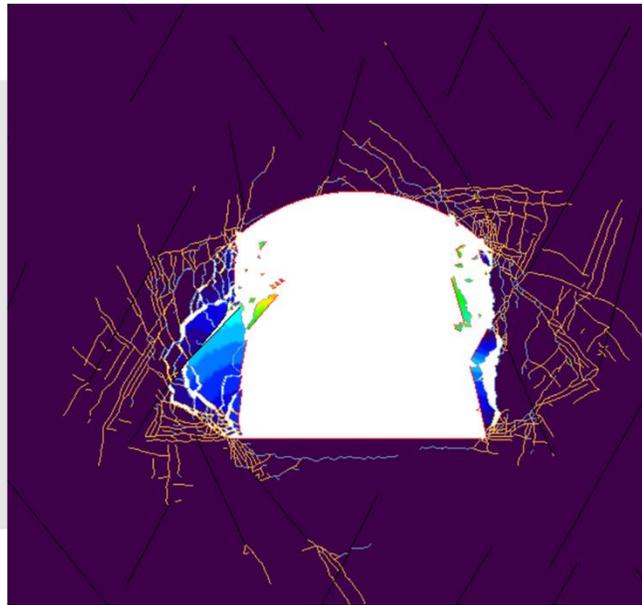
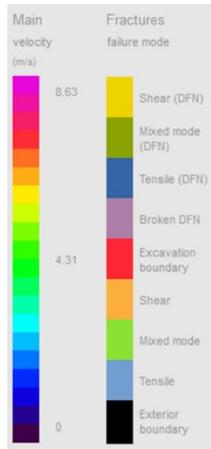


Step 1

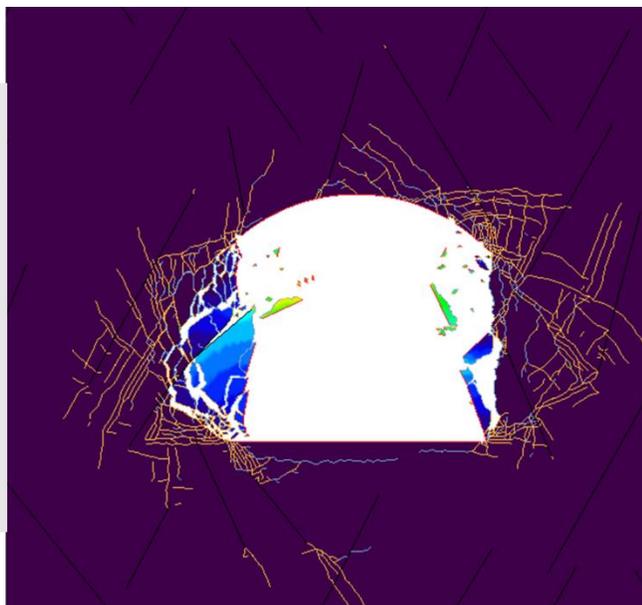


Step 2



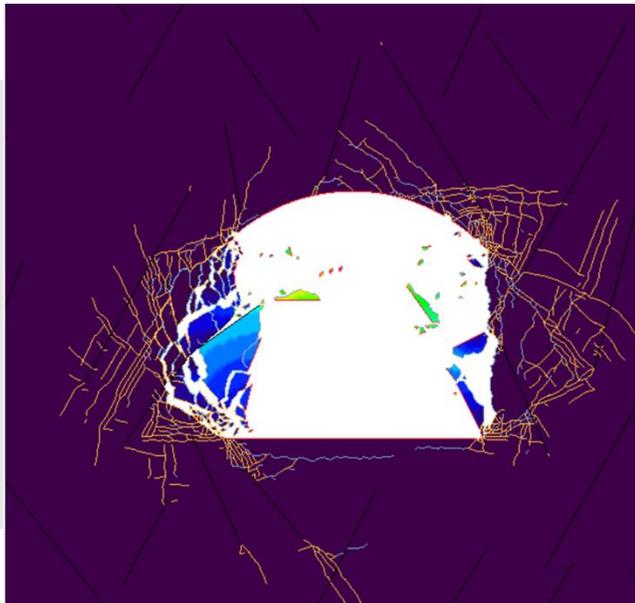
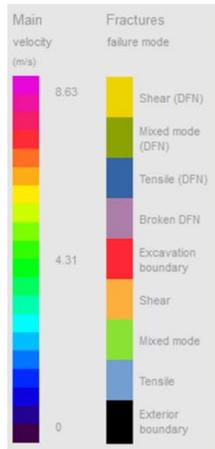


Step 3

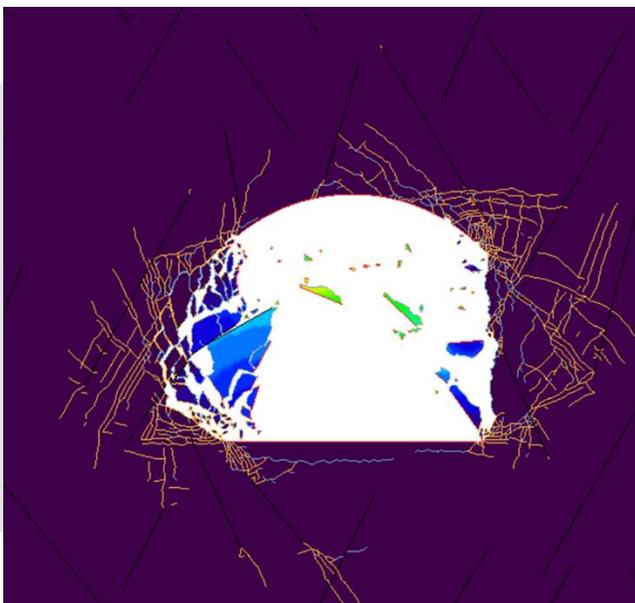


Step 4



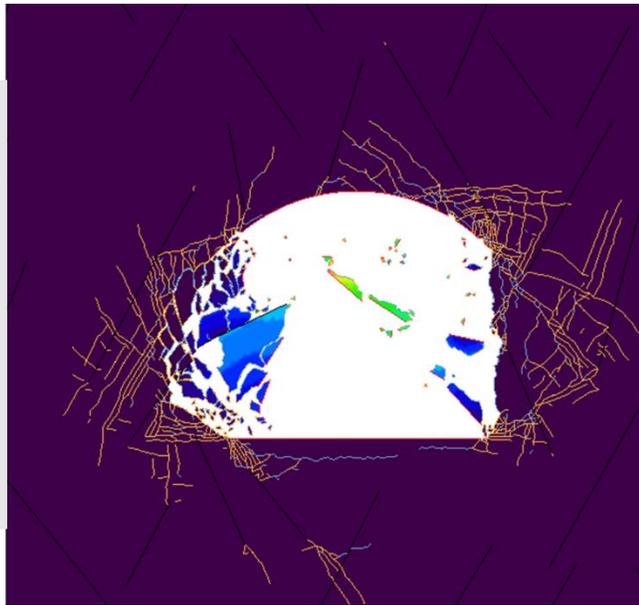
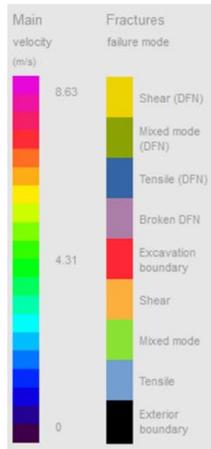


Step 5

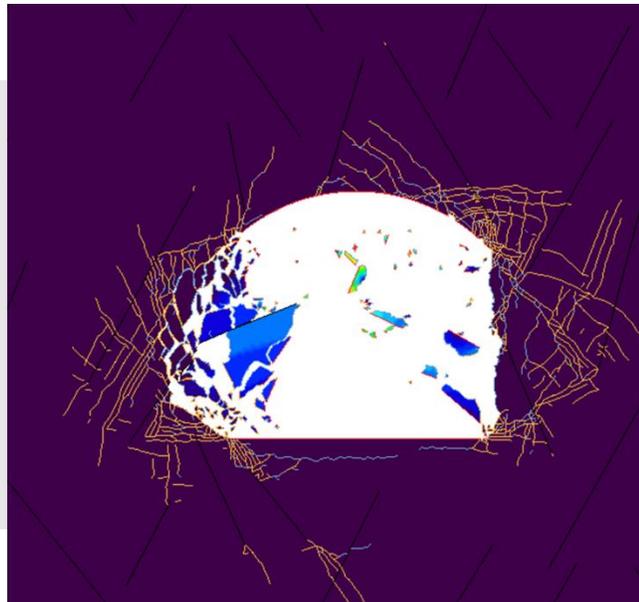
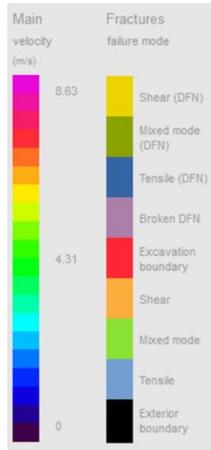


Step 6



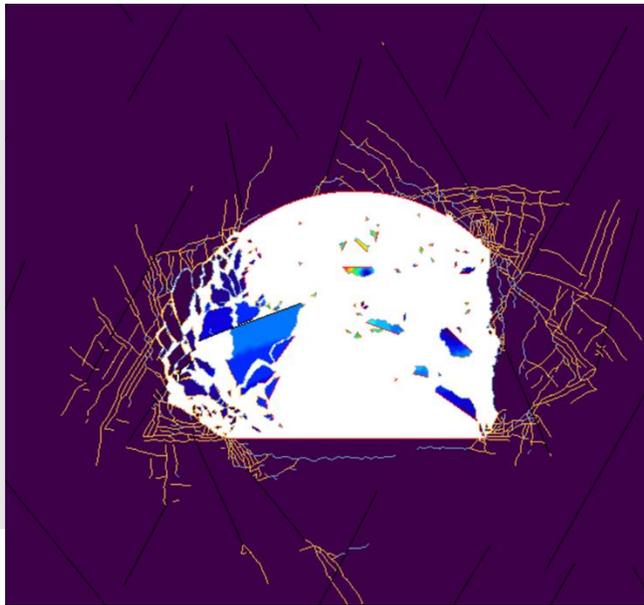


Step 7

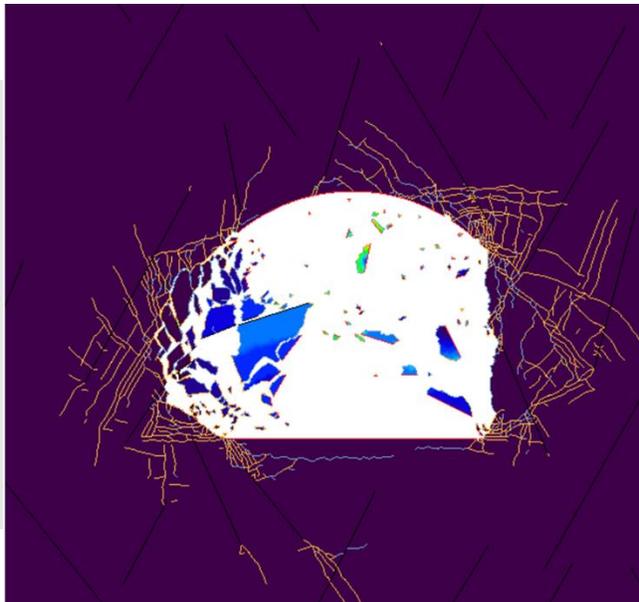
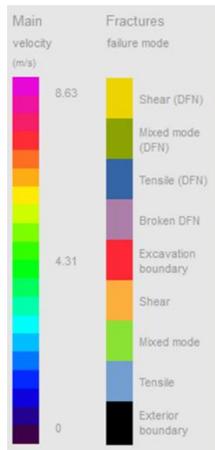


Step 8



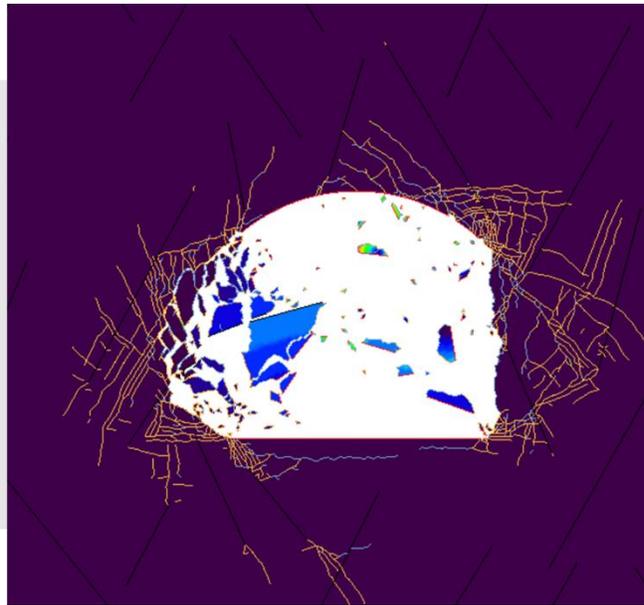


Step 9



Step 10

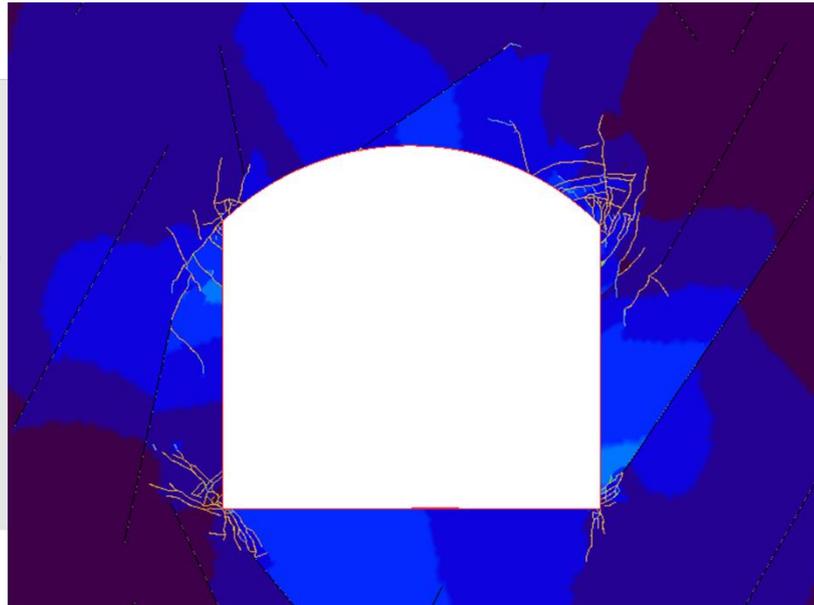
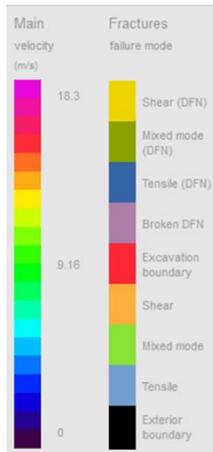




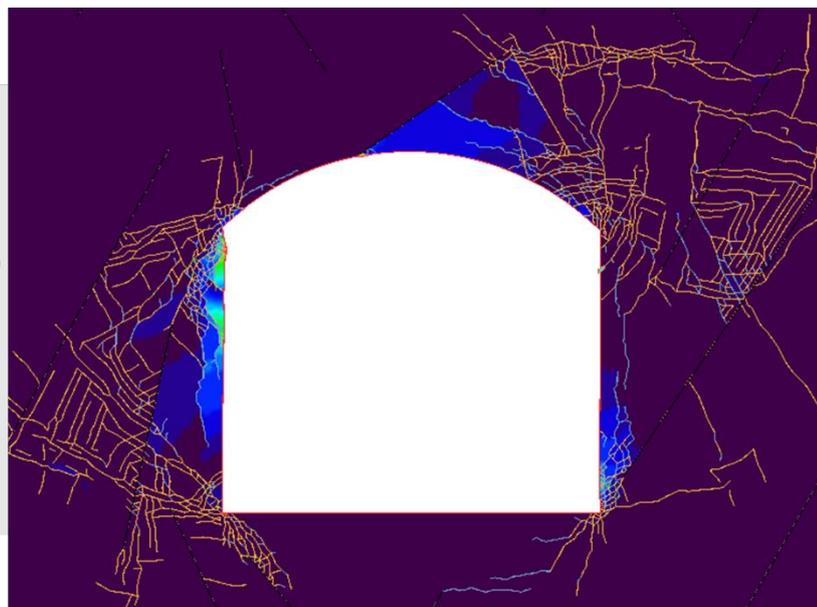
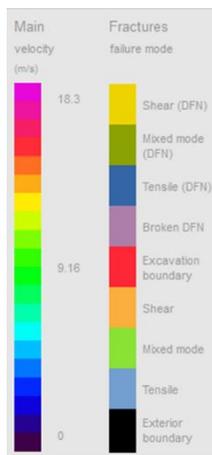
Step 11



Apêndice IV: Modelagem numérica em
FEM/DEM - Nível profundo By - 8707W

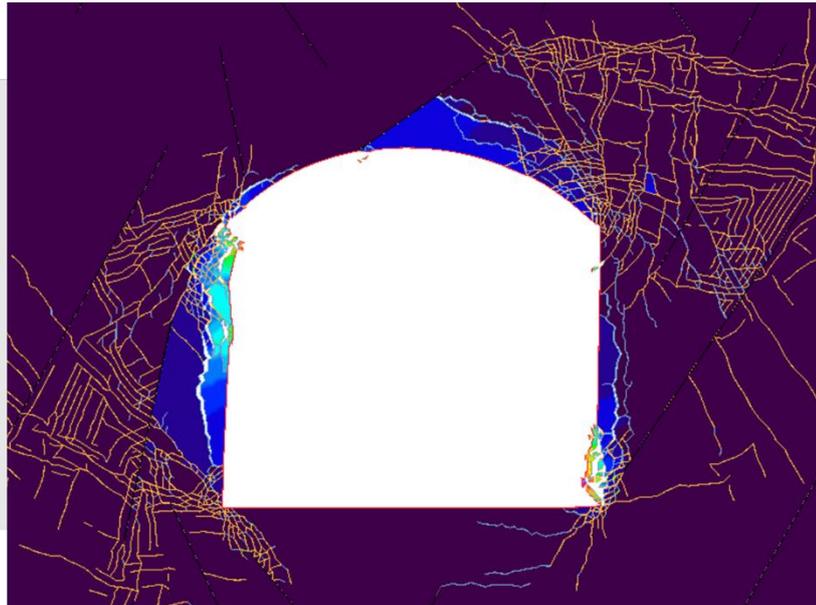
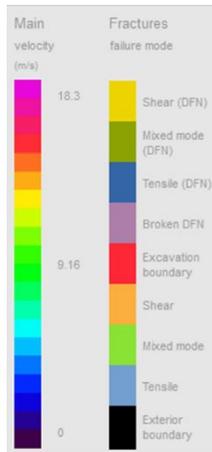


Step 1

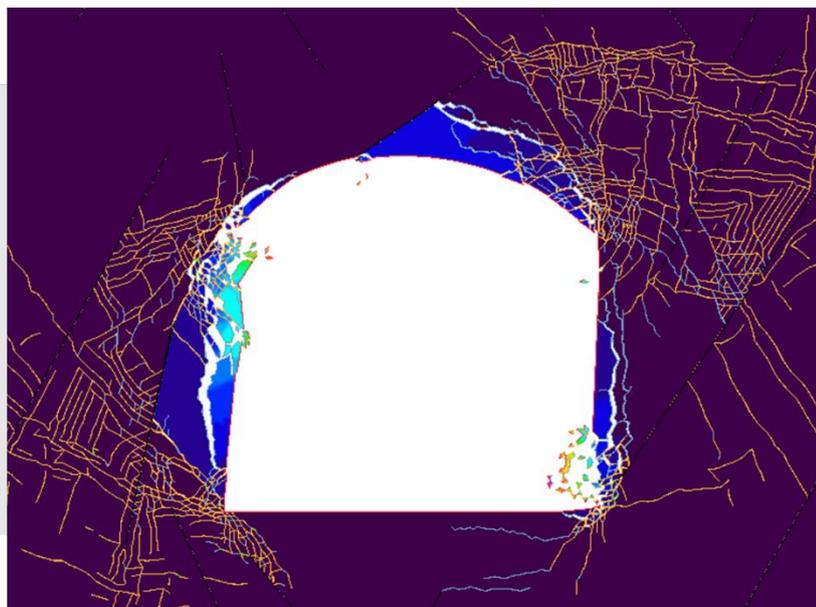
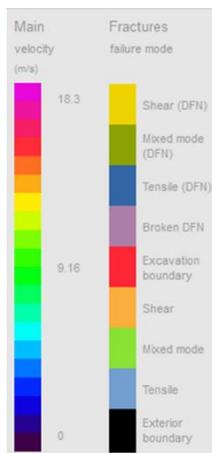


Step 2



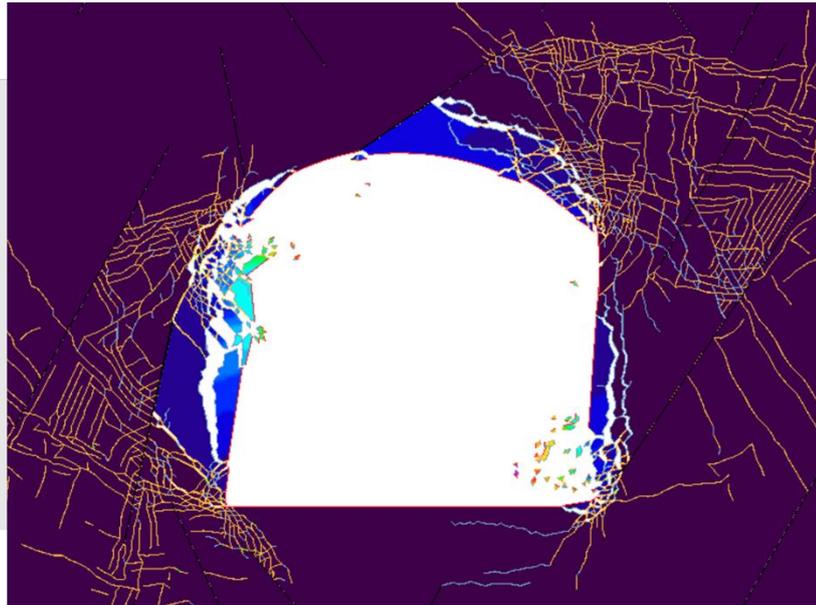
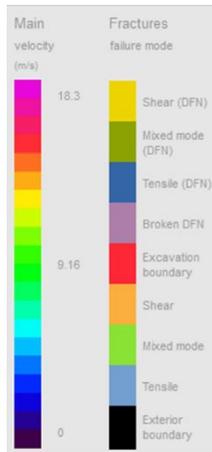


Step 3

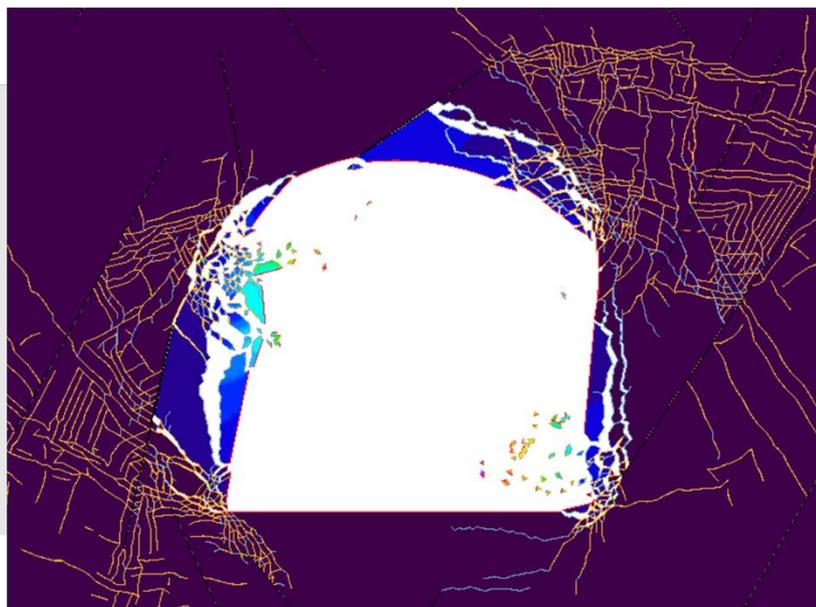
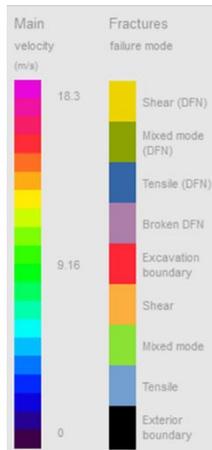


Step 4



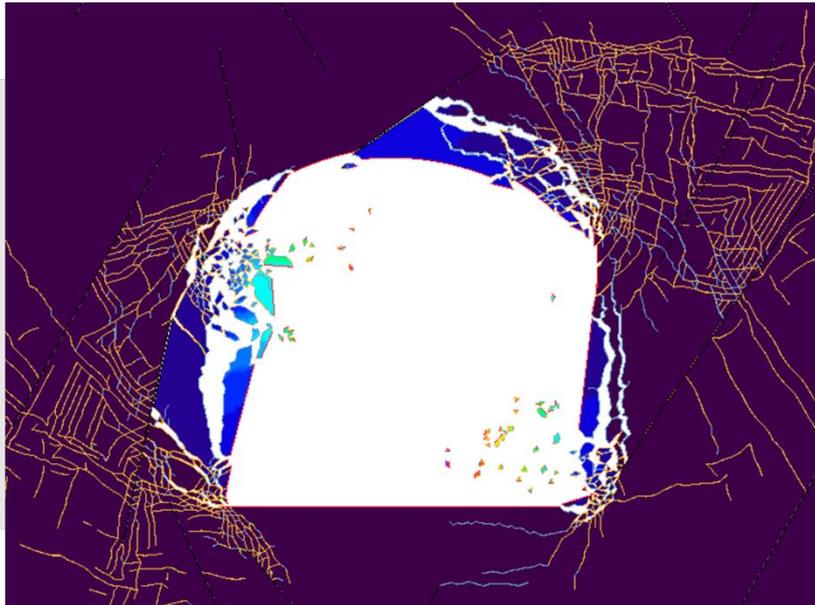
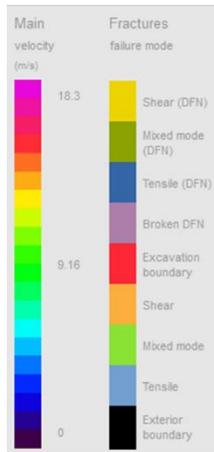


Step 5

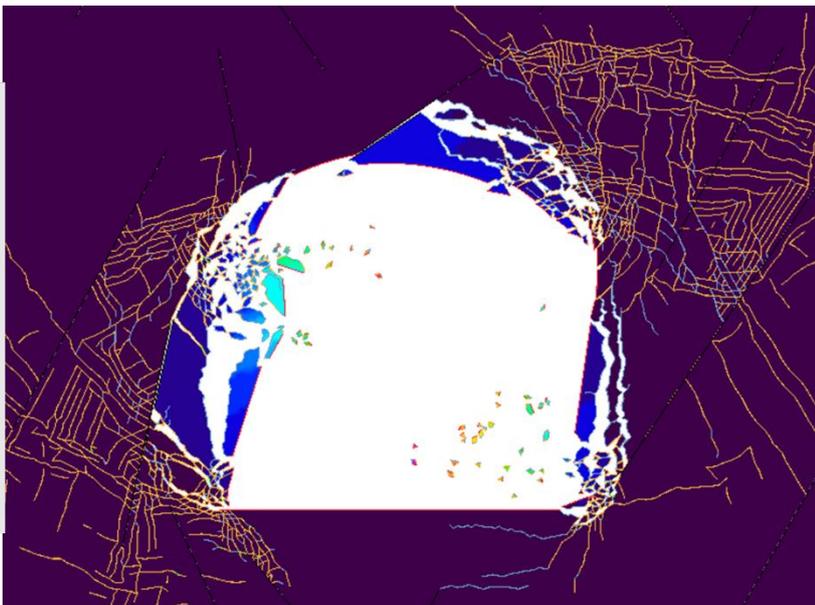


Step 6



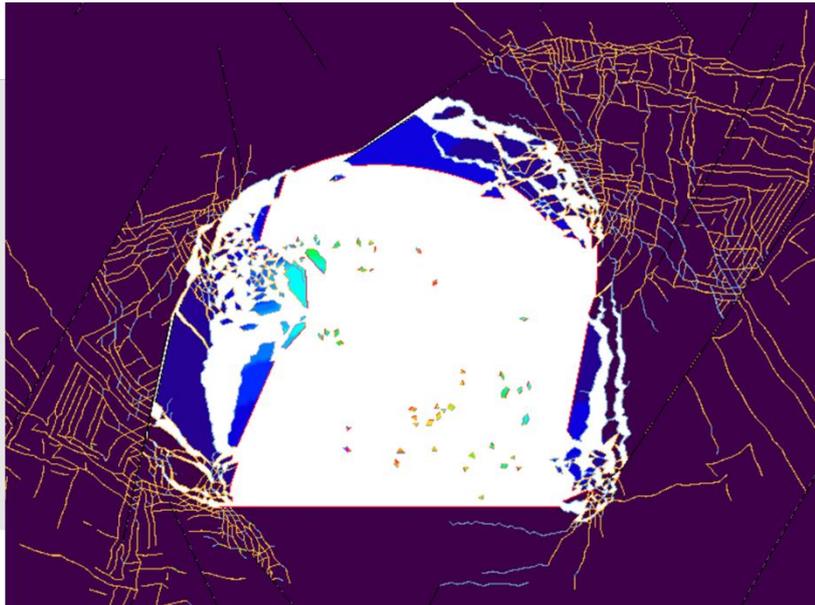
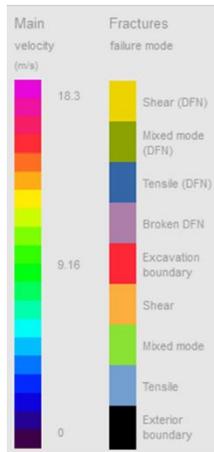


Step 7

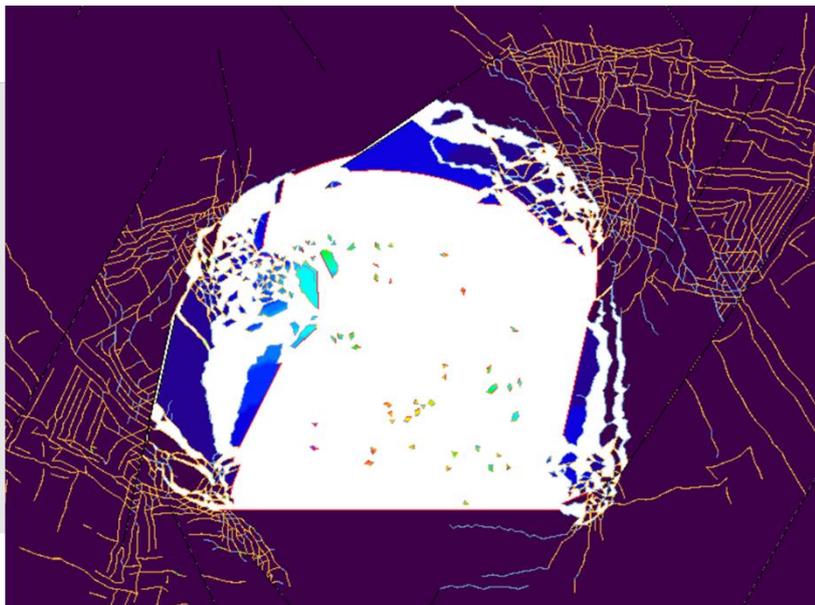


Step 8



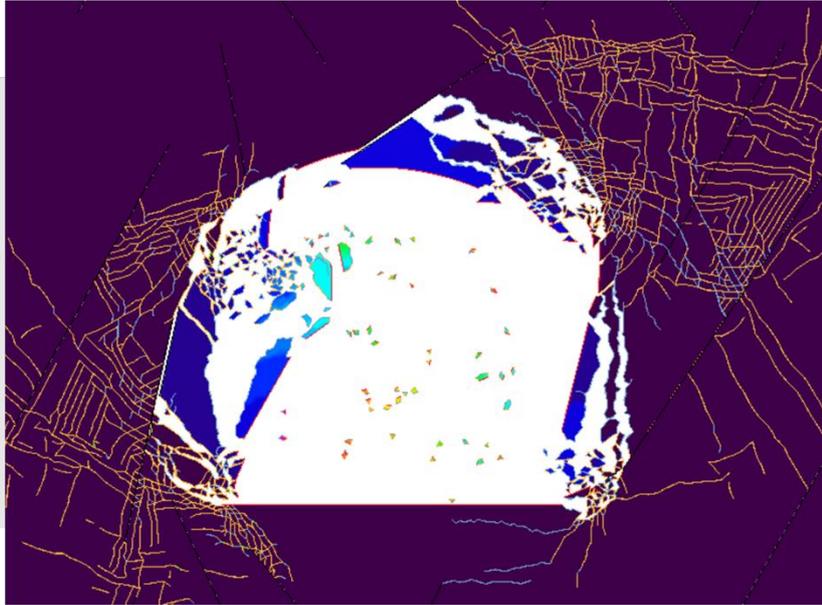


Step 9



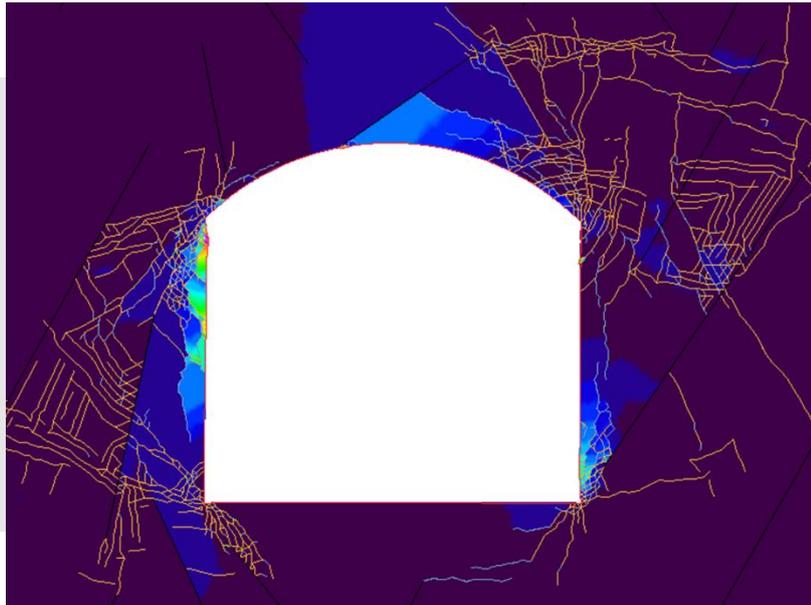
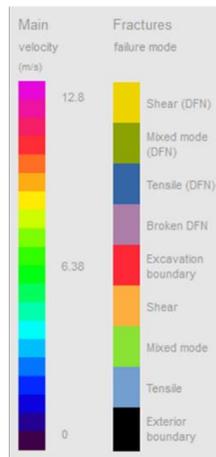
Step 10



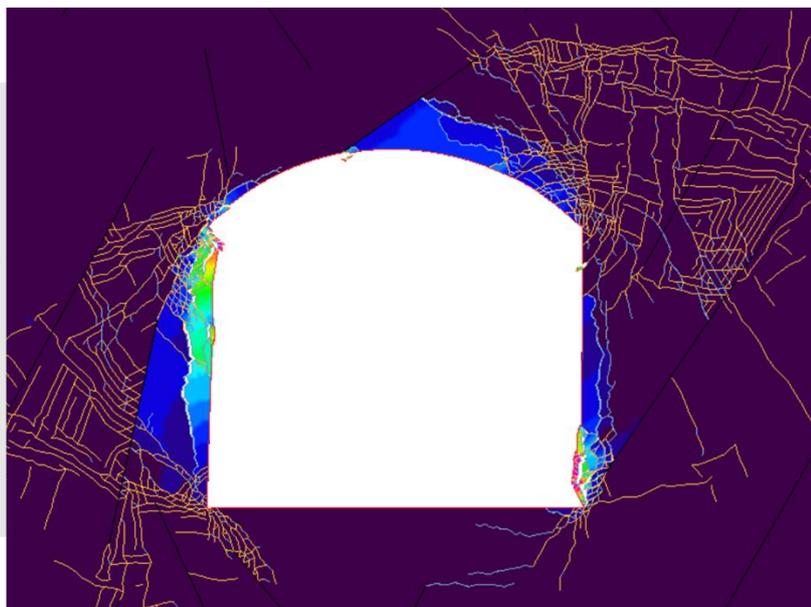
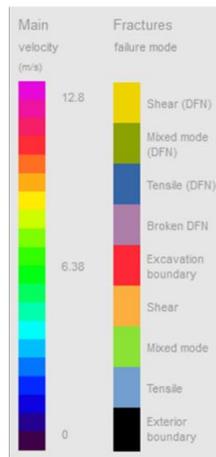


Step 11



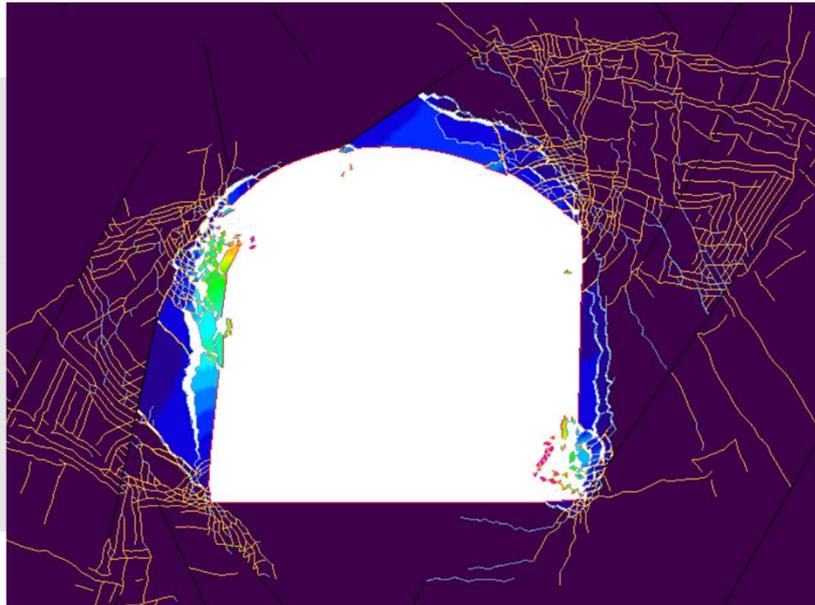
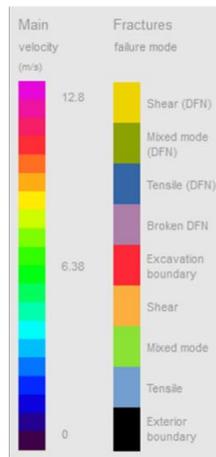


Step 1

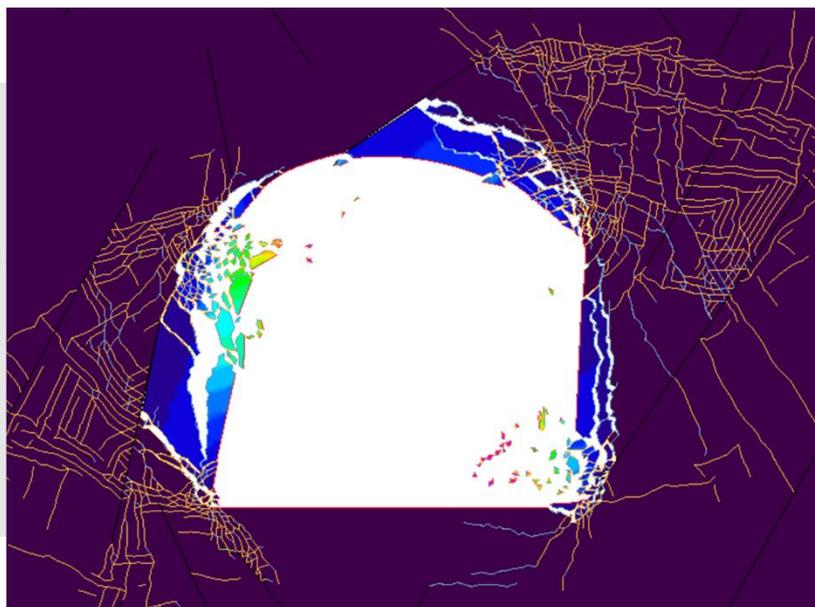
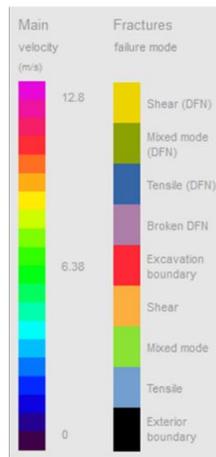


Step 2



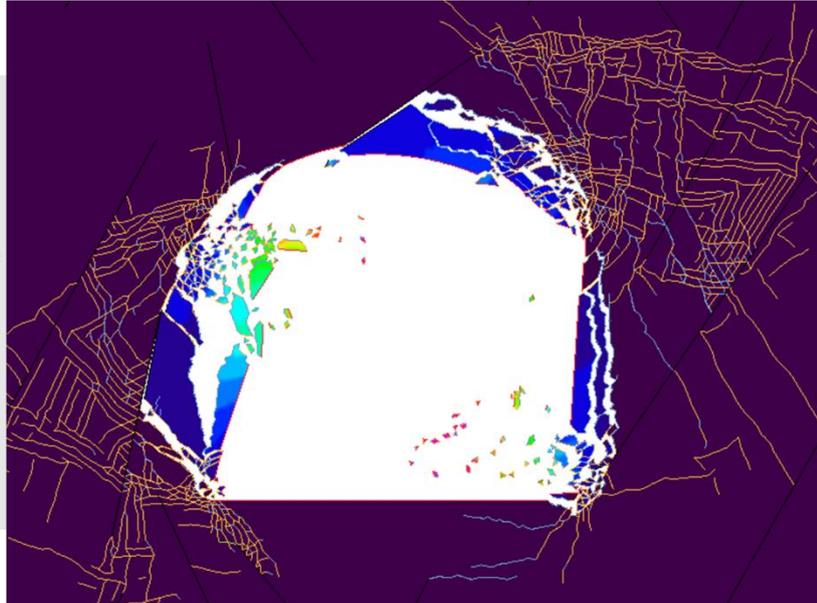


Step 3

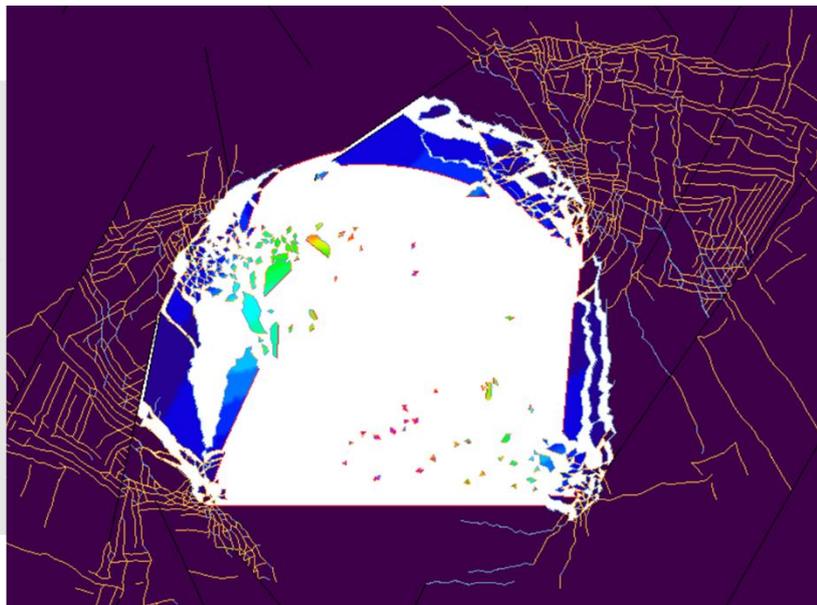
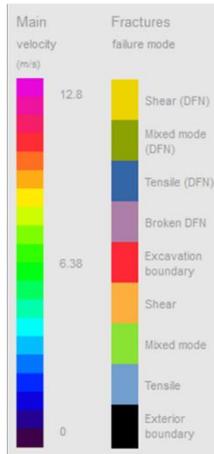


Step 4



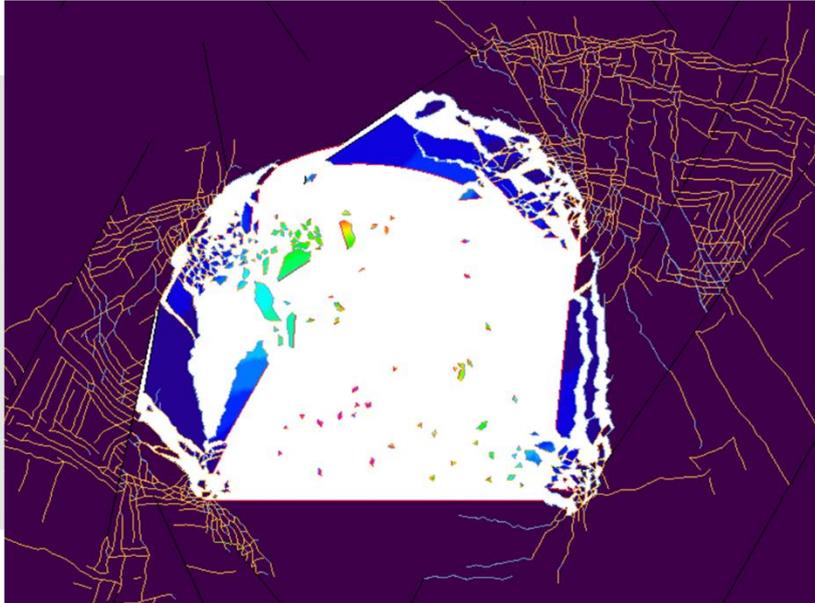


Step 5

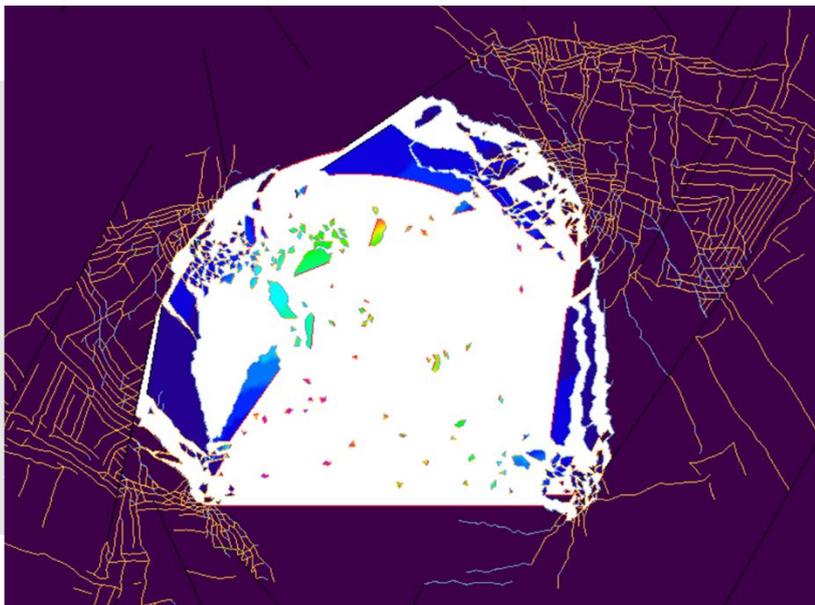
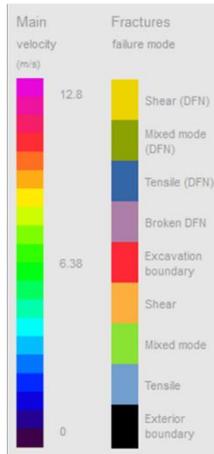


Step 6



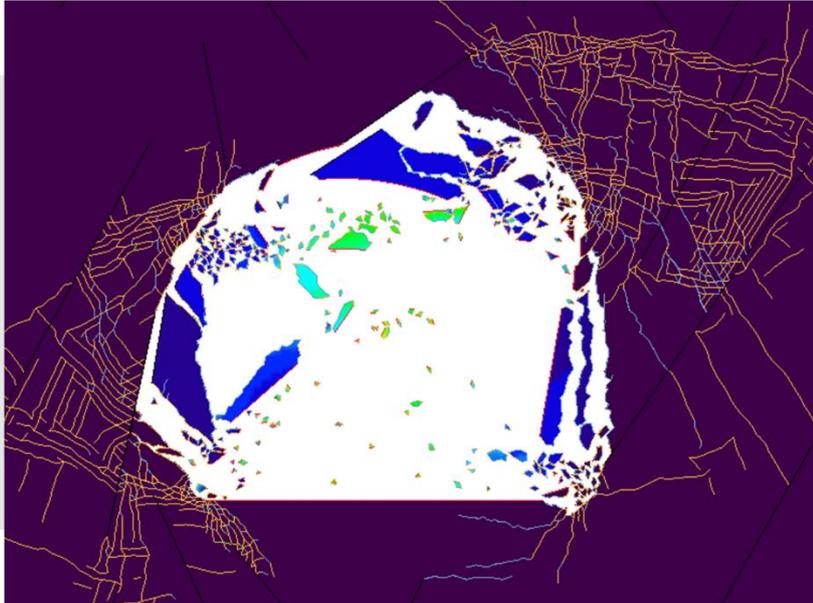


Step 7

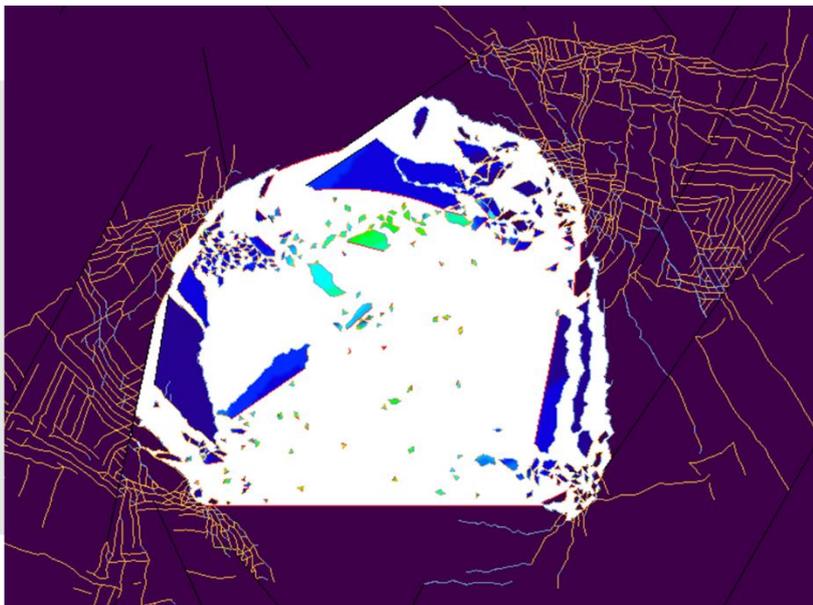
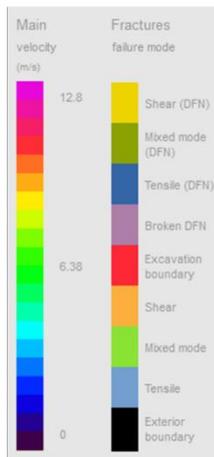


Step 8



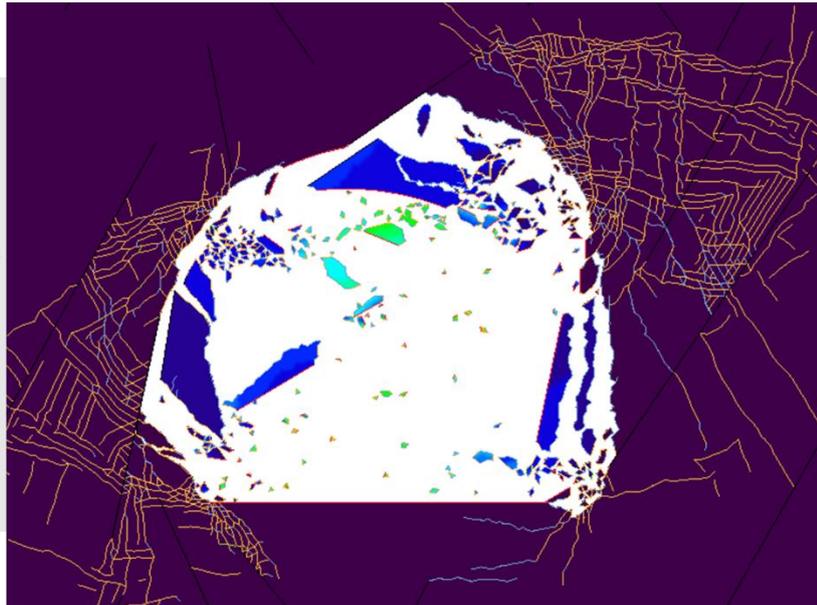
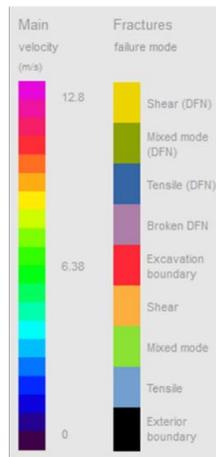


Step 9



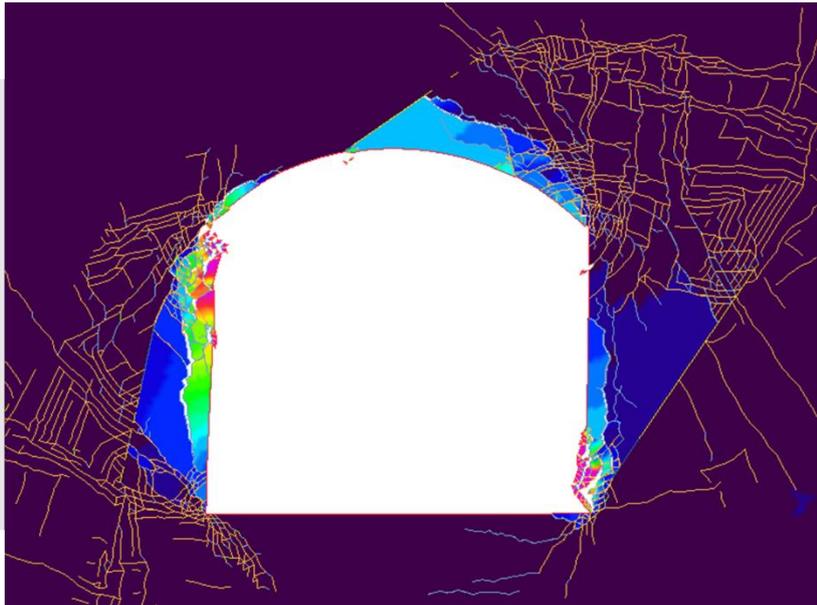
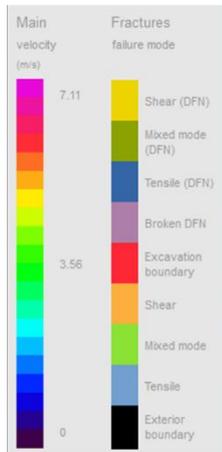
Step 10



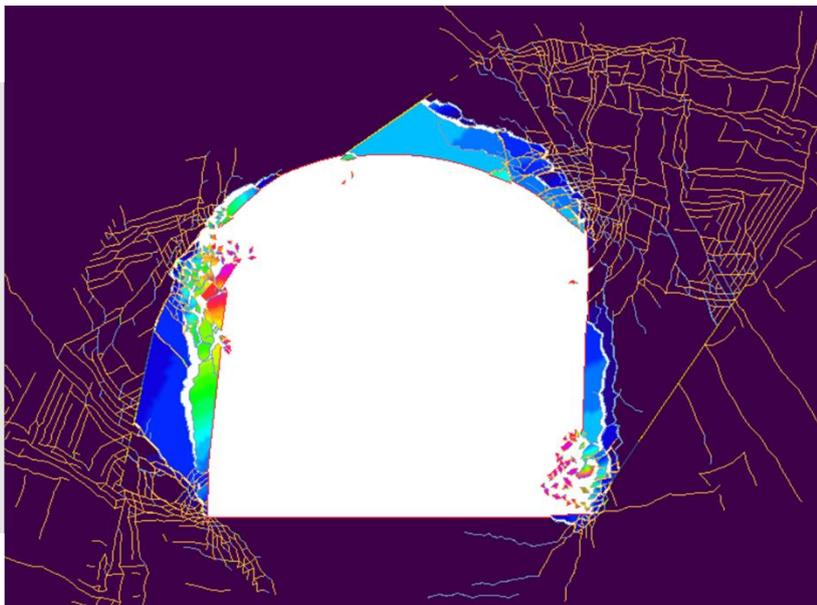
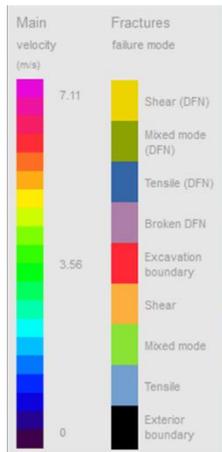


Step 11



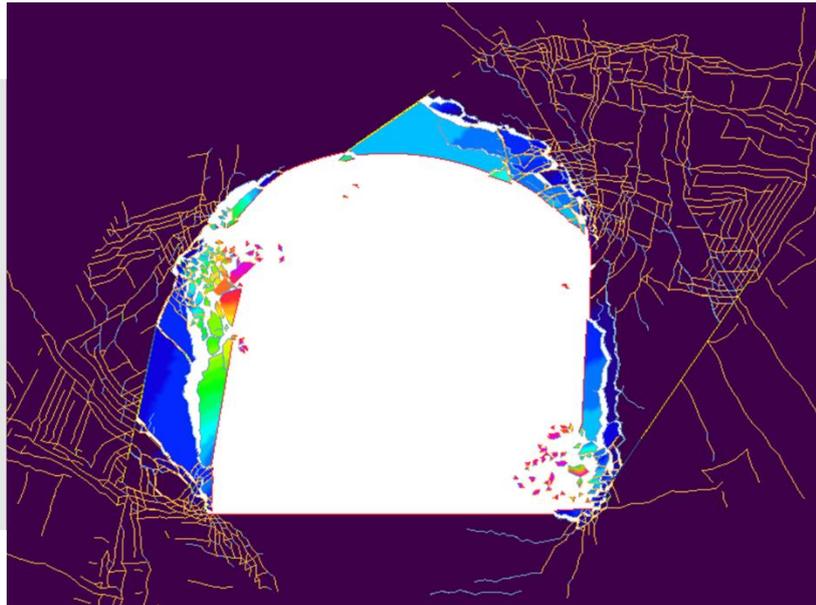
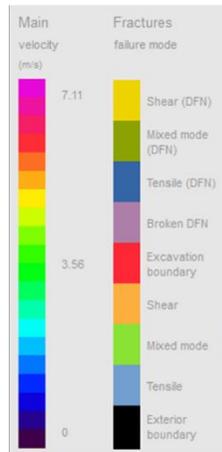


Step 1

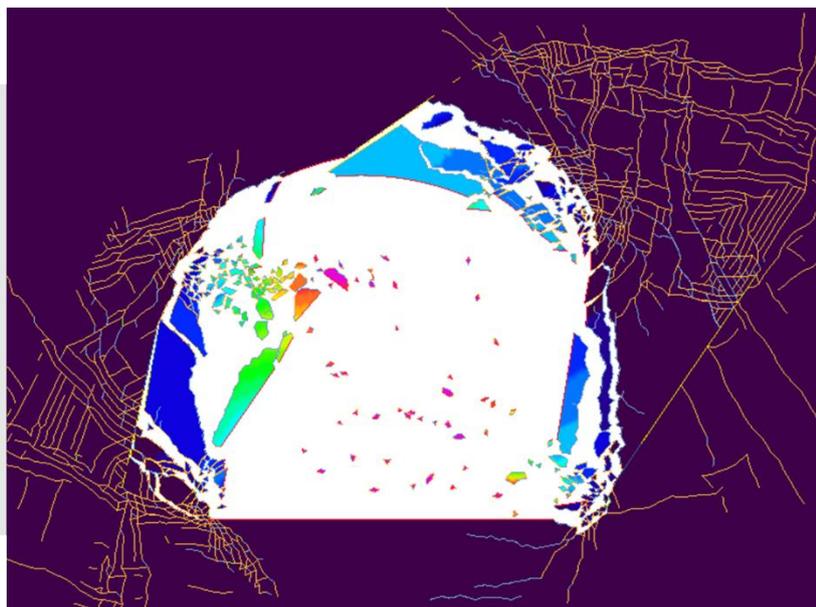
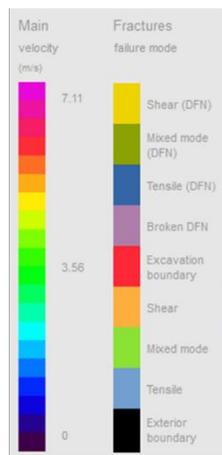


Step 2



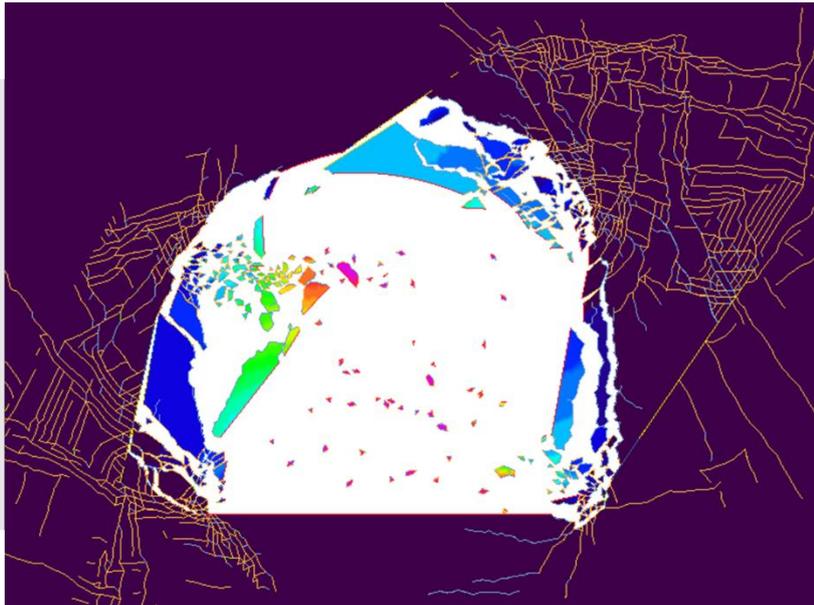
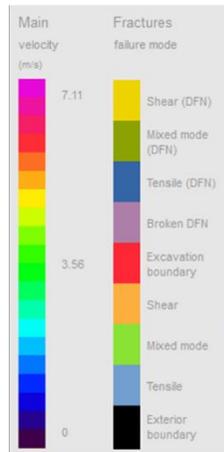


Step 3

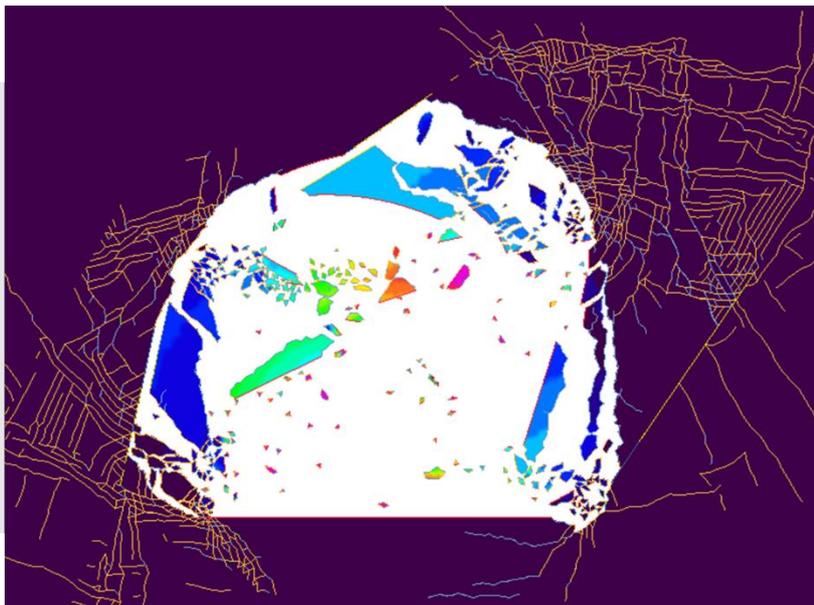


Step 4



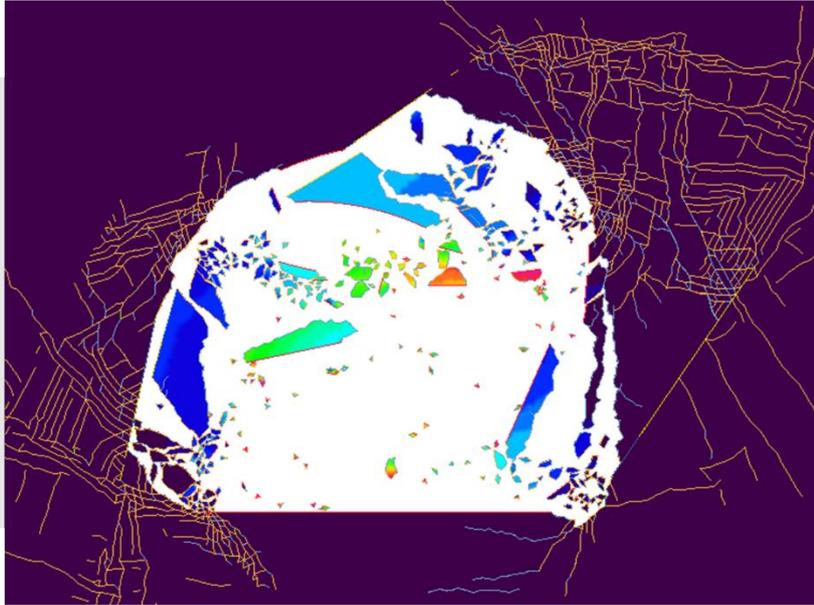
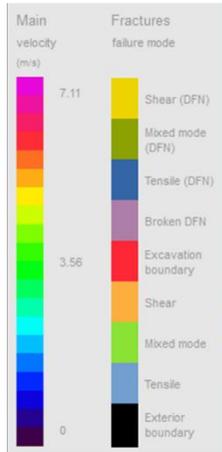


Step 5

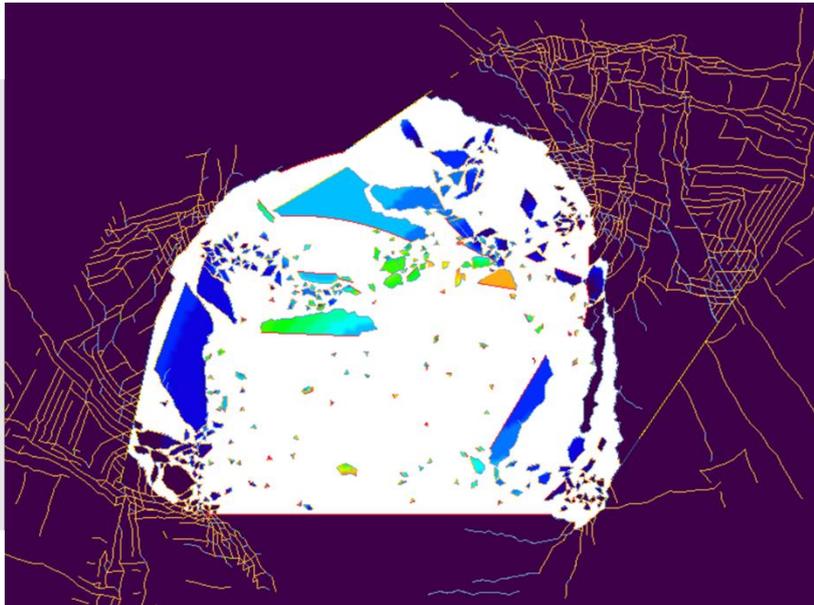
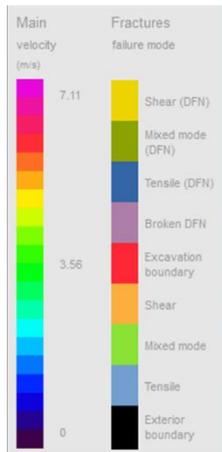


Step 6



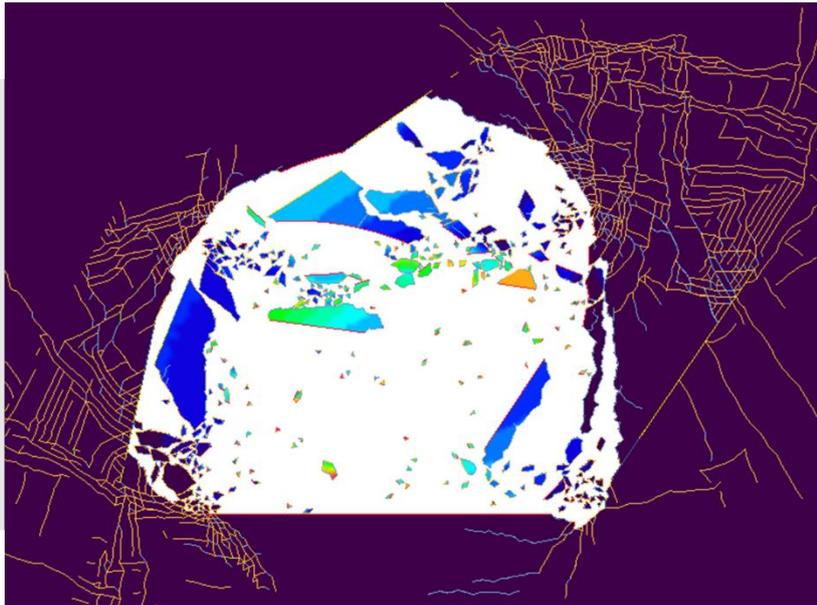
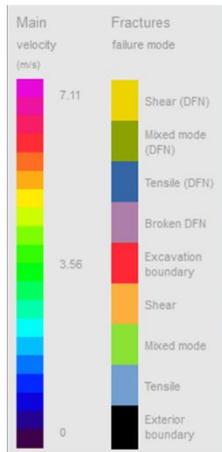


Step 7

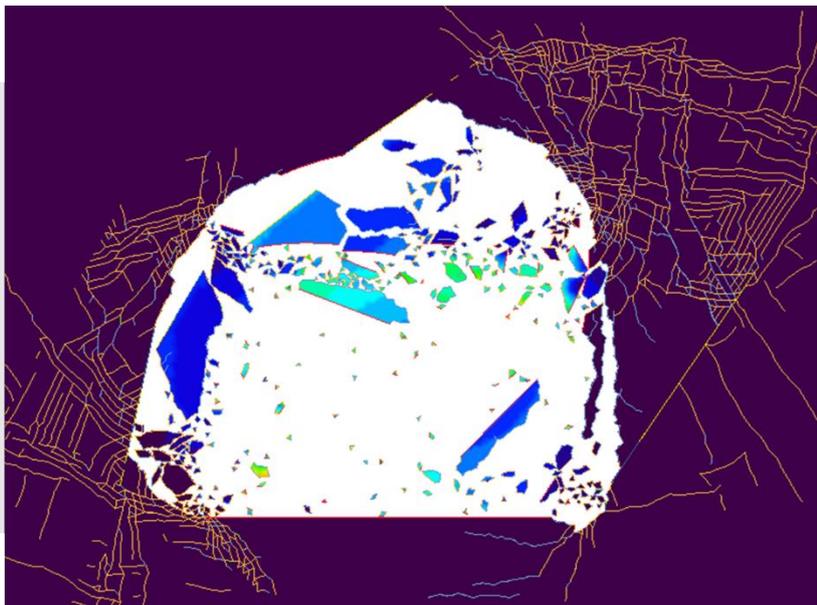
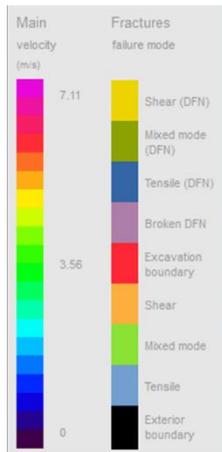


Step 8



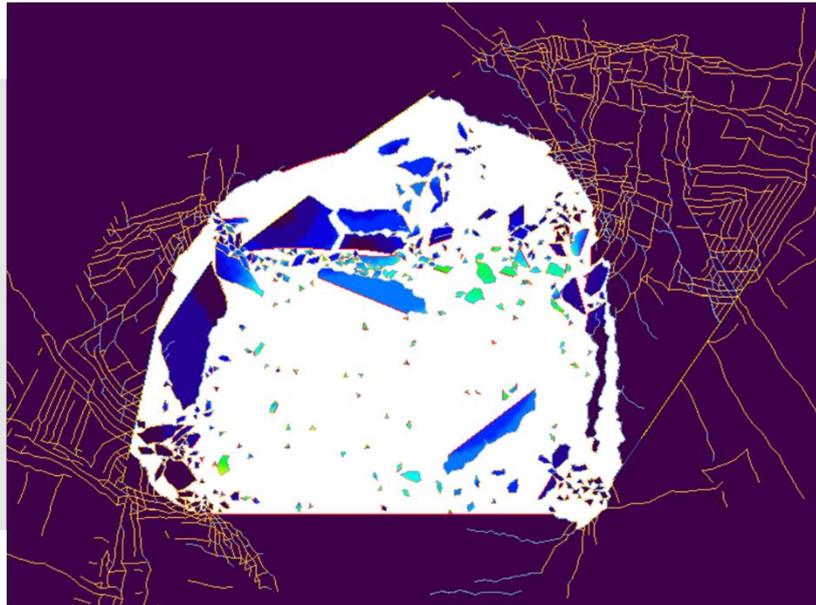
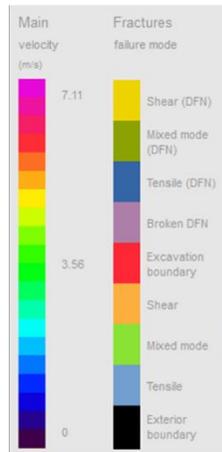


Step 9



Step 10





Step 11



Apêndice V: Cálculo de velocidade FEM/DEM

- Calculo de velocidade mediante FDEM no sector By 8707 W – Nv. 516:

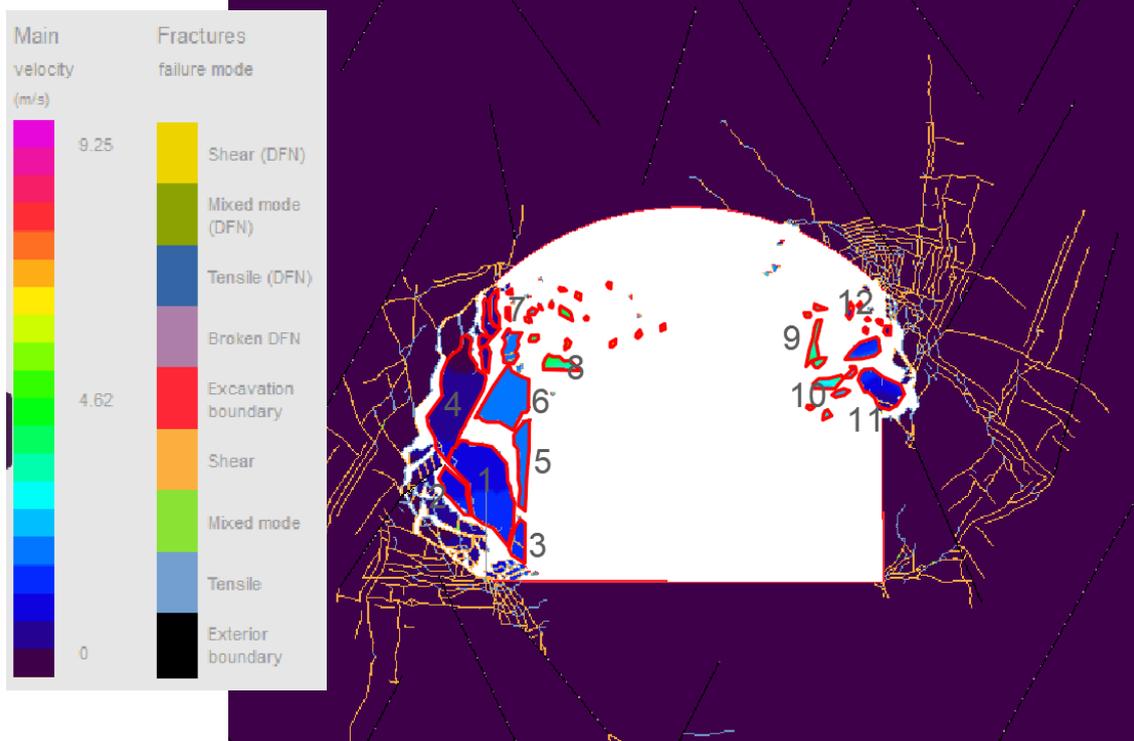


Tabela N°1: Calculo de velocidade no sector By 87087 W – Nv. 516

| Blocos | Area (m2) | Masa (Kgr/m2) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m2) |
|--------|-----------|---------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 0.145 | 405.7 | 1.59 | 0.513 |
| 2 | 0.028 | 77.6 | 1.59 | 0.098 |
| 3 | 0.018 | 50.4 | 1.59 | 0.064 |
| 4 | 0.136 | 379.7 | 2.46 | 1.149 |
| 5 | 0.032 | 88.8 | 2.46 | 0.269 |
| 6 | 0.075 | 211.1 | 2.46 | 0.639 |
| 7 | 0.017 | 46.2 | | 0.000 |
| 8 | 0.014 | 38.6 | 4.26 | 0.351 |
| 9 | 0.010 | 28.3 | 4.82 | 0.329 |
| 10 | 0.010 | 28.8 | 1.6 | 0.037 |
| 11 | 0.041 | 114.8 | 4.6 | 1.215 |
| 12 | 0.018 | 49.0 | 1.6 | 0.063 |
| | | | 2.64 | 4.72 |



- Cálculo de velocidade mediante FDEM no sector By 8707 W – Nv. 516:

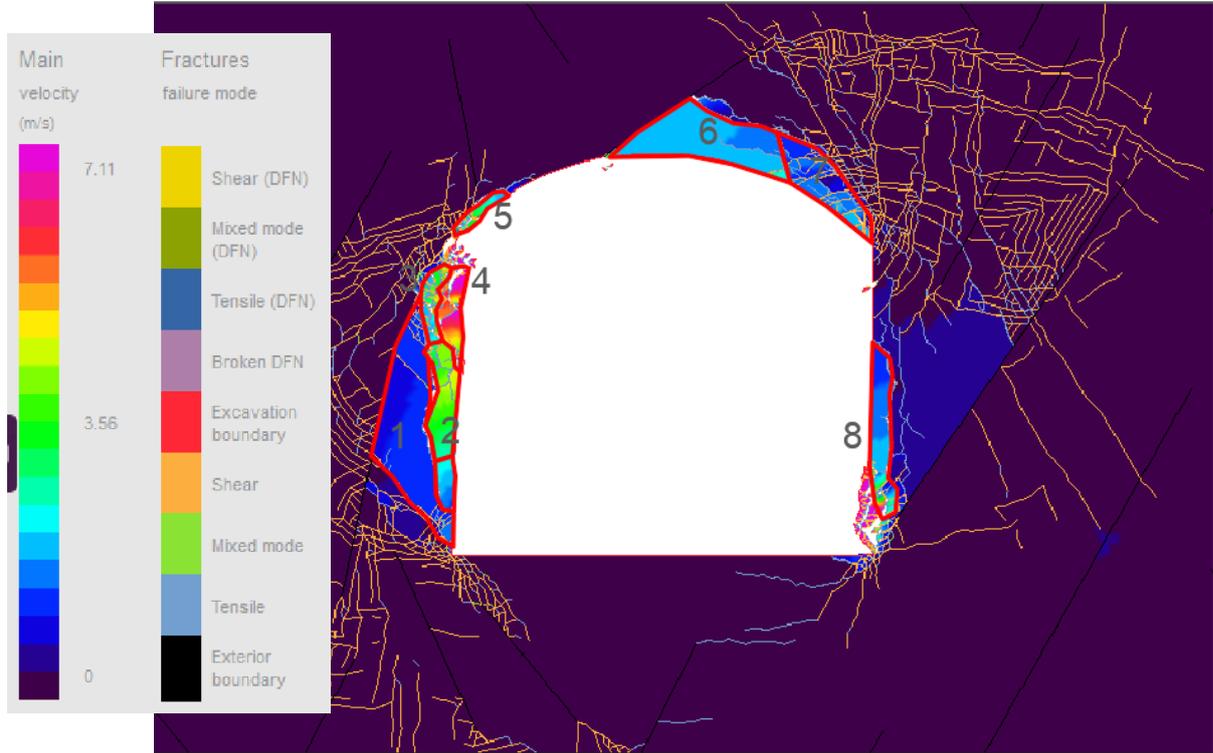


Tabela N°2: Cálculo de velocidade no sector By 8596 E– Nv. 470

| Blocos | Area (m2) | Masa (Kgr/m2) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m2) |
|--------|-----------|---------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 0.28 | 785.68 | 1.72 | 1.16 |
| 2 | 0.09 | 246.4 | 4.82 | 2.86 |
| 3 | 0.23 | 638.4 | 2.54 | 2.06 |
| 4 | 0.10 | 277.2 | 7.11 | 7.01 |
| 5 | 0.01 | 15.68 | 3.58 | 0.10 |
| 6 | 0.22 | 609.56 | 2.47 | 1.86 |
| 7 | 0.12 | 336.56 | 1.9 | 0.61 |
| 8 | 0.11 | 294.56 | 1.9 | 0.53 |
| | | | 3.26 | 16.20 |



- Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito de 0.4

Tabela N°2: Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.4 (Step 1)

| Blocos | Area (m2) | Massa (Kgr/m2) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m2) |
|--------|-----------|----------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 0.439 | 1229.2 | 1.86 | 2.126 |
| 2 | 0.014 | 39.2 | 7.43 | 1.082 |
| 3 | 0.011 | 31.4 | 4.66 | 0.341 |
| 4 | 0.009 | 26.3 | 3.54 | 0.165 |
| 5 | 0.032 | 89.0 | 1.87 | 0.156 |
| 6 | 0.023 | 65.2 | 14 | 6.394 |
| 7 | 0.119 | 332.4 | 3.96 | 2.606 |
| 8 | 0.122 | 342.7 | 2.97 | 1.512 |
| 9 | 0.039 | 110.3 | 7.64 | 3.220 |
| | | | 3.12 | 17.60 |

Tabela N°3: Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.4 (Step 2)

| Blocos | Área (m2) | Massa (Kgr/m2) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m2) |
|--------|-----------|----------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 0.195 | 546.6 | 2.97 | 2.411 |
| 2 | 0.054 | 150.9 | 7.43 | 4.166 |
| 3 | 0.011 | 29.4 | 14 | 2.881 |
| 4 | 0.255 | 714.6 | 3.29 | 3.867 |
| 5 | 0.065 | 183.1 | 6.44 | 3.797 |
| | | | 6.82 | 17.12 |



Tabela N°4: Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.4 (Step 3)

| Blocos | Área (m2) | Masa (Kgr/m2) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m2) |
|--------|-----------|---------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 0.195 | 546.560 | 3.200 | 2.798 |
| 2 | 0.423 | 1184.120 | 1.080 | 0.691 |
| 3 | 0.048 | 134.400 | 2.600 | 0.454 |
| 4 | 0.012 | 32.200 | 7.430 | 0.889 |
| 5 | 0.017 | 47.880 | 7.430 | 1.322 |
| 6 | 0.011 | 29.960 | 7.430 | 0.827 |
| 7 | 0.210 | 587.160 | 2.600 | 1.985 |
| | | | 4.54 | 8.96 |

- Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito de 0.5

Tabela N°5: Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.5 (Step 1)

| Blocos | Área (m2) | Masa (Kgr/m2) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m2) |
|--------|-----------|---------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 0.202 | 566.160 | 1.950 | 1.076 |
| 2 | 0.045 | 124.600 | 3.500 | 0.763 |
| 3 | 0.019 | 52.920 | 3.730 | 0.368 |
| 4 | 0.027 | 75.320 | 5.390 | 1.094 |
| 5 | 0.066 | 184.800 | 2.430 | 0.546 |
| 6 | 0.040 | 111.720 | 9.000 | 4.525 |
| 7 | 0.015 | 42.280 | 4.140 | 0.362 |
| 8 | 0.209 | 584.360 | 2.530 | 1.870 |
| 9 | 0.035 | 98.840 | 9.790 | 4.737 |
| | | | 4.72 | 15.34 |



Tabela N°6: Cálculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.5 (Step 2)

| Blocos | Área (m ²) | Massa (Kgr/m ²) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m ²) |
|--------|------------------------|-----------------------------|--------------------|---|
| 1 | 0.300 | 839.440 | 2.760 | 3.197 |
| 2 | 0.096 | 269.920 | 5.300 | 3.791 |
| 3 | 0.043 | 121.240 | 8.150 | 4.027 |
| 4 | 0.012 | 32.480 | 11.750 | 2.242 |
| 5 | 0.009 | 25.480 | 8.150 | 0.846 |
| 6 | 0.324 | 906.640 | 3.600 | 5.875 |
| 7 | 0.215 | 601.720 | 2.690 | 2.177 |
| 8 | 0.324 | 907.200 | 4.270 | 8.270 |
| | | | 5.83 | 30.42 |

Tabela N°7: Cálculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.5 (Step 3)

| Blocos | Área (m ²) | Massa (Kgr/m ²) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m ²) |
|--------|------------------------|-----------------------------|--------------------|---|
| 1 | 0.239 | 670.320 | 2.700 | 2.443 |
| 2 | 0.023 | 63.840 | 3.760 | 0.451 |
| 3 | 0.062 | 172.480 | 3.500 | 1.056 |
| 4 | 0.027 | 75.320 | 3.500 | 0.461 |
| 5 | 0.055 | 155.120 | 5.480 | 2.329 |
| 6 | 0.019 | 53.480 | 3.880 | 0.403 |
| 7 | 0.035 | 98.840 | 3.500 | 0.605 |
| 8 | 0.004 | 10.080 | 3.880 | 0.076 |
| 9 | 0.009 | 25.200 | 5.840 | 0.430 |
| 10 | 0.026 | 73.640 | 8.150 | 2.446 |
| 11 | 0.011 | 31.920 | 8.150 | 1.060 |
| 12 | 0.015 | 41.160 | 10.830 | 2.414 |
| 13 | 0.007 | 20.160 | 8.150 | 0.670 |
| 14 | 0.211 | 589.960 | 4.200 | 5.203 |
| 15 | 0.296 | 827.680 | 4.200 | 7.300 |
| | | | 5.31 | 27.35 |



- Cálculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito de 0.6

Tabela N°8: Cálculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.6 (Step 1)

| Blocos | Área (m ²) | Massa (Kgr/m ²) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m ²) |
|--------|------------------------|-----------------------------|--------------------|---|
| 1 | 0.281 | 785.680 | 1.720 | 1.162 |
| 2 | 0.088 | 246.400 | 4.820 | 2.862 |
| 3 | 0.228 | 638.400 | 2.540 | 2.059 |
| 4 | 0.099 | 277.200 | 7.110 | 7.007 |
| 5 | 0.006 | 15.680 | 3.580 | 0.100 |
| 6 | 0.218 | 609.560 | 2.470 | 1.859 |
| 7 | 0.120 | 336.560 | 1.900 | 0.607 |
| 8 | 0.105 | 294.560 | 1.900 | 0.532 |
| | | | 3.26 | 16.19 |

Tabela N°9: Cálculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.6 (Step 2)

| Blocos | Área (m ²) | Massa (Kgr/m ²) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m ²) |
|--------|------------------------|-----------------------------|--------------------|---|
| 1 | 0.202 | 564.760 | 1.440 | 0.586 |
| 2 | 0.052 | 146.720 | 1.440 | 0.152 |
| 3 | 0.009 | 25.760 | 4.930 | 0.313 |
| 4 | 0.018 | 49.560 | 3.700 | 0.339 |
| 5 | 0.018 | 50.680 | 2.290 | 0.133 |
| 6 | 0.022 | 60.760 | 6.230 | 1.179 |
| 7 | 0.006 | 17.360 | 6.230 | 0.337 |
| 8 | 0.011 | 29.400 | 7.110 | 0.743 |
| 9 | 0.015 | 42.560 | 3.560 | 0.270 |
| 10 | 0.170 | 476.280 | 1.930 | 0.887 |
| 11 | 0.039 | 107.800 | 2.310 | 0.288 |
| 12 | 0.129 | 362.040 | 1.190 | 0.256 |
| 13 | 0.082 | 229.320 | 1.200 | 0.165 |
| 14 | 0.026 | 73.640 | 1.030 | 0.039 |
| 15 | 0.202 | 564.760 | 1.440 | 0.586 |
| 16 | 0.052 | 146.720 | 1.440 | 0.152 |



| Blocos | Área (m ²) | Massa (Kgr/m ²) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m ²) |
|--------|------------------------|-----------------------------|--------------------|---|
| 17 | 0.016 | 45.640 | 1.030 | 0.024 |
| | | | 3.04 | 5.71 |

Tabela N°10: Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.6 (Step 3)

| Blocos | Área (m ²) | Massa (Kgr/m ²) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m ²) |
|--------|------------------------|-----------------------------|--------------------|---|
| 1 | 0.216 | 604.240 | 1.260 | 0.480 |
| 2 | 0.068 | 191.520 | 1.260 | 0.152 |
| 3 | 0.090 | 252.560 | 3.560 | 1.600 |
| 4 | 0.009 | 25.200 | 4.310 | 0.234 |
| 5 | 0.018 | 51.520 | 5.200 | 0.697 |
| 6 | 0.007 | 20.160 | 5.200 | 0.273 |
| 7 | 0.011 | 31.080 | 7.110 | 0.786 |
| 8 | 0.009 | 24.080 | 3.560 | 0.153 |
| 9 | 0.016 | 44.240 | 3.560 | 0.280 |
| 10 | 0.016 | 43.400 | 2.260 | 0.111 |
| 11 | 0.015 | 42.000 | 2.260 | 0.107 |
| 12 | 0.005 | 14.560 | 2.260 | 0.037 |
| 13 | 0.004 | 11.480 | 2.260 | 0.029 |
| 14 | 0.003 | 8.400 | 2.260 | 0.021 |
| 15 | 0.166 | 465.360 | 1.890 | 0.831 |
| 16 | 0.056 | 155.960 | 1.890 | 0.279 |
| 17 | 0.022 | 61.880 | 1.360 | 0.057 |
| 18 | 0.021 | 59.640 | 1.360 | 0.055 |
| 19 | 0.027 | 74.760 | 2.000 | 0.150 |
| 20 | 0.012 | 33.040 | 1.240 | 0.025 |
| 21 | 0.076 | 213.920 | 2.000 | 0.428 |
| | | | 2.76 | 6.78 |



Tabela N°11: Calculo de velocidade com coeficiente de ângulo de atrito 0.6 (Step 4)

| Blocos | Área (m2) | Massa (Kgr/m2) | Velocidade (m/seg) | Energia cinemática (kj/m2) |
|--------|-----------|----------------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 0.198 | 554.960 | 1.000 | 0.277 |
| 2 | 0.051 | 143.080 | 1.000 | 0.072 |
| 3 | 0.086 | 241.080 | 3.630 | 1.588 |
| 4 | 0.014 | 38.920 | 2.150 | 0.090 |
| 5 | 0.023 | 64.960 | 3.560 | 0.412 |
| 6 | 0.155 | 434.280 | 2.290 | 1.139 |
| 7 | 0.073 | 204.400 | 1.770 | 0.320 |
| 8 | 0.017 | 46.480 | 5.300 | 0.653 |
| 9 | 0.167 | 467.320 | 1.520 | 0.540 |
| 10 | 0.011 | 31.360 | 7.110 | 0.793 |
| 11 | 0.078 | 217.840 | 1.520 | 0.252 |
| | | | 2.80 | 6.13 |

