UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas

Mestrado Profissional

João Pedro Barbosa Amaral

ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA REDUÇÃO DO DIÂMETRO DE TIRANTES EM MINA SUBTERRÂNEA

estudo de caso: mina Aripuanã – MT (Nexa Resources)

Belo Horizonte

2024

João Pedro Barbosa Amaral

ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA REDUÇÃO DO DIÂMETRO DE TIRANTES EM MINA SUBTERRÂNEA

estudo de caso: mina Aripuanã – MT (Nexa Resources)

Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas – Mestrado Profissional da Universidade Federal de Minas Gerais como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas

Orientador: Dr. Michel Melo Oliveira

Belo Horizonte
2024

AMARAL, João Pedro Barbosa.
A485a Análise de estabilidade para redução do diâmetro de tirantes em mina subterrânea. Estudo de caso [recurso eletrônico]: mina Aripuanã – MT (Nexa Resources) / João Pedro Barbosa Amaral. – 2024
1 recurso online (113 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Michel Melo Oliveira.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 111-113

1. Engenharia de minas - Teses. 2. Tecnologia mineral. 3. Tirantes de rocha – Teses. 4. Minas subterrâneas – Teses. I. Oliveira, Michel Melo. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 622(043)

Ficha catalográfica elaborada pelo bibliotecário Reginaldo César Vital dos Santos CRB/6 2165
Biblioteca Prof. Mário Werneck, Escola de Engenharia da UFMG

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas da UFMG - Mestrado Profissional

UFMG

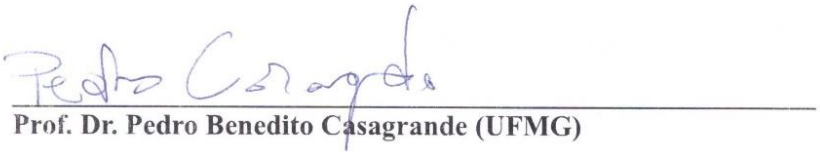
ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA REDUÇÃO DO DIÂMETRO DE TIRANTES EM MINA SUBTERRÂNEA

JOÃO PEDRO BARBOSA AMARAL

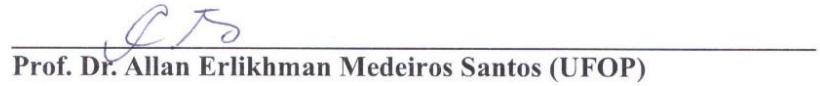
Dissertação de mestrado submetida à Comissão Examinadora designada pelo Colegiado do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas da UFMG – Mestrado Profissional da Universidade Federal de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas.

Aprovada em 19 de fevereiro de 2024 pela seguinte banca:

Prof. Dr. Michel Melo Oliveira (UFMG)
Orientador



Prof. Dr. Pedro Benedito Casagrande (UFMG)



Prof. Dr. Allan Erlikhman Medeiros Santos (UFOP)

AGRADECIMENTOS

Louvado seja o nosso caminho: o começo, o meio e o fim de nossas etapas. O que fica é um rosto coberto de felicidade e a alma transbordando Gratidão.

A minha família, em especial a meus pais e minha irmã pelo apoio incondicional em toda minha vida.

A meus professores e colegas da Engenharia de Minas na UFMG pela amizade e troca de conhecimento. Em especial aos professores Claudio Lucio e Michel Melo (orientador desse trabalho) por todo o suporte durante graduação e mestrado.

Gratidão eterna a todos os colegas da AngloGold Ashanti. Uma grande escola que despertou em mim a paixão pela Mecânica das Rochas desde o início do estágio na mina Cuiabá. Agradecimento especial a Diogo Brandani, Leandro Costa, Rodrigo Padula, Tulio Abduani, Rafael Soares, Livia Pimenta, Gabriel Freire, Maurilio de Freitas, Welton Gomes, dentre vários que tornaram essa experiencia valiosa como meus primeiros passos na área.

A toda a equipe da MSG pela oportunidade engrandecedora de me desenvolver profissionalmente. A passagem em Crixás foi essencial para desenvolvimento de conhecimentos e habilidades aplicadas nesse trabalho. Deixo aqui minha profunda Gratidão a Jairo Silva, Gerson Rincon, Raphael Perpetuo e Marcelo Campos.

A toda a equipe de CDS em especial a Michele Souza.

A Alexandre Gontijo, Arthur Matos e Thomas Jardim por toda troca de conhecimentos envolvendo o tema dessa dissertação.

A todos os colegas da Nexa Resources, empresa que me acolheu em 2023 e criou um ambiente propicio para o desenvolvimento desse trabalho. Em especial a André Luis, Valdinei Santos e toda a equipe por viabilizar a realização dos testes que fazem parte do trabalho. A Philippe Resende pela parceria e discussões enriquecedoras. A Vitor Viana, Rafael Gritti, Jéssica Morgana, Ivan Cuadros pelos constantes feedbacks ao longo desse estudo.

“Amar e mudar as coisas me interessa mais”
(Belchior)

RESUMO

Na mineração subterrânea, os sistemas de estabilização são usados como forma de garantir a estabilidade, permitindo o avanço das escavações de forma segura. Os reforços ativos como tirantes protendidos tem ganhado cada vez mais espaço por principalmente se tratar de um sistema permanente, requisitado em galerias de vida útil considerável. Na mina de Aripuanã, localizada no Mato Grosso – Brasil, os tirantes preenchidos com resina representam o reforço principal para as escavações em desenvolvimento. Eles são representados por barras de aço ovalizadas com comprimento de 2.4 m e diâmetro nominal de 22 mm. De acordo com o fornecedor principal, esses tirantes têm capacidade a tração de 25t. Apesar da eficácia em promover a estabilidade para escavações, existe um custo expressivo para o empreendimento na aquisição dessas barras. Uma maneira de reduzir esse valor é diminuir as dimensões do tirante. Estima-se que a redução do diâmetro de 22 mm para 19 mm promove uma economia para a empresa de 15 a 20% na compra de tirantes. De modo a conciliar o ganho financeiro para o empreendimento e o nível de segurança exigido, o presente trabalho objetiva, usando métodos de equilibro limite, avaliar a estabilidade das escavações com os tirantes de diâmetro menor e capacidade a tração reduzida para 18.9 t. Para aplicar essas técnicas, buscou-se conhecer primeiramente parâmetros importantes do atirantamento e maciço rochoso como a resistência de aderência e zona de dano, respectivamente. Aplicando a metodologia SEPT (*Shot Encapsulation Pull Test)* em 36 testes de arranque, encontrou-se o valor médio de 18.9 t/m para o *Grip Factor*. As filmagens antes e após o desmonte de rochas permitiram estimar uma zona de dano de 1.1 m para o maciço em sua condição mais severa. Esses parâmetros servem como entradas para as análises na sequência do trabalho. O trabalho utilizou o Fator de Segurança (FS) de 1.3 como mínimo aceitável, seguindo as recomendações corporativas da empresa. A análise cinemática por cunhas tetraédricas indicou que 99% dos cenários considerados para galerias e intersecções apresentam FS aceitável para trabalhar com tirantes de diâmetro menor. As análises seguindo a metodologia de Lang e Bischoff (1982) também apontaram condições estáveis para a mudança, considerando que a malha de tirantes não exceda 1.6 m. A técnica de *Dead Weigth* proposta por Pakalnis (2008), utilizada para avaliação de intersecções, indicou FS aceitáveis para *span* inferior a 11.5 m. Dispondo dos resultados, o trabalho ainda faz comparações entre os métodos e investiga o efeito de desvios operacionais associados a malha dos tirantes e dimensões da escavação nos FS.

Palavras-chave: mineração subterrânea; tirantes; redução do diâmetro; equilíbrio limite; SEPT; zona de dano; cunhas tetraédricas; *Dead Weigth.*

ABSTRACT

In underground mining, support systems are applied to promote the stability, enabling the safe advancement of excavations. Active reinforcements such as tensioned bolts are being used widely due to their benefit as a permanent system, essential in galleries with a considerable lifespan. The Aripuanã mine in Mato Grosso, Brazil, the resin-filled rock bolts represent the primary reinforcement for ongoing excavations. These bolts consist of ovalized steel bars with a length of 2.4 m, nominal diameter of 22 mm, tensile capacity of 25t according to the main supplier. Despite their effectiveness in promoting excavation stability, there is a significant cost associated with acquiring these bars. One approach to reduce this expense is by reducing the bolt dimensions. It is estimated that reducing the diameter from 22 mm to 19 mm would result in a cost-saving from 15 to 20 % associated with bolts purchase. In order to achieve the financial gains and maintain the required safety level, this study uses the limit equilibrium methods to assess the stability of excavations with smaller diameter bolts and reduced tensile capacity to 18.9 t. Prior to apply these techniques, crucial parameters of the rock bolting and rock mass, such as bond strength and damage zone, were determined. It was used the SEPT (Shot Encapsulation Pull Test) methodology in 36 pull-out tests and an average Grip Factor of 18.9 t/m was established. Borehole filming before and after rock blasting allowed estimating a damage zone of 1.1 m for the rock mass in its most severe condition. These parameters serve as inputs for subsequent analyses. The study utilized a minimum acceptable safety factor (SF) of 1.3. Kinematic analysis using tetrahedral wedges indicated that 99% of the considered scenarios for galleries and intersections exhibited an acceptable FS for working with smaller diameter bolts. Analyses by the Lang and Bischoff methodology (1982) also pointed to stable conditions for this change, except in cases that the bolt spacing exceeds 1.6 m. The Dead Weight technique proposed by Pakalnis (2008), used for intersection evaluation, indicated acceptable SF for spans less than 11.5 m. Additionally, the study further compares these methods and investigates the impact of operational deviations associated with bolt spacing and excavation overbreak on SF.

Keywords: Underground mining; rock bolts; diameter reducing; limit equilibrium; SEPT; damage zone; tetrahedral wedges; Dead Weight.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Elementos do maciço rochoso 17
Figura 2. Efeito de escala na escavação subterrânea 18
Figura 3. Resultado genérico de um teste de compressão uniaxial 19
Figura 4. Comportamento rúptil (a) e dúctil (b), após tensão de escoamento 20
Figura 5. Resultado de ensaio triaxial realizado em mármore 20
Figura 6. Ábaco para determinação de GSI 24
Figura 7. Plano de ruptura ab 25
Figura 8. Representações gráficas do critério de ruptura de Mohr-Coulomb 26
Figura 9. Envoltórias de resistência do critério de Mohr-Coulomb 26
Figura 10. Teste de cisalhamento direto 27
Figura 11. Comportamento cisalhante com presença de rugosidade 27
Figura 12. Influência da escala nos três componentes da resistência ao cisalhamento 30
Figura 13. Método analítico de Kirsch 31
Figura 14. Zonas de dano ao redor da escavação 33
Figura 15. Regiões da EDZ e seus efeitos no entorno da galeria 33
Figura 16. Estimativa da EDZ com filmagem de furos na mina Cuiabá 35
Figura 17. Classificação de Sistema de Estabilização 36
Figura 18. Métodos de reforço de ancoragem interna: (a), (b) e (c) construção de viga e suspensão, (d) arco de pressão e (e) suporte de blocos discretos 37
Figura 19. Agrupamento de ancoragens internas 38
Figura 20. Tirante ancorado com cartuchos de resina 40
Figura 21. Carregamento gravitacional do sistema de atirantamento para ambiente de baixas tensões 41
Figura 22. Carregamento de tirantes em altas tensões 41
Figura 23. Condições observadas nos entornos da galeria 43
Figura 24. Resultados do modelo numérico e arco natural de pressão 43
Figura 25. Perfil de atirantamento para diferentes condições de maciço 44
Figura 26. Testes de arranque e tração em tirantes. As setas indicam a direção dos esforços 45
Figura 27. Esforços do maciço rochoso no sistema de ancoragem 46
Figura 28. Métodos de análise geomecânica 48
Figura 29. Simplificação de cunha formada no teto de uma galeria 50
Figura 30. Gráfico do ângulo de mergulho crítico versus a tensão tangencial do bloco para diferentes tamanhos de bloco 51
Figura 31. Parâmetros da metodologia de Lang e Bischoff 52

Figura 32. Dimensionamento de contenção pela metodologia “Dead Weight” 53
Figura 33. Abordagem 3D do carregamento cônico 54
Figura 34. Localização da mina Aripuanã 55
Figura 35. Vista de topo da mina Aripuanã com destaque para escavações realizadas e planejadas 56
Figura 36. Vista de perfil da mina Aripuanã indicando profundidade atual e prevista 57
Figura 37. Distribuição dos tipos de escavações existentes na mina de Aripuanã com destaque para as avaliadas neste trabalho 57
Figura 38. Desenvolvimento primário da mina Arex 1 59
Figura 39. Desenvolvimento primário e secundário de um painel de lavra da mina Link 1 59
Figura 40. Projeto de escavações padrão 60
Figura 41. Vista de topo ilustrativa para intersecções da mina Aripuanã 60
Figura 42. Contenção padrão para intersecções 61
Figura 43. Layout planejado para mina Arex 1 – *Sublevel Stoping* para veios estreitos 62
Figura 44. Distribuição de litotipos na mina Aripuanã 64
Figura 45. Inclinação de lavras planejadas atualmente na mina Aripuanã, com destaque para menores inclinações 65
Figura 46. Mapeamento geomecânicos *in situ* e representação 3D dos pontos 66
Figura 47: Histograma mostrando distribuição dos valores de Q 66
Figura 48. Mapeamento estrutural *in situ* e representação 3D com discos 67
Figura 49. Caracterização do maciço auxiliando na análise geotécnica de lavra 68
Figura 50. Exemplo de avaliação para dimensionamento de lavra com metodologia empírica. 70
Figura 51. Análise cinemática para dimensionamento de suporte em escavações de desenvolvimento 71
Figura 52. Estrutura e fluxo de trabalho 72
Figura 53. Características dos tirantes ovalizados testados 73
Figura 54. Inserção manual de cartucho de resina e instalação mecanizada do tirante 75
Figura 55. Desenho esquemático e imagens dos testes GRIP FACTOR 76
Figura 56. Valores de GF associados a variação no diâmetro do furo 78
Figura 57. Histograma para população de dados com diâmetro de 32 mm 79
Figura 58. Testes de tração no aço realizados pela equipe de Geomecânica da Nexa Resources 80
Figura 59. Seção típica de furos para filmagem 81
Figura 60. Análise das filmagens na AR1_N4.4_RP X SP 82
Figura 61. Análise das filmagens na LI1_N3.1_GT_LD 82
Figura 62. Análise das filmagens na LI2_N2.2_AC4E 83

Figura 63. Análise das filmagens na LI2_N2.2_GT 84
Figura 64. Desenho esquemático de perfil padrão de galeria e método para aplicar o *overbreak* 86
Figura 65. Representação das intersecções para análise cinemática no *Unwedge* 87
Figura 66. Medição de span de intersecções (vista de topo) 87
Figura 67. Gráfico *boxplot* mostrando distribuição das medidas de *span* 88
Figura 68. Estereograma representando o padrão estrutural dos corpos em Aripuanã 90
Figura 69. Perfis de rugosidade e valores correspondentes de JRC 91
Figura 70. Cunha típica entre malha de tirantes 93
Figura 71. Gráfico considerando FS x Direção do Túnel para os cenários avaliados em galerias 94
Figura 72. Resultados para intersecções de 4 vias em "+" 96
Figura 73. Resultados para intersecções de 3 vias em "T" 97
Figura 74. Resultados para intersecções de três vias em "Y" 98
Figura 75. Formação de cunha em determinada direção para intersecção em "Y" no *Unwedge* 99
Figura 76. Histograma de FS para todos os cenários gerados pela análise cinemática 100
Figura 77. Gráfico FS x Malha para tirantes de 19 e 22 mm 103
Figura 78. Gráfico ilustrando resultados de FS para cenários de contenção em intersecções de acordo com o *span* (m) pela metodologia de *dead weight* 105

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 1. Fatores influenciadores da formação da EDZ 34

Tabela 1. Número de contenções de acordo com *span* da intersecção 61
Tabela 2. Ensaios de tração em barras de diâmetro 19 mm realizados pelo principal fornecedor 74
Tabela 3. Comprimento de ancoragem de acordo com diâmetro do furo 75
Tabela 4. Resultado do GF para tirantes 78
Tabela 5. Resultados Estatísticos 79
Tabela 6. Valores de *overbreak* praticados nas galerias 85
Tabela 7. Propriedades consideradas para análise de contenção 92
Tabela 8. Cenários utilizados para análise em galerias 93
Tabela 9. Cenários utilizados para análise em intersecções 95
Tabela 10. Parâmetros utilizados na análise e resultados 101
Tabela 11. Cenários avaliados na análise cinemática por *dead weight* 104

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BIF	– *Banded Iron Formation*
BS	– *Bench Stoping*
CDZ	– *Construction Damage Zone*
D & B	– *Drill and Blasting*
EDZ	– *Excavation Damage Zone*
EDZci	– *Construction induced Excavation Damage Zone*
EDZsi	– *Stress induced Excavation Damage Zone*
EIZ	– *Excavation-Influenced Zone*
FPM	– *Fracture Pressurization Method*
FW	– *Foot Wall*
GF	– *Grip Factor*
GSI	– *Geological Strength Index*
HDZ	– *Highly Damaged Zone*
HW	– *Hanging Wall*
IQR	– *interquartil range*
ISRM	– International Society of Rock Mechanics
JRC	– *Joint Roughness Coefficient*
LTR	– Laboratório de Tecnologia de Rochas
m	– metros
mm	– milímetros
NIOSH	– National Institute for Occupational Safety and Health
º	– graus
RMR	– *Rock Mass Rating*
RQD	– *Rock Quality Designation*
RRU	– *Reinforced Rock Unit*
SEPT	– *Short Encapsulation pull test*
TBM	– *Tunnel Bore Machine*
UCS	– *Uniaxial Compressive Strength*
UFMG	– Universidade Federal de Minas Gerais
VRM	– *Vertical Retreat Mining*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO E MOTIVAÇÃO 15

2 OBJETIVOS 16

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 17

3.1 Maciços rochosos 17

3.1.1 Tensão e deformação na rocha intacta 18

3.1.2 Sistemas de classificação geomecânica 20

3.1.3 Critério de ruptura de Mohr Coulomb 24

3.1.4 Comportamento cisalhante das descontinuidades e critério de ruptura de Barton Bandis 26

3.1.5 Tensões in situ 30

3.1.6 Tensões induzidas pela escavação 31

3.1.7 Zona de dano do maciço rochoso 31

3.2 Sistemas de estabilização para mina subterrânea 35

3.2.1 Conceitos e classificação 35

3.2.2 Ancoragens 37

3.2.3 Tirantes 39

3.2.4 Dimensionamento de atirantamento 40

3.2.5 Testes em tirantes 44

3.3 Métodos de análise geomecânica 47

3.3.1 Contexto geral 47

3.3.2 Análise cinemática por cunhas tetraédricas 49

3.3.3 Análise por Lang e Bischoff (1982) 51

3.3.4 Análise por dead weight (Pakalnis, 2008) 53

4 MINA ARIPUANÃ 55

4.1 Localização e contexto geral 55

4.2 Tipos de escavações 57

4.2.1 Desenvolvimento 58

4.2.2 Lavra 62

4.3 Aspectos geológicos 63

4.4 Aspectos geomecânicos 65

5 ANÁLISES E RESULTADOS 72

5.1 Resistência de aderência 72

5.1.1 Método 72

5.1.2. Resultados 77

5.2 Zona de dano do maciço rochoso 80

5.2.1 Método 80

5.2.2 Resultados 81

5.3 Análise cinemática por cunhas tetraédricas 84

5.3.1 Geometria/ orientação das escavações 85

5.3.2 Orientação das descontinuidades 89

5.3.3 Parametrização das descontinuidades 90

5.3.4 Parâmetros de suporte 92

5.3.5 Malha de contenção 92

5.3.6 Cunhas típicas 93

5.3.7 Resultados para galerias 93

5.3.8 Resultados para intersecções 95

5.3.9 Estatística dos dados 99

5.6 Análise por Lang e Bischoff (1982) 100

5.6.1 Método 100

5.6.2 Resultados 101

5.7 Análise cinemática para intersecções pela metodologia de *dead weight* de Pakalnis (2008) 103

5.7.1 Método 103

5.7.2 Resultados 104

6 CONCLUSÕES 106

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 110

1 INTRODUÇÃO E MOTIVAÇÃO

Para abertura de escavações em mina subterrânea geralmente são usados sistemas para estabilização do maciço rochoso, podendo ser classificados quanto à tipo, estágio de aplicação e funcionamento. Esses sistemas são dimensionados de acordo com as características da escavação (tamanho e tempo de utilização) bem como a propriedades locais do maciço rochoso.

Dentre os elementos de estabilização mais utilizados atualmente, destacam-se arcos metálicos, barras rosqueadas/nervuradas de aço (tirantes), barras tubulares com aço especial (tirantes expansivos ou de atrito, comercialmente conhecidos como cavilhas), barras autoperfurantes, cordoalhas de aço, concreto projetado com fibras de aço ou sintéticas e telas eletrosoldadas. Quando se trata de galerias em desenvolvimento na mineração brasileira, o uso de contenções mecânicas e passivas tem perdido espaço para o uso de reforços ativos como tirantes protendidos. Essa substituição está atrelada ao aumento de vida útil das minas, o que requer sistemas permanentes.

Os sistemas de ancoragem permanentes disponíveis no mercado se dividem em dois principais tipos: atirantamento com cartuchos de resina ou calda de cimento (sob a forma de grout ou cimento encartuchado). A eficácia e desempenho operacional são fatores cruciais para o dimensionamento, e é por isso que os cartuchos de resina se tornaram uma escolha preferida. Atualmente nas minas de Aripuanã são utilizados tirantes preenchidos com resina como reforço, primário e ativo bem como concreto projetado como retenção, secundária, passiva.

Os tirantes são ovalizados e tem comprimento de 2.4 m com diâmetro de 22 mm. De acordo com o principal fornecedor atual, essas barras têm resistência a tração de 25 t. Apesar da eficiência em estabilizar as galerias, existe um custo considerável associado a utilização desse tipo de contenção. Dessa forma, faz-se necessário um dimensionamento otimizado atendendo expectativas de segurança e custo para o desenvolvimento da mina.

Uma forma de reduzir o custo para o atirantamento é diminuir as dimensões da barra de aço. Estima-se que a redução do diâmetro nominal de tirantes de 22 mm para 19 mm promove uma economia de 15 a 20% na aquisição de tirantes. No entanto, essas barras têm resistência a tração reduzida para 18 t. Assim, o presente trabalho tem o intuito de realizar a análise de estabilidade para o uso dessas barras com diâmetro inferior de maneira a alinhar a economia proposta com os padrões de segurança exigidos.

2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é conduzir uma análise de estabilidade para uso de tirantes com diâmetro reduzido para 19 mm na mina de Aripuanã. Para suportar as análises, primeiramente, realizou-se testes de forma a obter parâmetros importantes associados aos tirantes e maciço rochoso.

Como objetivos específicos, o trabalho busca obter:

- Resultados de resistência de aderência dos tirantes (t/m) segundo método SEPT (*Short Encapsulation Pull Test*), apontando o valor otimizado para diâmetro do furo;
- Resultados de extensão da zona de dano do maciço rochoso (m) com base nas filmagens de furos com microcâmera;
- Resultados de análises equilíbrio limite utilizando os métodos de: cunhas tetraédricas, Lang e Bischoff (1982) e "Dead Weigth" (Pakalnis, 2008). As análises buscaram a priori investigar o impacto da redução do diâmetro do tirante nos Fatores de Segurança (FS) em condições padrões para dimensões da escavação e malha de tirantes. Adicionalmente, gerou-se cenários contemplando anomalias operacionais nesses dois parâmetros e o impacto dessas inconsistências nos FS.

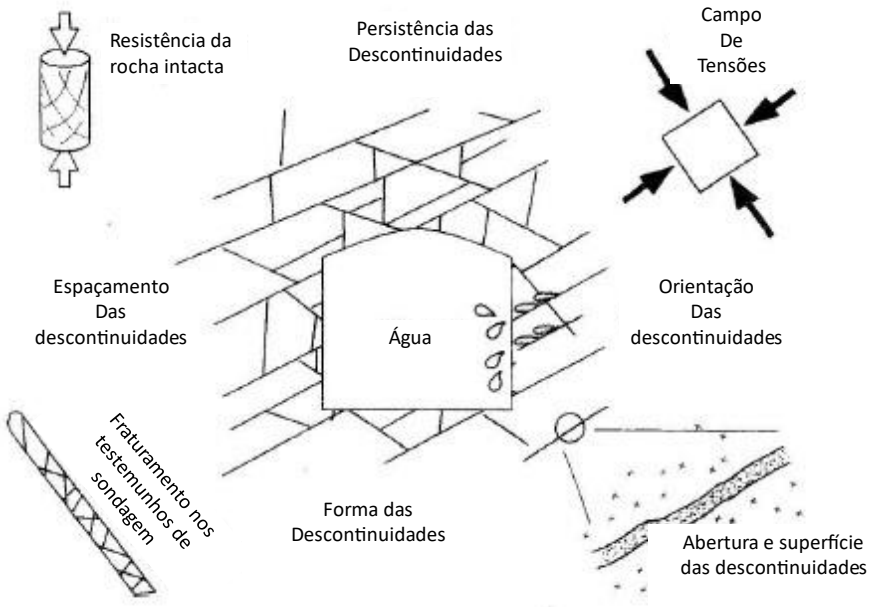
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica foi segmentada em três seções: maciços rochosos, sistemas de estabilização e métodos de análise geomecânica, respeitando a sequência lógica dos conceitos principais deste trabalho.

3.1 Maciços rochosos

O maciço rochoso pode ser entendido como a junção entre rocha intacta, descontinuidades (plano ou região com redução significativa de resistência), estado de tensão e água (Figura 1). A designação “intacta” caracteriza a rocha somente a olho nu, uma vez que, em microescala, a rocha pode se apresentar fissurada e descontínua. Dessa forma, esse conceito acaba se referindo ao material “semi-intacto” ou “pseudo-intacto”.

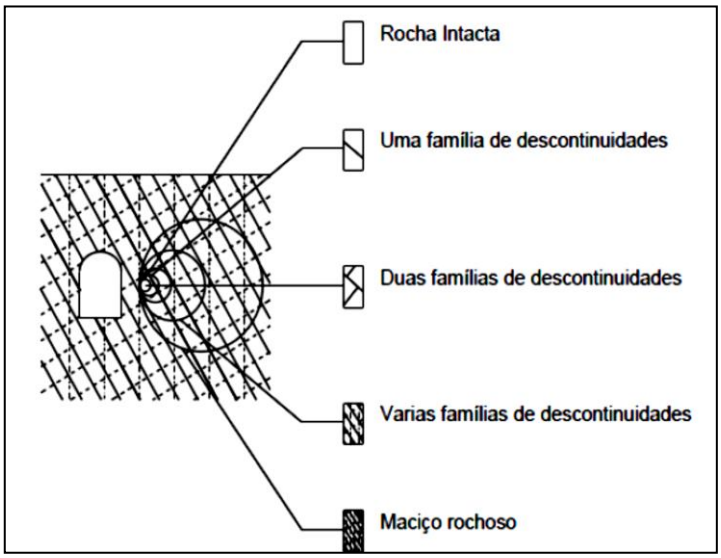
Figura 1. Elementos do maciço rochoso



Fonte: Adaptado de Hutchinson e Diederich (1996).

De acordo com Brady e Brown (2004), o comportamento de uma escavação pode ser governado pelas propriedades da rocha intacta, das descontinuidades ou de ambos, dependendo do nível de tensão, da orientação e resistência das descontinuidades. Dessa forma, caso o espaçamento entre as descontinuidades seja pequeno comparado à escala do problema, o maciço pode ser tratado como um “contínuo equivalente” (Figura 2).

Figura 2. Efeito de escala na escavação subterrânea



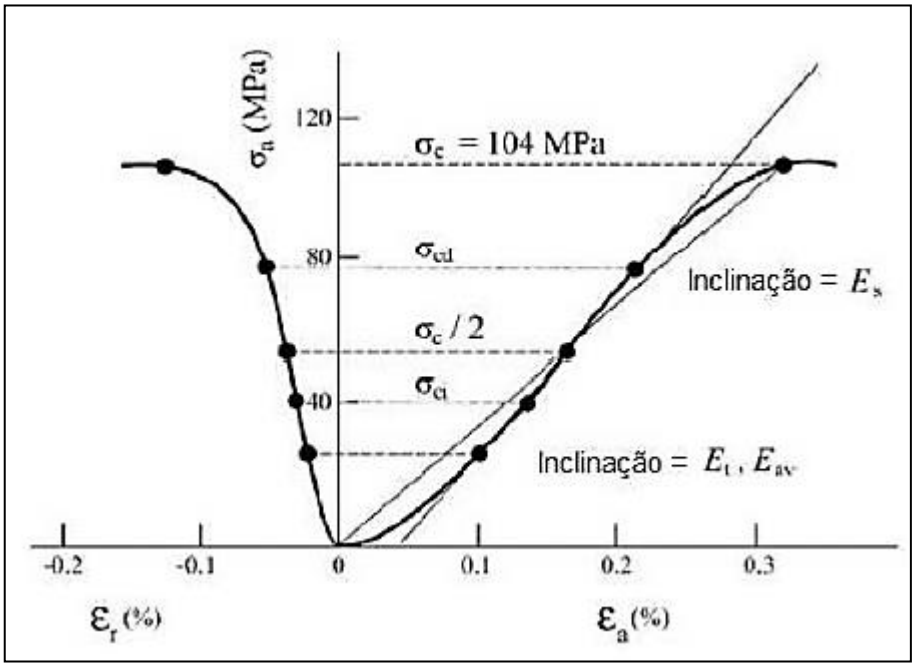
Fonte: Adaptado de Brady e Brown (2004).

3.1.1 Tensão e deformação na rocha intacta

O comportamento mecânico do maciço rochoso pode ser analisado em termos de resistência e deformabilidade da rocha intacta e das descontinuidades. Para isso, os ensaios de compressão uniaxial e triaxial são realizados de modo a obter os parâmetros da rocha intacta de acordo com os critérios de ruptura do maciço.

O ensaio de compressão uniaxial segue uma série de procedimentos definidos pela International Society of Rock Mechanics (ISRM, 1978). Com esse ensaio, obtêm-se os parâmetros de resistência (*Uniaxial Compressive Strength* – UCS ou σ_c) e elasticidade [Módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson ν)]. O UCS corresponde ao valor máximo de tensão aplicada quando o corpo de prova se rompe macroscopicamente. O módulo de Young representa a razão entre a tensão axial e deformação axial no ensaio, sendo a tangente da inclinação da reta que os define (Figura 3). Já o coeficiente de Poisson representa a relação entre a deformação radial e a axial, sendo calculado como a razão entre as duas.

Figura 3. Resultado genérico de um teste de compressão uniaxial

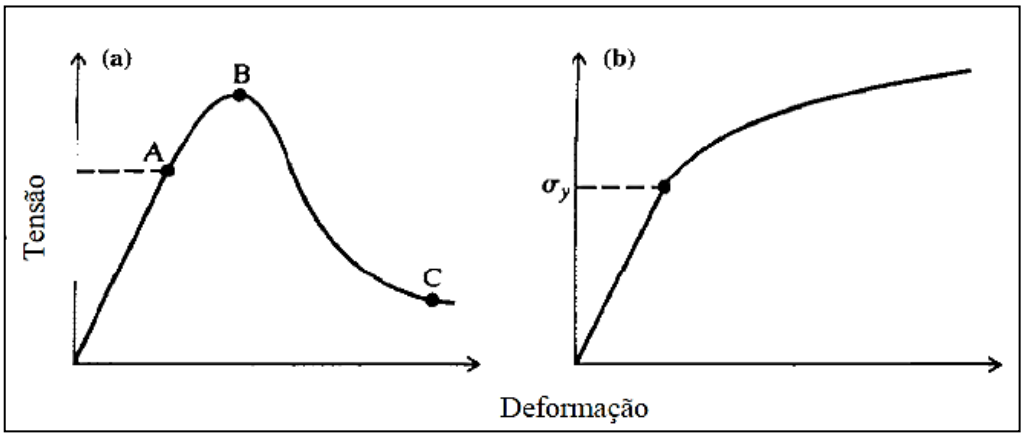


Fonte: Adaptado de Brady e Brown (2004).

O gráfico da Figura 3 mostra os estágios de tensão-deformação durante os ensaios de compressão uniaxial. Primeiramente, ocorre o fechamento das microfissuras, seguido de uma deformação elástica até atingir o valor de σ_{cd} (tensão de escoamento), ponto em que se inicia a propagação instável, originando deformações irreversíveis (plásticas). No último estágio, a propagação dos danos continua até alcançar o valor máximo de tensão (UCS ou σ_c), quando se observa o rompimento da amostra.

Quando a rocha atinge a tensão de escoamento, o comportamento pode ser rúptil ou dúctil. Caso ela não suporte o aumento de tensão, ocorre o fraturamento, indicado pela pequena ou nenhuma deformação plástica devido à perda súbita de resistência, caracterizando o comportamento rúptil (Figura 4-a). De maneira oposta, o comportamento dúctil se caracteriza pelo fato de a rocha conseguir suportar o aumento de tensão com sua deformação permanente (Figura 4-b).

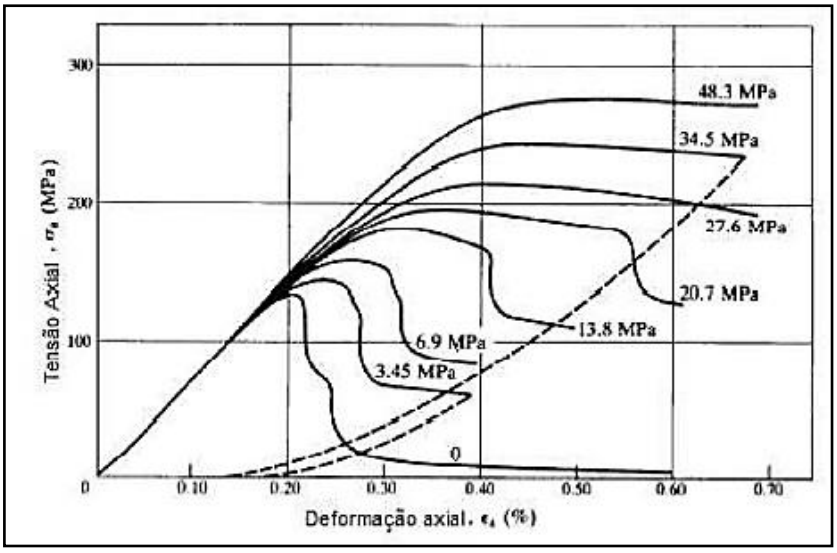
Figura 4. Comportamento rúptil (a) e dúctil (b), após tensão de escoamento



Fonte: Brady e Brown (2004).

O ensaio de compressão triaxial, por sua vez, utiliza uma tensão de confinamento axissimétrica constante (σ2 = σ3), proveniente de uma ação de um fluído, e uma tensão axial (σ1) crescente no corpo de prova. Dessa forma, pretende-se estudar o efeito do confinamento na rocha intacta. Brady e Brown (2004) apresentam ensaios em mármores do Tennessee, para diferentes tensões confinantes, indicadas em cada curva da Figura 5. Dessa forma, o aumento de σ3 provoca a elevação da tensão σ_c assim como uma mudança do comportamento rúptil para o dúctil.

Figura 5. Resultado de ensaio triaxial realizado em mármore



Fonte: Brady e Brown (2004).

3.1.2 Sistemas de classificação geomecânica

Como já mencionado, o maciço rochoso é formado pela rocha intacta e suas descontinuidades, resultando em um meio descontinuo e anisotrópico. Dessa forma, levando em conta o fator

escala, torna-se difícil a avaliação do maciço rochoso exclusivamente por meio de ensaios laboratoriais.

Portanto, diante da complexidade intrínseca do maciço rochoso, a abordagem prática adotada para a atribuição de parâmetros e modelagem desses maciços tem sido a utilização de sistemas empíricos de classificação, destacando a ênfase em observações e experiências práticas, exemplificado pelos sistemas de classificação geomecânica.

As classificações geomecânicas são métodos que categorizam maciços rochosos com comportamentos semelhantes, estabelecendo relações entre essas categorias e soluções comuns para várias questões de engenharia. O objetivo é identificar os parâmetros que governam o comportamento do maciço rochoso, delimitar zonas com comportamento comparável, estabelecer correlações entre a experiência de um local e a encontrada em outros locais, além de obter dados quantitativos e orientações para o projeto. Esses procedimentos são fundamentais para uma abordagem mais eficiente e informada em projetos geotécnicos e de engenharia civil.

Segundo Bieniawski (1989), existem dois sistemas principais voltados para a classificação geomecânica de maciços rochosos: o Rock Mass Rating (RMR), proposto por Bieniawski (1976), e o sistema Q, apresentado por Barton, Lien e Lunde (1974). Ambos os métodos incorporam parâmetros visando obter um valor quantitativo que represente a qualidade geomecânica do maciço rochoso. Em um estágio posterior, Hoek (1994) propôs o sistema GSI (*Geological Strength Index*).

Cita-se, com breve descrição, os principais sistemas de classificação de maciços usados largamente em projetos envolvendo escavações subterrâneas:

a) **Sistema RMR (*Rock Mass Rating*), criado por Bieniawski (1989**): Esse método contempla os seguintes parâmetros: resistência à compressão uniaxial; *Rock Quality Designation* (RQD), proposto por Deere (1964); espaçamento, condição e orientação das descontinuidades e presença de água subterrânea. O sistema é representado por tabelas que atribuem pesos a cada um dos seis parâmetros mencionados anteriormente. A classificação do maciço é derivada pela soma dos pontos associados aos parâmetros selecionados para cada tipo de maciço, resultando em um valor de *Rock Mass Rating* (RMR), que varia de 0 a 100 pontos. A soma dos pontos referentes aos cinco primeiros

parâmetros constitui o chamado RMR básico, que reflete a qualidade intrínseca do maciço em si (Bieniawski, 1989).

b) **Sistema Q, proposto por Barton Lien e Lunde (1974**): Esse sistema trouxe uma grande contribuição para área de classificação de maciços, tendo em vista que foi baseado em 212 casos históricos de túneis da Escandinávia e forneceu ferramentas importantes para projetos de suporte para túneis. O valor de Q corresponde a um produtório envolvendo os parâmetros: RQD; número de famílias de descontinuidade (Jn); rugosidade das paredes das descontinuidades (Jr); alteração das paredes das descontinuidades (Ja); presença de água na descontinuidade (Jw) e fator de redução das tensões (SRF). Dessa forma, diferente de Bieniawski, Barton, Lien e Lunde (1974) acrescentaram a influência das tensões. Com o conhecimento desses seis parâmetros, é possível calcular o valor do índice Q, o qual varia em uma escala logarítmica de 0,001 a 1000, conforme a Equação 1.

$$Q = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \times \frac{Jw}{SRF} \quad (1)$$

c) **GSI (*Geological Strength Index*), desenvolvido por Hoek et. al. (1994) e modificado por Marinos, Marinos e Hoek (2005)**: o sistema GSI é uma ferramenta desenvolvida para a caracterização de maciços rochosos, com o objetivo de obter parâmetros geomecânicos e estimar a redução da resistência sob diversas condições geológicas. As características geológicas da rocha, combinadas com a avaliação visual, são utilizadas diretamente para a seleção de parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso.

O GSI foi desenvolvido por meio da fusão dos sistemas RMR e Q. Enquanto o RMR e o Q visam recomendar soluções para problemas de engenharia, como a determinação do suporte necessário para um túnel escavado em um maciço rochoso a certa profundidade, o GSI concentra-se exclusivamente na determinação dos parâmetros do maciço rochoso. Nesse sentido, Hoek inicialmente sugeriu a correção dos índices RMR e Q, eliminando os parâmetros que incorporam influências externas à resistência ou deformabilidade do maciço rochoso.

No cálculo do GSI, padroniza-se o uso do RMR, nas versões de 1976 ou 1989. O índice GSI, calculado com base no RMR, considera o maciço como seco e não realiza correções devido à orientação da descontinuidade. Isso ocorre porque a pressão de água e a orientação da

descontinuidade são fatores considerados no projeto, não devendo afetar os parâmetros do maciço. Dessa forma, para $RMR'_{76} > 18$ ou $RMR'_{89} > 23$:

$$GSI = RMR'_{76} \quad (2)$$

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad (3)$$

Quando os valores de RMR' forem inferiores aos mencionados anteriormente, a recomendação é utilizar o sistema Q proposto por Barton, Lien e Lunde (1974). Nesse caso, sugere-se desconsiderar o índice de influência do estado de tensões no maciço (SRF) e o efeito da água subterrânea (Jw) na determinação do critério de ruptura, uma vez que esses fatores são levados em conta durante o projeto. Sendo assim, os valores modificados de Q e GSI serão, respectivamente:

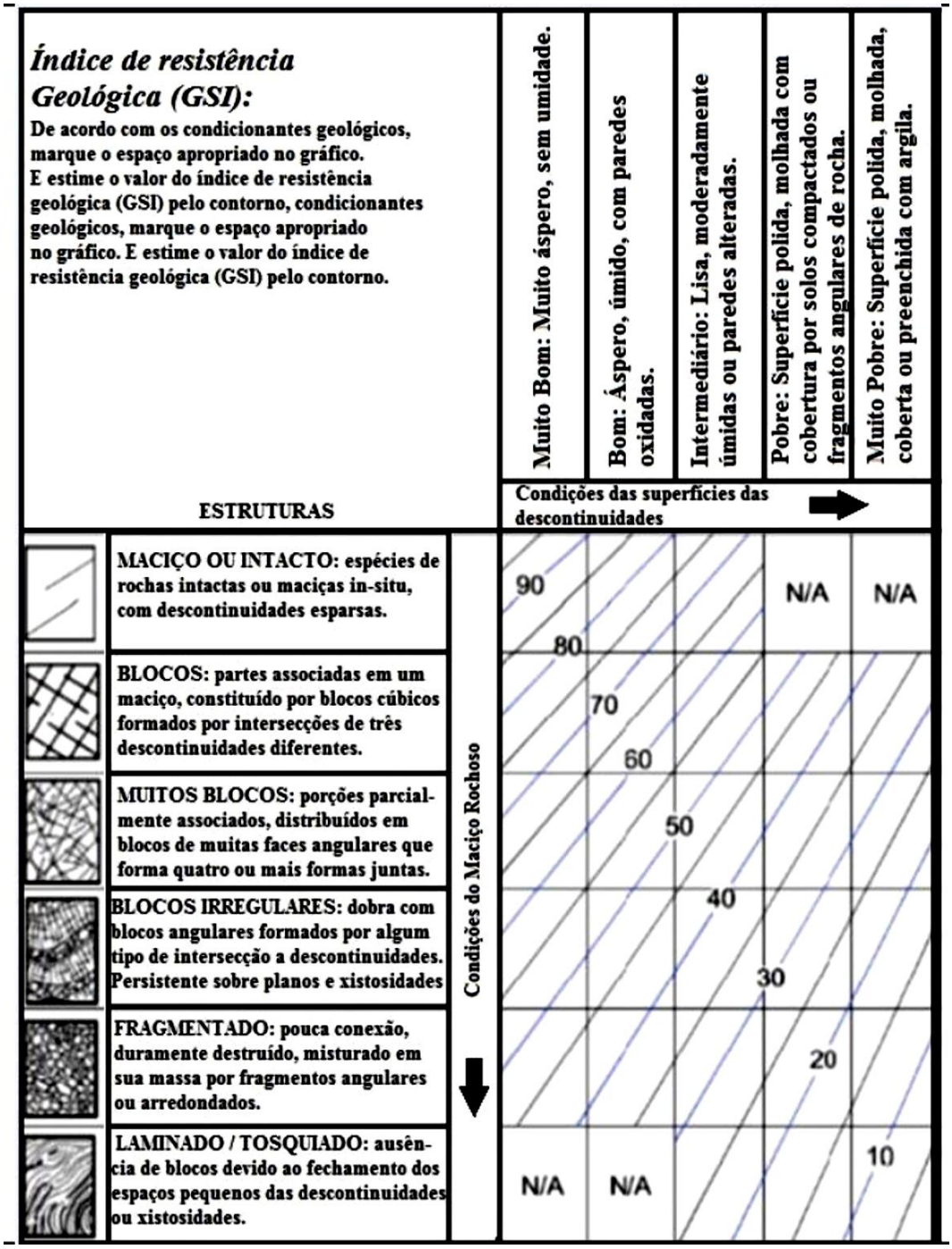
$$Q' = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \quad (4)$$

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (5)$$

Atualmente, o cálculo do GSI é realizado por meio de ábacos (Figura 6), com o valor determinado com base em avaliações visuais das condições do maciço rochoso. Hoek (2000) apresenta correlações entre os valores de GSI e parâmetros estimados de resistência e deformabilidade do maciço rochoso.

Um desafio na aplicação prática do método GSI em uma obra real é a quantificação dos danos causados pelos explosivos. Há uma diferença significativa entre um maciço rochoso escavado por detonações controladas e um maciço abalado por grandes explosões. Para abordar isso, Hoek *et al*. (2002) introduziram um parâmetro de dano (D) que reflete o grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi submetido devido ao uso de explosivos. Esse parâmetro varia de 0 para maciços não perturbados a 1 para maciços muito perturbados.

Figura 6. Ábaco para determinação de GSI



Fonte: Modificado de Hoek (2001).

3.1.3 Critério de ruptura de Mohr Coulomb

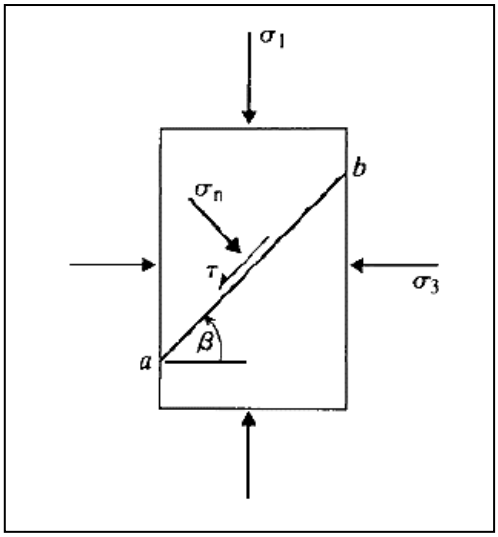
A integridade da rocha pode ser comprometida pelos esforços em que está sendo solicitada de maneira a chegar à ruptura, que, para o contexto de engenharia, significa a perda da capacidade de desempenhar sua função. Dessa forma, criaram-se critérios baseados em funções de componentes de tensão para estudar as condições em que a rocha apresenta deformações

inaceitáveis. De acordo com Pimenta (2017), esses critérios estudam a ruptura que ocorre quando a tensão cisalhante (τ) é superior à resistência ao cisalhamento da rocha em um plano. Essa condição depende de um fator de coesão (c), associado a características físico-químicas intrínsecas ao material, e outro de atrito interno (ϕ).

Conforme mostra a Figura 7, existem tensões normais e cisalhantes atuando no plano ab, de modo que a ruptura por cisalhamento obedece à equação linear (6):

$$\tau = c + \sigma_n tan\phi \quad (6)$$

Figura 7. Plano de ruptura ab



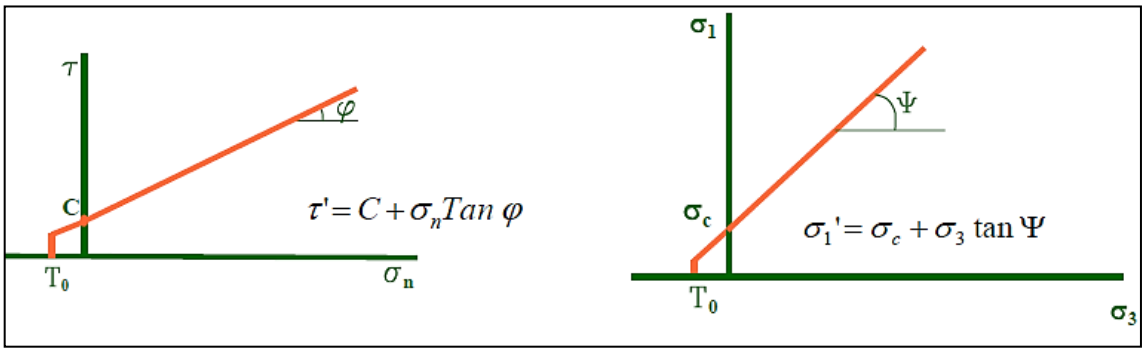
Fonte: Brady e Brown (2004).

Para efeitos de simplificação, pode-se usar somente as tensões principais σ1 e σ3 reformulando as equações com relações trigonométricas, obtendo outra equação de primeiro grau (7) associada ao valor de UCS (σc).

$$\sigma_{1=}\sigma_c + \sigma_3 tan\Psi \quad (7)$$

A Figura 8 ilustra as duas maneiras de representação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

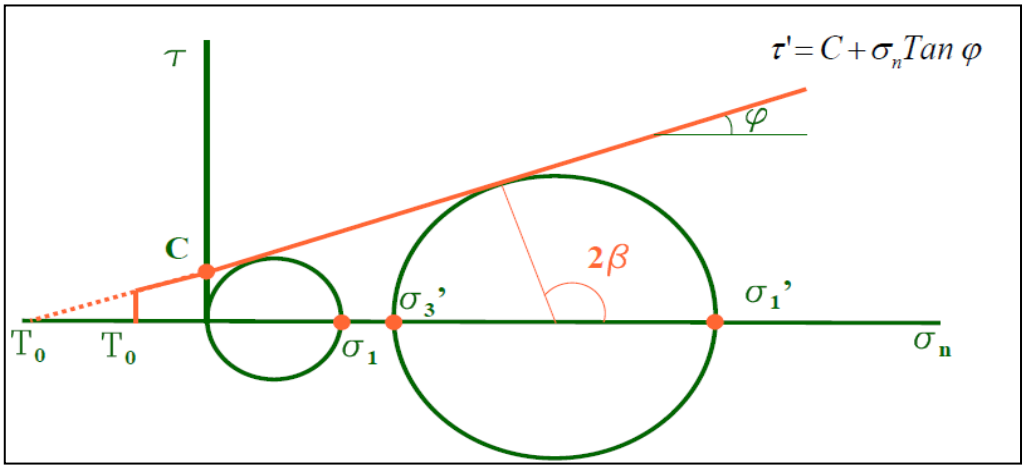
Figura 8. Representações gráficas do critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Notas de aula de Pinto (Graduação em Engenharia de Minas – Mecânica das Rochas, 2018).

A representação gráfica desse critério de ruptura é embasada em círculos de Mohr, gerados por pares de valores de τ e σ_n regidos por um mesmo estado de tensão. Dessa forma, a reta tangente a essas infinitas envoltórias pode ser representada pelas Equações 6 e 7 definindo os parâmetros de coesão e atrito, de forma que, no gráfico da Figura 9, todas as combinações de tensões acima da reta são instáveis. Para a confecção dessa curva, o ensaio de compressão uniaxial fornece o valor de σ_1 (para σ_3=0); o ensaio triaxial fornece pares de valores (σ_1 e σ_3) e o ensaio de tração fornece uma extensão da reta. O ensaio de tração direto é de difícil execução e, sendo assim, a resistência à tração pode ser determinada por ensaios indiretos (ensaio diametral).

Figura 9. Envoltórias de resistência do critério de Mohr-Coulomb



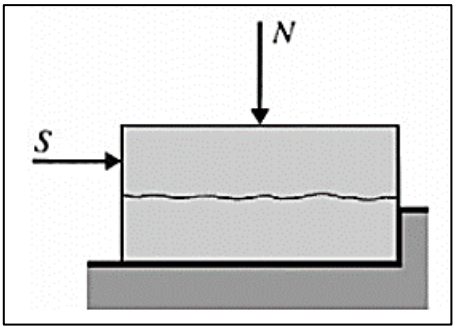
Fonte Notas de aula de Pinto (Graduação em Engenharia de Minas – Mecânica das Rochas, 2018).

3.1.4 Comportamento cisalhante das descontinuidades e critério de ruptura de Barton Bandis

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb não considera características intrínsecas as descontinuidades como rugosidade e coesão dos seus planos associados ao comportamento cisalhante.

Para obter a resistência ao cisalhamento da descontinuidade, pode-se realizar o teste de cisalhamento direto. Como mostra a Figura 11, a superfície da descontinuidade é alinhada na mesma direção do esforço cisalhante (S), que fica perpendicular ao esforço normal (N).

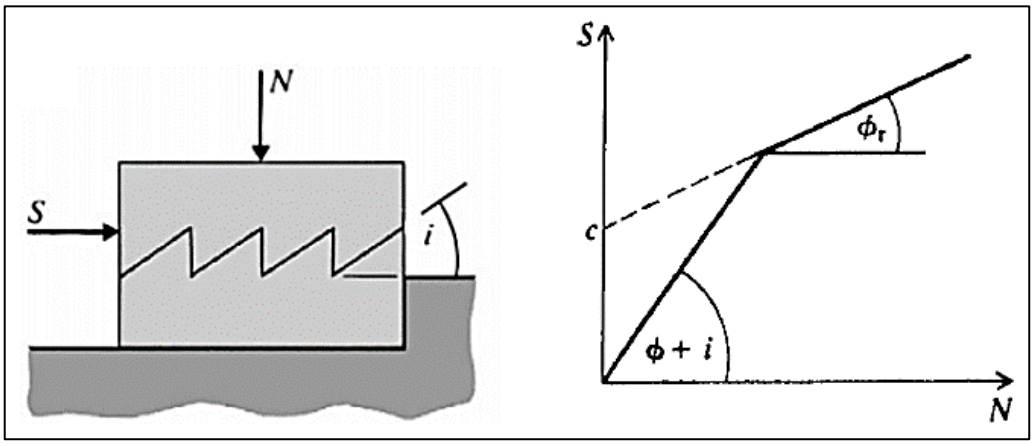
Figura 10. Teste de cisalhamento direto



Fonte: Adaptado de Brady & Brown (2004).

Brady & Brown (2004) mostram que, para descontinuidades lisas, a resistência ao cisalhamento pode ser descrita pela Equação 1, com c = 0. Por outro lado, para superfícies com rugosidade, os autores mostram como os dentes (em microescala) das descontinuidades contribuem para variações no ângulo de fricção ϕ e surgimento de coesão para o plano (Figura 12).

Figura 11. Comportamento cisalhante com presença de rugosidade



Fonte: Adaptado de Brady & Brown (2004).

Na grande parte dos maciços rochosos a rugosidade está presente nos planos de descontinuidade. Dessa forma, o critério de Barton & Bandis (1982) propõe que a resistência ao cisalhamento da descontinuidade (τ) seja descrita pela Equação (11):

$$\tau = \sigma_n \tan\left[JRC\ log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right] \quad (11)$$

Em que:

- σ_n = Tensão normal
- JRC = Coeficiente de rugosidade da descontinuidade
- JCS = Resistência a compressão da parede da descontinuidade
- ϕ_r= Ângulo de fricção residual

Assim, sugere-se que a resistência ao cisalhamento está associada ao componente friccional residual ou básico ϕ_r, componente geométrico controlado pela rugosidade (JRC) e um componente de aspereza controlado pela razão ($\frac{JCS}{\sigma_n}$).

O *Joint Roughness Coefficient* (JRC), definido como o coeficiente de rugosidade das juntas, é um parâmetro que pode ser avaliado ao se comparar a aparência de uma superfície de descontinuidade com perfis predefinidos.

O JCS consiste na resistência à compressão das paredes das descontinuidades, indicando a força ou tensão exigida para romper as asperezas. Esse parâmetro é avaliado por meio do uso de um esclerômetro de Schmidt – instrumento capaz de estimar propriedades da parede de descontinuidades em campo.

Por fim, o parâmetro ϕ_r refere-se ao ângulo de atrito residual entre as paredes da rugosidade. É possível estabelecer uma correlação entre o ângulo de atrito residual, que descreve o momento em que ocorre a ruptura dos dentes da rugosidade presente na superfície rochosa da descontinuidade, e o ângulo de atrito interno básico ϕ_b. Este último é determinado por meio de ensaios de cisalhamento direto realizados na superfície da rocha polida, onde se busca eliminar a presença dos dentes da rugosidade. A Equação (12), proposta por Barton & Choubey (1977), estabelece a relação entre o ângulo de atrito interno residual ϕ_r e o ângulo de atrito interno básico ϕ_b.

$$\phi_r = \phi_b - 20 + 20\,(\frac{r}{R}) \quad (12)$$

Na Equação (12), r corresponde ao valor do rebote do esclerômetro de Schmidt em uma superfície alterada e saturada; e R corresponde ao valor do rebote do esclerômetro de Schmidt em uma superfície sã e seca. O ângulo de atrito interno básico (ϕ_b) é um parâmetro de suma importância para a compreensão da resistência ao cisalhamento das superfícies das descontinuidades. O valor de ϕ_r é relativamente próximo ao valor de ϕ_b. (Hoek, 2000).

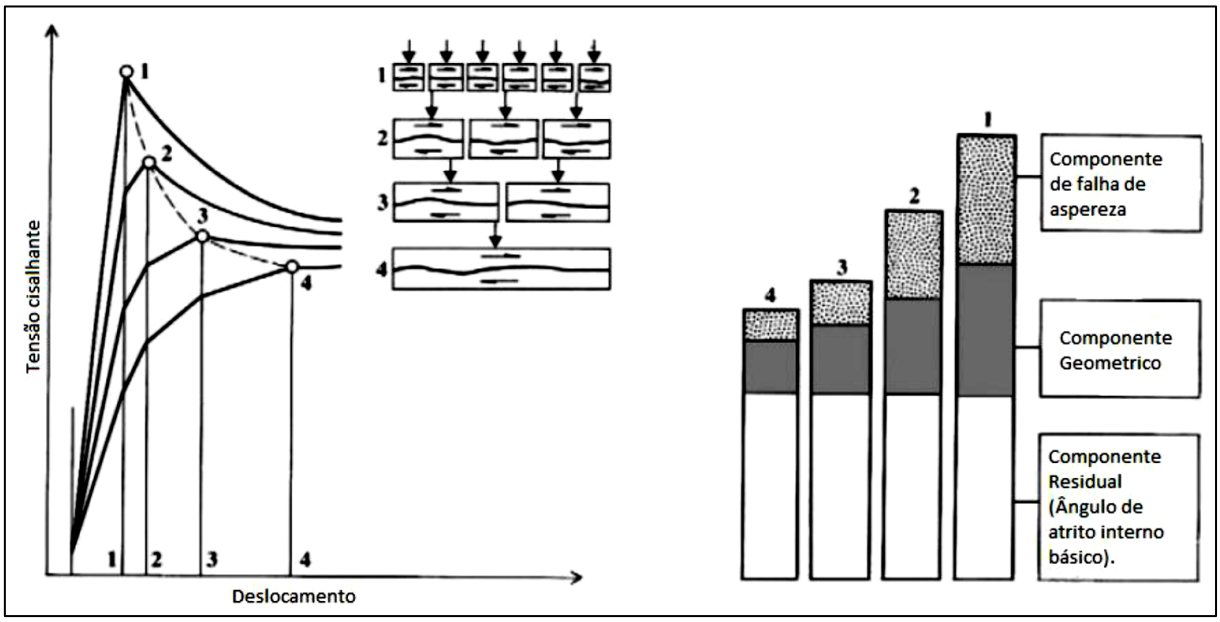
O método comumente utilizado para analisar o comportamento das descontinuidades em relação ao cisalhamento é o ensaio de cisalhamento direto. Entretanto, de acordo com Almeida (2017), apesar de conceitualmente simples, existem diversas dificuldades na realização desse ensaio, como por exemplo:

- Representatividade – os perfis de descontinuidades são sempre relacionados a uma escala. Os ensaios de laboratório trabalham com corpos de prova de tamanhos reduzidos, sendo comumente utilizados valores de diâmetros de testemunhos de sondagens variando de aproximadamente 50 mm a 75 mm;
- Direção de aplicação do esforço cisalhante – a rugosidade natural de uma superfície depende da direção considerada. Os ensaios em laboratório deveriam considerar a direção interesse no campo e relacioná-la à direção de aplicação da tensão cisalhante no ensaio.

Além desses fatores, que inviabilizam a utilização de vários resultados, o ensaio de cisalhamento direto apresenta uma grande complexidade na execução dos moldes utilizados e um custo elevado.

Barton e Bandis (1980), em suas pesquisas, modificaram as propriedades das descontinuidades, como o tamanho do bloco e a rugosidade, conforme ilustrado na Figura 12. Posteriormente, por meio de ensaios de escorregamento, mediram os valores dos ângulos de atrito interno residual. Observaram que, mesmo ao variar tais características das descontinuidades, o ângulo permanecia constante para uma mesma litologia, como se vê a seguir:

Figura 12. Influência da escala nos três componentes da resistência ao cisalhamento



Fonte: Barton e Bandis (1980)

3.1.5 Tensões in situ

Além de estudar as propriedades físicas do maciço rochoso, o estado de tensões também é fundamental para analisar condições de estabilidade. As tensões *in situ* estão associadas ao momento anterior à abertura de uma escavação. Elas podem ser analisadas através de uma horizontal e outra vertical, sendo a última estimada com a Equação (13):

$$\sigma_{v=}\gamma . z \quad (13)$$

Em que:

- σ_v: Tensão vertical atuante no ponto analisado (MPa);
- γ: Peso específico médio das camadas de rocha sobrejacentes ao ponto analisado (MN/m³ ou MPa/m).
- z: Profundidade do ponto analisado (m).

Na prática, a determinação da tensão horizontal maior (σ_H) e menor (σ_h) é mais complexa que determinar a tensão vertical (σ_v). Dessa forma, as tensões horizontais podem ser estimadas usando o fator k de acordo com as Equações (14) e (15):

$$\sigma_H = \sigma_v . k_H \quad (14)$$

$$\sigma_h = \sigma_v . k_h \quad (15)$$

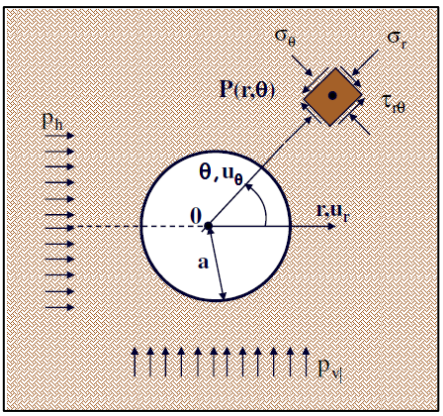
3.1.6 Tensões induzidas pela escavação

Ao realizar uma escavação, o maciço rochoso tem seu estado de tensão modificado, dando origem ao estado com as tensões induzidas. Podem-se empregar métodos analíticos e numéricos para estimar esse novo campo de tensões.

De maneira analítica, simulou-se aberturas circulares usando placas com furos no centro, configurando um meio homogêneo, isotrópico, contínuo e elástico, submetida a tensões biaxiais (NOGUEIRA, 2015 apud KIRSH, 1979). Essa formulação é capaz de calcular as tensões e deslocamentos induzidos no ponto de coordenadas polares r e θ por uma abertura circular de raio a.

Na Figura 14, σ_θ, σ_r, $\sigma_{r\theta}$ são respectivamente as tensões tangencial, radial e cisalhante atuantes, e u_r e u_θ são os deslocamentos radial e tangencial induzidos pela escavação.

Figura 13. Método analítico de Kirsch



Fonte: Kirsch (*apud* Nogueira, 2015).

3.1.7 Zona de dano do maciço rochoso

Um importante parâmetro para este trabalho diz respeito à quantificação da Zona de Dano no entorno da galeria após sua abertura. Esse parâmetro serve de entrada para as análises conduzidas no estudo.

De acordo com Padula (2016), a nomenclatura para descrever os danos em torno de uma abertura feita pelo ser humano varia consideravelmente dependendo principalmente do método

de escavação utilizado, seja *Tunnel Bore Machine* (TBM) ou *Drill and Blasting* (D & B). Segundo o autor, a técnica de D & B provoca mudanças expressivas e irreversíveis nas propriedades do maciço de 0.1 a 1.5 m nos entornos da escavação. Por outro lado, o método TBM causa mudanças menos expressivas, geralmente variando de 1 a 3 cm em magnitude. Devido à sua relevância, os danos causados por detonações são frequentemente simplificados como a principal fonte de danos em escavações realizadas com o método D & B.

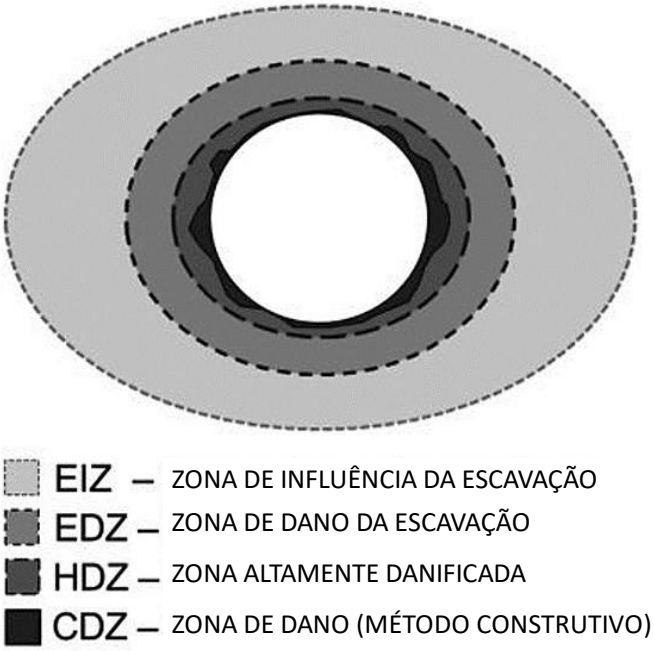
Dinis da Gama e Torres (2002) em seu trabalho *Prediction Of EDZ (Excavation Damaged Zone) From Explosive Detonation In Underground Openings*, exploram os impactos da detonação nos arredores da escavação. Os autores dividiram as porções rochosas nas adjacências do furo detonado em quatro zonas distintas: (1) Zona de esmagamento, (2) Zona de fraturamento radial, (3) Zona de extensão e expansão de fraturas e (4) Zona elástica, onde não há formação de fraturas.

Sharma (2020) aborda quatro zonas de dano em seu trabalho *Understanding Excavation Damazed Zone – In Tunnel*:

- *Construction Damage Zone* (CDZ): Zona mais próxima ao contorno da escavação com forte influência do método de construção. Apresenta alterações expressivas e irreversíveis nas propriedades do maciço rochoso;
- *Highly Damaged Zone* (HDZ): Pode ser definida como parte da EDZ, onde ocorre o fraturamento em macro escala;
- *Excavation Damage Zone* (EDZ): Zona mais abrangente que as duas primeiras citadas, onde se percebe os efeitos gerais da redistribuição de tensões e interação do dano com descontinuidades. Trata-se do termo mais comum encontrado na literatura para mensurar os danos ao redor de uma escavação subterrânea;
- *Excavation-Influenced Zone* (EIZ): Zona com pequenas alterações e reversíveis.

A Figura 14 ilustra as zonas citadas:

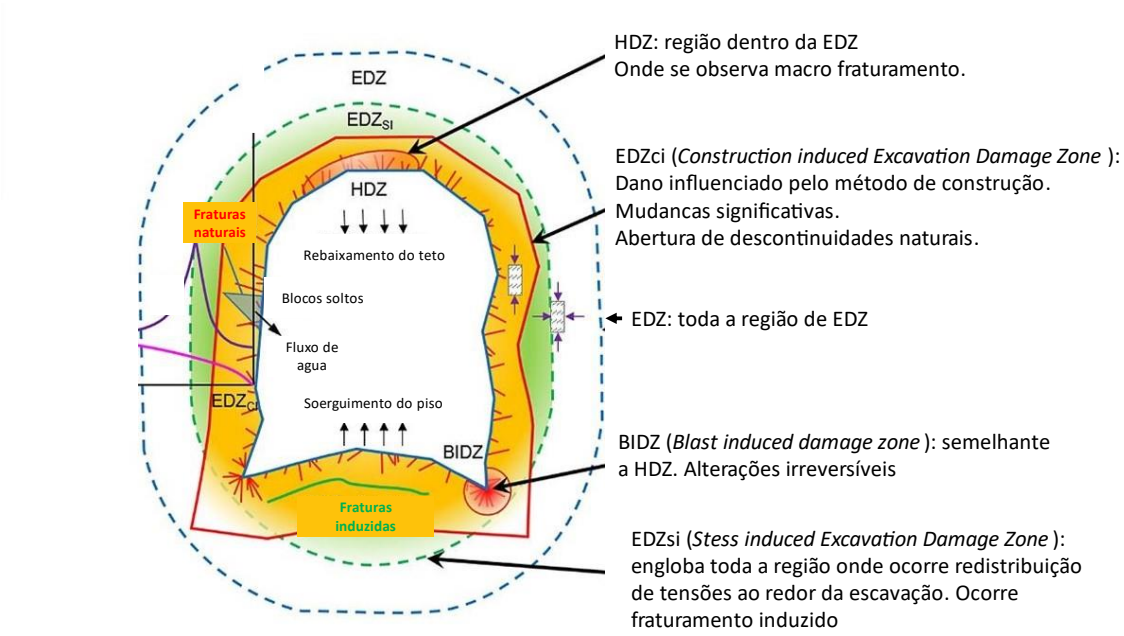
Figura 14. Zonas de dano ao redor da escavação



Fonte: Adaptado de Sharma (2020).

Sharma (2020) ainda ilustra a EDZ com possíveis efeitos no entorno da galeria na Figura 16. Cita-se o rebaixamento do teto e soerguimento do piso, bem como o fraturamento intenso na HDZ, abertura de descontinuidades naturais na *Construction induced Excavation Damage Zone* (EDZci), e fraturamento induzido na *Stress induced Excavation Damage Zone* (EDZsi).

Figura 15. Regiões da EDZ e seus efeitos no entorno da galeria



Fonte: Adaptado de Sharma (2020).

Sharma (2020) atribui a formação da EDZ a fatores tanto geológicos (intrínsecos ao maciço rochoso) tanto a fatores oriundos do desmonte (Quadro 1).

Quadro 1. Fatores influenciadores da formação da EDZ

Fatores Geológicos	**Fatores de Perfuração e Desmonte**
Orientação das descontinuidades	Tipo de explosivo
Espaçamento das descontinuidades	*Perimeter Powder Factor* (PPF)
Alteração e preenchimento das descontinuidades	Retardos ou esperas da detonação
Resistencia da rocha intacta	Padrão dos furos de contorno
Tensões *in situ*	Desvio da perfuração
Presença de água	Tamanho e diâmetro dos furos e uso de furos vazios ou "tampões".

Fonte: Adaptado de Sharma (2020).

Existem métodos diretos e indiretos desenvolvidos para mensurar a EDZ. Nos métodos diretos, são empregadas tecnologias que permitem gerar imagens/representações gráficas do interior da escavação ou instrumentos para medir as deformações milimétricas nos entornos. Os métodos indiretos podem ser agrupados em estimativas com uso de modelos numéricos e/ou equações.

Um método direto bastante abrangente e eficaz é a microcâmera de filmagem de furos. Utilizada por Cota (2011), a microcâmera é inserida no furo para televisionar as paredes ao longo do furo representando o interior maciço. As imagens são registradas no aparelho e podem ser analisadas em um computador.

Padula (2016) usou a microcâmera para mensurar a extensão da EDZ. O autor realizou filmagens de furos de comprimento variando de 3.54 a 3.90 m e diâmetro 51 mm, alocados em uma seção com 4 furos. As análises (Figura 16) indicaram um valor de 35 cm para a EDZ, medida pontual para uma galeria escavada na litologia *Banded Iron Formation* (BIF) da mina Cuiabá, localizada em Sabará (MG). Ressalta-se que o mesmo método foi empregado neste trabalho para mensurar a EDZ.

Figura 16. Estimativa da EDZ com filmagem de furos na mina Cuiabá

Furo	Microfilmagem	Limite de dano	Furo	Microfilmagem	Limite de dano
F1		35cm	F3		23cm
F2		47cm	F4		35cm

Fonte: Padula (2016).

3.2 Sistemas de estabilização para mina subterrânea

Neste tópico, serão abordados o conceito e a classificação dos sistemas de estabilização para mina subterrânea, analisando as ancoragens, tirantes, o dimensionamento de atirantamento e os testes em tirantes.

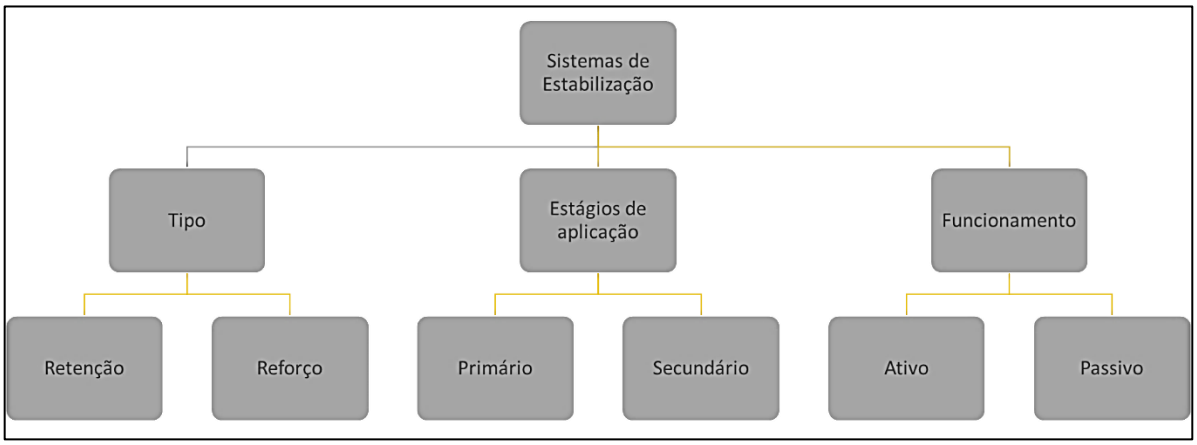
3.2.1 Conceitos e classificação

Hoek *et al.* (1987) associam os sistemas de estabilização/suporte aos materiais usados para aumentar o nível de estabilidade e manter a resistência do maciço nos arredores da escavação. Já Weiss (2003) destaca que a escolha do suporte mais adequado é influenciada por fatores como: vida útil da mina, vida útil da escavação, estado de tensões do maciço rochoso, grau de estabilidade requerido e custos associados.

Após escolhido o suporte adequado, deve-se dimensioná-lo a depender da qualidade do maciço no local, das dimensões da escavação e do estado de tensão que precede a abertura da escavação. Segundo Krauland (1983), um sistema de estabilização é bem-sucedido quando atende às expectativas de segurança, custo e produção.

Segundo Hoek e Wood (1987), os sistemas de suporte podem ser classificados quanto à tipo, estágios de aplicação e funcionamento (Figura 17).

Figura 17. Classificação de Sistema de Estabilização



Fonte: Adaptado de Hoek e Wood (1987).

Quanto ao tipo, podem ser de:

- Retenção: elementos reativos aplicados face a escavação. Ex: Concreto Projetado com fibras, cambotas metálicas, telas eletrossoldadas.
- Reforço: elementos que promovem a melhora da qualidade mecânica do Maciço Rochoso. Ex: barras rosqueadas helicoidais (tirantes) e cordoalhas protendidas.

Quanto aos estágios de aplicação:

- Primário: instalados durante ou imediatamente após a abertura da galeria garantindo condições seguras de trabalho para permitir a continuidade da escavação.
- Secundário: aplicação subsequente para melhorar a condição, promover melhorias ou conservar as propriedades mecânicas do Maciço.

Quanto ao funcionamento:

- Ativo: elementos que imediatamente após a aplicação aplicam uma carga pré-definida no Maciço.
- Passivo: elemento reativo que sofre carregamento após o início das deformações do Maciço.

Geralmente, esses sistemas combinam elementos de reforço como tirantes, cavilhas e cabos com suportes como concreto projetado e telas metálicas (retenção).

Nas minas em Aripuanã, os tirantes (objeto de estudo desse trabalho) podem ser classificados como um reforço, primário e ativo. O concreto projetado, utilizado após a aplicação dos tirantes, pode ser categorizado como suporte (ou retenção), secundário e passivo.

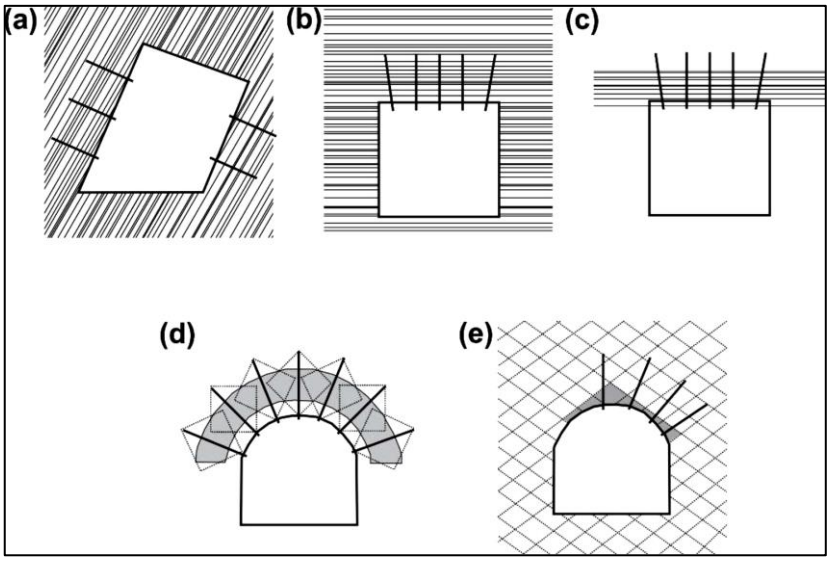
3.2.2 Ancoragens

De acordo com Pereira (2018), as ancoragens internas apresentam características ideais para estabilização, são facilmente instaladas e tem baixo custo sendo empregadas tanto em galerias subterrâneas como em taludes.

A ancoragem interna funciona com a inserção de uma barra ou cabo de aço em um furo previamente realizado no maciço rochoso, sendo o espaço anelar entre as paredes do furo e a ancoragem preenchidas ou não com argamassa/resinas.

De acordo com Hadjigeorgiou *et al* (2001), e escavações subterrâneas, as ancoragens reforçam o maciço das seguintes formas: construção de vigas e suspensão (Figura 19-a, Figura 19-b e Figura 19-c); arco compressivo (Figura 19-d) e suporte para blocos discretos (Figura 19-e).

Figura 18. Métodos de reforço de ancoragem interna: (a), (b) e (c) construção de viga e suspensão, (d) arco de pressão e (e) suporte de blocos discretos

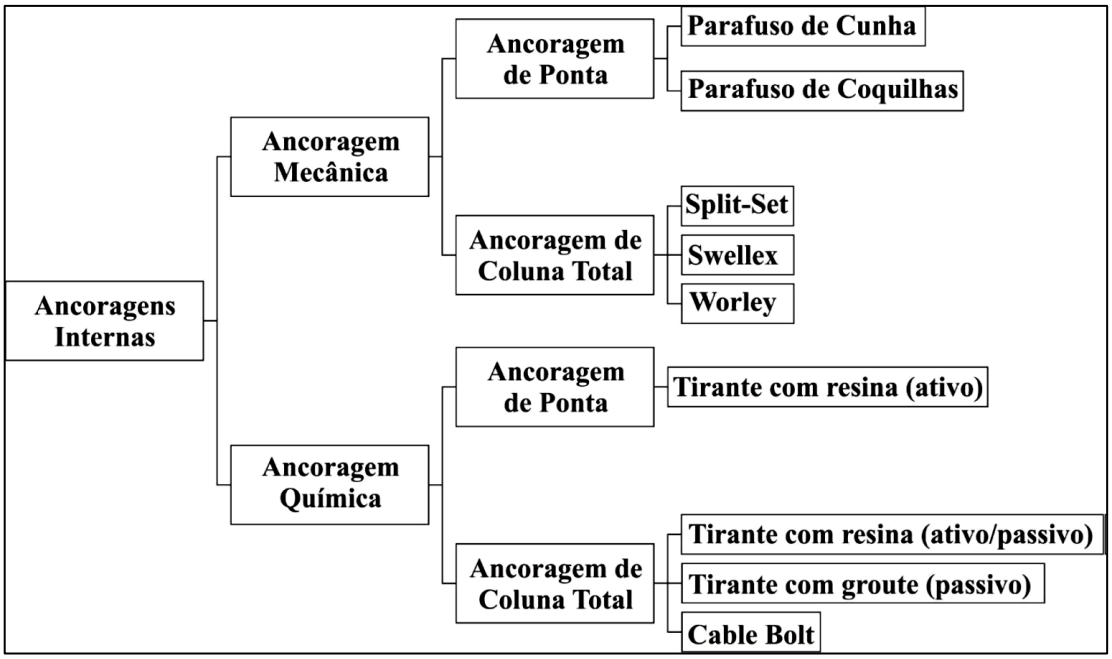


Fonte: Modificado de Hadjigeorgiou *et al*. (2001).

De acordo com Pereira (2018), as ancoragens podem ser classificadas a depender da técnica para transferência de carga entre o elemento de reforço e o maciço. A Figura 19 ilustra essa

relação entre as ancoragens baseadas nas técnicas de fixação (mecânica ou química), tipo (ponta ou coluna total) e diferencia quanto a suporte ativo ou passivo:

Figura 19. Agrupamento de ancoragens internas



Fonte: Pereira (2018).

A ancoragem mecânica corresponde a sistemas que não necessitam de um elemento ligante entre a barra e a parede do furo. O mecanismo funciona com o atrito da barra metálica com a rocha circundante. A exposição da barra à corrosão é um fator que limita a utilização dessa contenção, principalmente em escavações permanentes. Esse tipo se divide em ancoragem de ponta ou coluna total.

Por outro lado, as ancoragens químicas funcionam com um elemento adesivo entre a barra e o maciço que usualmente consiste em cartuchos de resina ou cimento. Quando o material ligante é inserindo somente no fundo do furo, o tipo de ancoragem é “de ponta”. Em caso de preenchimento total do furo, pode se dizer que o tipo é “coluna total”.

Gontijo *et al.* (2016) destacam que, nas galerias em desenvolvimento de minerações brasileiras, os sistemas de suporte mecânicos e passivos têm dado lugar para reforços químicos de coluna total e ativos que basicamente são os tirantes protendidos com resina. Essa mudança está associada ao aumento de vida de útil das minas, requerendo sistemas permanentes, como acontece nas escavações de Aripuanã.

Os autores também pontuam que os cartuchos de resina conquistaram espaço rapidamente, tendo em vista que alcançam 90% de sua resistência mecânica em um intervalo de tempo corresponde a 1/5 do tempo para cura total. Utilizando uma calda de cimento, com formulação modificada, pode-se obter somente a metade dessa resistência em um intervalo de tempo similar.

3.2.3 Tirantes

De acordo com Pereira (2018), tirantes são um grupo de barras de aço com maior elongação, desenvolvidas para absorver as deformações do maciço rochoso. Esse sistema consiste em uma barra de aço rugosa, uma placa de apoio e material ligante, podendo ser cimento ou resina. O aspecto rugoso da barra influencia na eficiência da mistura entre a resina e o catalisador durante a instalação, aumentando o atrito do conjunto. A chapa tem a função de aumentar a cobertura de reforço na área entre um tirante e outro.

A autora pontua que os tirantes com elemento ligante formado por cartuchos de cimento funcionam como ancoragem interna, química, coluna total e passiva. Esse mecanismo tem algumas vantagens em relação às ancoragens mecânicas como: capacidade de ancoragem três a cinco vezes maior, diâmetro do furo menor (no mínimo 20%), instalação simples, proteção contra corrosão e vibrações. No entanto, possui desvantagens associadas ao tempo de cura do cimento (cerca de duas horas), estocagem e necessidade de armazenamento adequado.

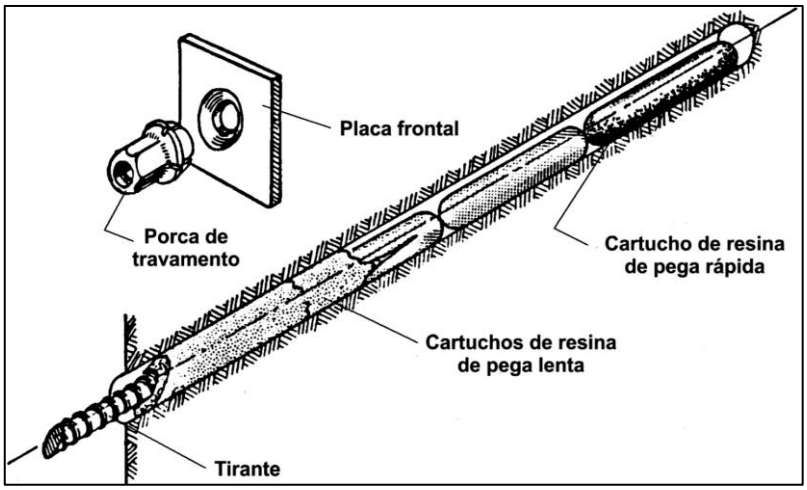
Os cartuchos de resina são formados por poliésteres, enchimento inerte (pó de rocha), acelerador e catalisador. O pó de rocha tem o objetivo de diminuir a contração da resina durante sua cura e o acelerador é utilizado para auxiliar na reação entre catalisador e resina, promovendo uma cura mais rápida. Gontijo *et al.* (2016) explicam que a capacidade de carga do sistema está associada à resistência ao rompimento do tirante e ao cisalhamento da resina e da rocha, não sendo, assim, uma cola. Para evitar o contato do catalisador com o enchimento e acelerador antes do uso, adiciona-se o catalisador separadamente dentro da embalagem.

O atirantamento ancorado com resina pode ser classificado como ancoragem interna, química, podendo ser de ponta ou coluna total, passivo ou ativo. Como já mencionado na seção anterior, esse sistema apresenta vantagens consideráveis em relações aos outros sistemas de ancoragem como: resistência à corrosão e tempo menor de cura. Apesar de variável, esse período é

geralmente inferior a um minuto e a capacidade máxima é alcançada em menos de cinco minutos (Pereira, 2018).

Para funcionamento do atirantamento com coluna total e ativo, deve-se inserir um cartucho de resina pega rápida no fundo do furo com o intuito de ancorar o sistema na zona elástica do maciço rochoso, sem deformações. O restante do furo é preenchido com cartuchos de resina pega lenta. Dessa forma, ao torquear o tirante apertando a porca, cria-se uma zona de compressão no maciço de maneira a funcionar como um reforço ativo (Figura 20).

Figura 20. Tirante ancorado com cartuchos de resina



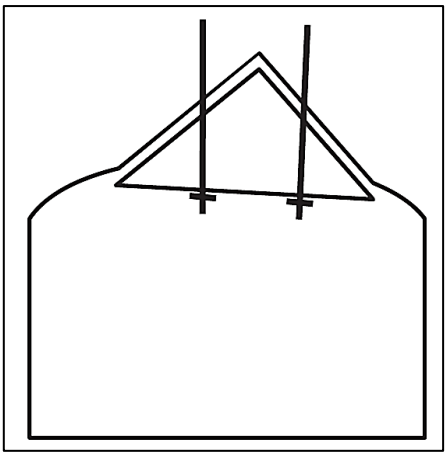
Fonte: Pereira (2018).

3.2.4 Dimensionamento de atirantamento

Apesar dos benefícios citados na seção anterior promovidos pelo sistema de ancoragem de tirantes com resina, essa técnica tem um custo considerável associado. Dessa forma, um dimensionamento eficiente deve combinar a segurança da escavação com expectativas de custo para o empreendimento.

De acordo com Li (2017), em condições de baixas tensões *in situ* (escavações subterrâneas próximas à superfície), o atirantamento é solicitado pela força gravitacional de blocos discretizados pelas descontinuidades locais (Figura 21). Assim, o dimensionamento pode ser realizado considerando o peso desses blocos e a capacidade do sistema de tirantes, de maneira a resultar em um fator de segurança aceitável para o contexto do empreendimento.

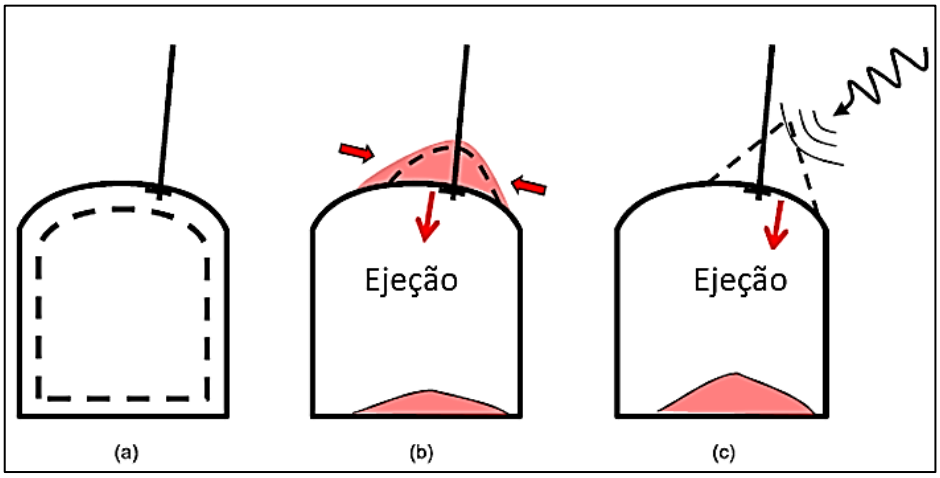
Figura 21. Carregamento gravitacional do sistema de atirantamento para ambiente de baixas tensões



Fonte: Li (2017).

Por outro lado, em ambientes de altas tensões *in situ* (escavações subterrâneas profundas), o mesmo autor explica que as descontinuidades se fecham, melhorando a qualidade do maciço rochoso. No entanto, as instabilidades em ambientes profundos são causadas justamente pelo aumento da tensão, resultando em grandes deformações em rochas de baixa competência e fenômenos como explosões de rocha (*rockbursting*) para rochas mais resistentes (Figura 22). Essas condições já são observadas em minas profundas no Brasil, como a mina Cuiabá (localizada em Sabará – MG, de posse da AngloGold Ashanti) e Caraíba (Pilar – BA, de propriedade da Ero Copper). Nesses ambientes, a ancoragem não tem mais a função somente de equilibrar a força peso dos blocos com a resistência do suporte. Deve-se dimensionar um sistema para suportar deformações e impedir a desintegração do maciço rochoso.

Figura 22. Carregamento de tirantes em altas tensões



Legenda: (a) Deformações em rocha de baixa competência (*squeezing*), (b) deformações e ejeções, (c) ejeção por planos.

Fonte: Adaptado de Li (2017).

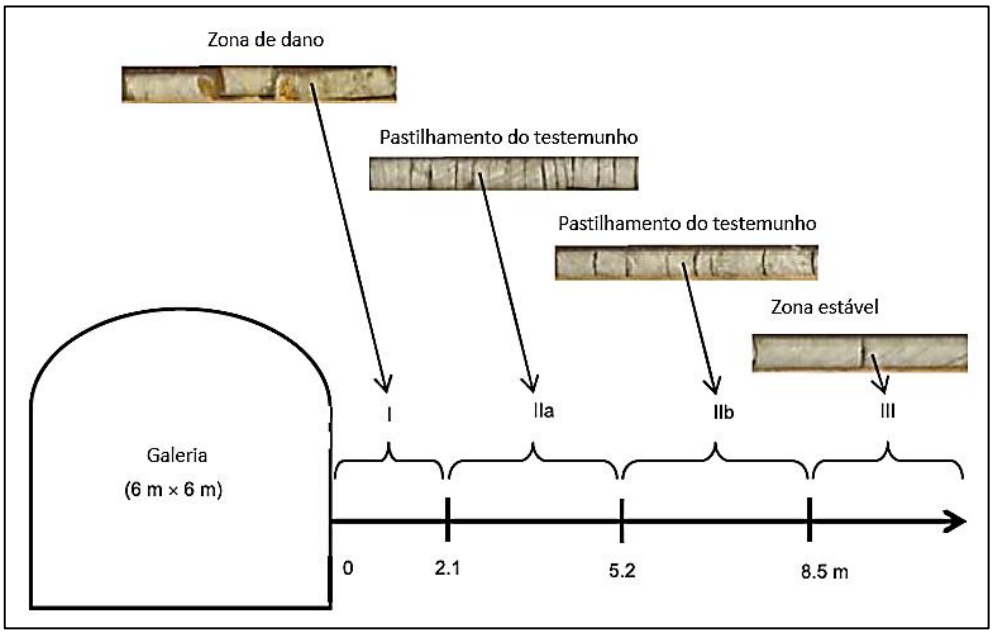
Como mencionado, o tipo de tirante mais adequado depende da condição avaliada. Em caso de baixas tensões, a resistência da barra é o fator mais importante a ser considerado, uma vez que ela deve ser superior ao peso dos blocos. Já em situações de altas tensões, deve-se considerar ancoragens com capacidade de deformar (dúcteis) associadas a sistemas de retenção como telas e concreto projetado.

Para um dimensionamento assertivo do atirantamento, faz-se necessário entender e mensurar a zona de dano e o arco natural de pressão do maciço rochoso. Li (2017) considerou uma galeria construída em uma profundidade de 1000m com direção paralela ao *strike* da mineralização com o intuito de ilustrar as condições do maciço nos arredores da escavação.

O autor utilizou de testemunhos de sondagem recuperados provenientes de furos realizados na parede da galeria associados a modelos numéricos 2D para mensurar as zonas de fraturamento e o arco natural de pressão ao redor da escavação.

Avaliando-se os testemunhos de sondagem, observou-se uma zona de baixo RQD (alto fraturamento) nos primeiros 2.1 m. Pode-se entender essa região como a zona de dano (já descrita na seção 3.1.8. Após essa zona, tem-se uma região em que se observou o pastilhamento (*disking*) nos testemunhos. Esse fenômeno é puramente causado pela manobra de perfuração e recuperação do testemunho associado a redistribuição de tensões ao redor da galeria. A zona IIa tem pastilhamento mais intenso que a zona IIb. Por fim, o autor observa que, na Zona III, o maciço tem seu comportamento mecânico governado pelas suas condições originais (zona estável ou não perturbada), como na Figura 23.

Figura 23. Condições observadas nos entornos da galeria

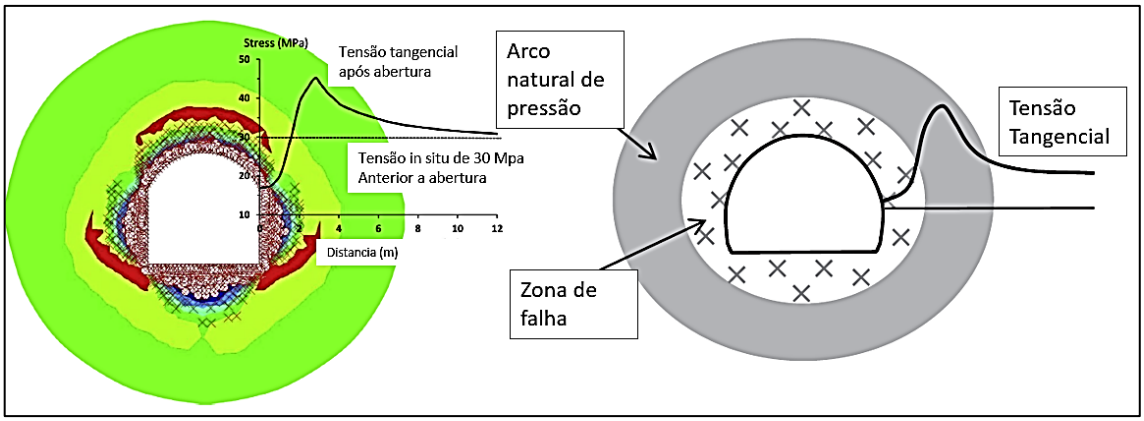


Fonte: Adaptado de Li (2017).

Com intuito de incrementar o estudo, Li (2017) fez uso de um modelo numérico 2D de uma galeria padrão assumindo tensões iguais a 30 Mpa em todas as direções, coesão de 5 Mpa e ângulo de atrito de 35 graus. Considerou-se o critério de ruptura de Mohr Coulomb e o regime elastoplástico.

O modelo indicou ruptura nos primeiros 2m de maciço circundante à escavação. Após essa zona, observou-se estabilidade, porém com tensões tangenciais consideráveis a depender da distância das paredes da escavação. A partir de 3m dessa distância, a tensão volta a seu regime original de 30 Mpa. O autor considerou, portanto, a região em que as tensões tangenciais são elevadas como zona de arco natural do maciço rochoso (Figura 24):

Figura 24. Resultados do modelo numérico e arco natural de pressão



Fonte: Adaptado de Li (2017).

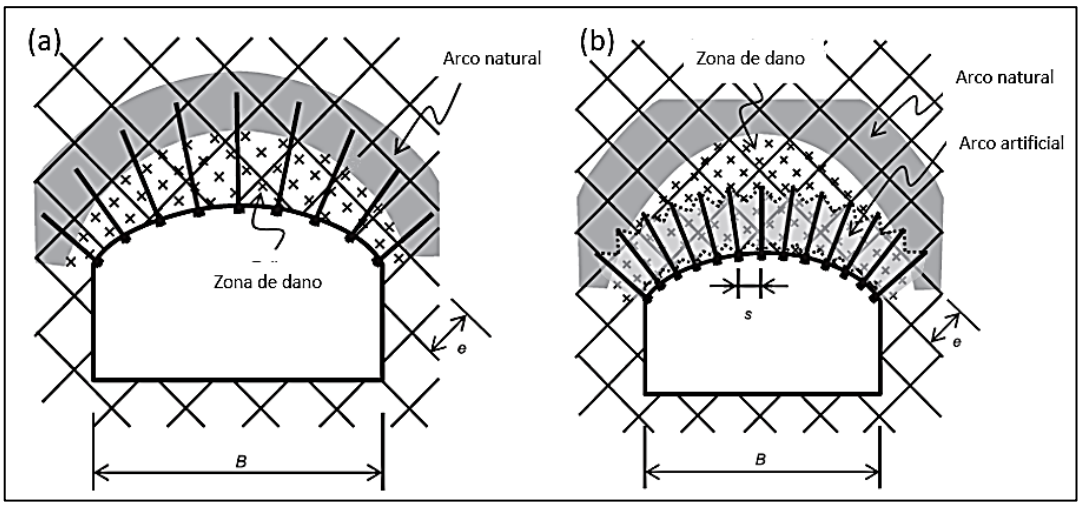
Existem um conjunto de equações baseadas em metodologias empíricas para dimensionar o tamanho dos tirantes (L_b) e espaçamento (s) de acordo com a largura da galeria (B). O tamanho dos tirantes pode ser dado pela Equação de maneira que os tirantes sejam ancorados no arco natural de pressão (Figura 25-a).

$$L_b = 1.4 + 0.184B \quad (15)$$

De acordo com Li (2017), recomenda-se na prática utilizar um espaçamento igual para os tirantes em todas as direções sendo que s deve variar de 1 a 2.5 m. Em caso de levar em conta o espaçamento entre a principal descontinuidade (e), s deve ser de 3 a 4 vezes o valor de e (Figura 25-a)

No caso de maior extensão da zona de dano, o autor recomenda o uso de tirantes ancorados na zona de dano criando um arco compressivo nessa região (Figura 25-b). O espaçamento dos tirantes deve ser menor que 3 vezes o espaçamento entre a principal descontinuidade:

Figura 25. Perfil de atirantamento para diferentes condições de maciço



Legenda: (a) suspensão da zona de dano (falha) com ancoragem no arco natural do maciço. (b) Formação de um arco artificial dentro da zona de dano.

Fonte: Adaptado de Li (2017).

3.2.5 Testes em tirantes

Com o intuito de obter parâmetros para análises de estabilidade, realizam-se testes de arrancamento em subsolo e testes de tração e cisalhamento em laboratórios. Os testes de arrancamento têm como objetivo testar a aderência do sistema, ou seja, a carga suportada pela

interface tirante/resina/rocha. Já os testes de tração realizam um esforço axial na barra de aço para verificar a capacidade desse elemento perante a tração.

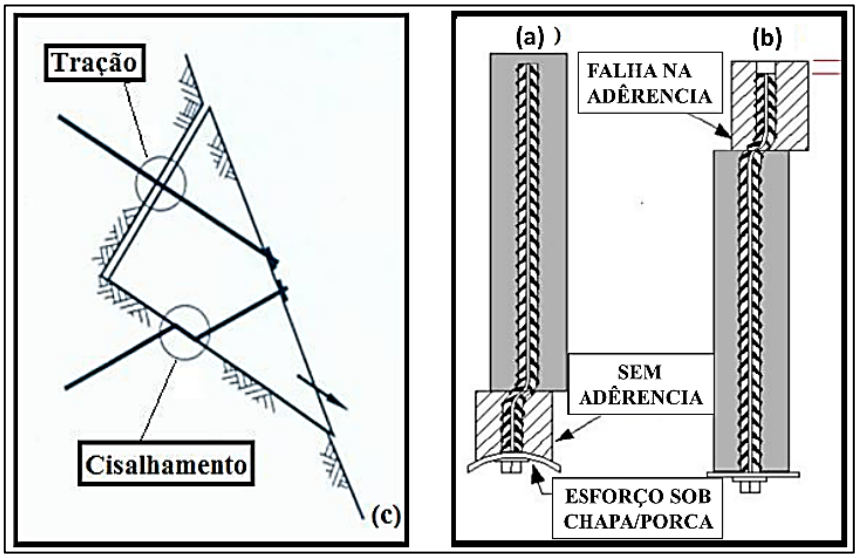
Por sua vez, os ensaios de cisalhamento exercem uma força com direção perpendicular ao eixo da barra. A Figura 26 mostra imagens dos dois tipos de testes:

Figura 26. Testes de arranque e tração em tirantes. As setas indicam a direção dos esforços

Fonte: Arquivo do autor.

Segundo Gontijo *et al.* (2018), os esforços oriundos da movimentação do maciço rochoso submetidos a sistemas de ancoragem podem ser caracterizados como carregamentos longitudinais (tração) ou cortante (cisalhamento). Os sistemas de ancoragem podem falhar com esforços concentrados na parte externa do conjunto devido à falta de transferência de carga entre tirante e rocha, expondo a chapa e porca (Figura 27-a). A falta de transferência de carga pode ocorrer no fundo do furo também, promovendo uma falha de aderência nessa região (Figura 27-b).

Figura 27. Esforços do maciço rochoso no sistema de ancoragem



Fonte: Gontijo *et al.* (2018).

Sendo assim, o conhecimento da resistência de aderência no comprimento de ancoragem tem significativa relevância para dimensionamento e controle de qualidade dos sistemas de ancoragem. Vale destacar que esse índice está associado a características de geometria do tirante, diâmetro do furo, qualidade operacional da instalação, características do maciço e do elemento de ligação. Com intuito de medir a resistência de aderência no comprimento de ancoragem, utiliza-se o indicador *Grip Factor* (GF) que pode ser obtido utilizando testes de arrancamento baseados na metodologia *Short Encapsulation pull test* (SEPT).

Os testes de arranque seguindo a metodologia SEPT seguem as seguintes premissas:

- Perfuração com comprimento tal que o final do furo esteja na zona elástica do maciço; e
- Inserção de um cartucho de resina com comprimento tal que permita o deslizamento do sistema. Em outras palavras, o comprimento da ancoragem deve ser pequeno ao ponto de permitir que a resistência ao deslizamento do sistema seja inferior a resistência a tração do tirante.

3.3 Métodos de análise geomecânica

3.3.1 Contexto geral

A análise geomecânica envolve uma variedade de métodos, que podem ser agrupados em três categorias principais: empíricos, analíticos e numéricos (Figura 29).

A análise empírica é baseada em observações e experiências práticas. Ela se concentra em padrões de comportamento geomecânico que foram observados em campo e laboratório ao longo do tempo. É frequentemente usada quando não existem modelos matemáticos ou dados confiáveis para realizar análises mais rigorosas. Exemplos incluem gráficos de estabilidade para dimensionamento de vãos e pilares em mina subterrânea e ábacos para recomendação de suporte, ambos baseados em observações históricas de falhas em condições geomecânicas semelhantes. São técnicas de fácil aplicação, mas frequentemente limitadas tendo em vista que o ambiente estudado se difere daquele onde a metodologia foi concebida.

Os métodos analíticos se baseiam em equações matemáticas que descrevem o comportamento geomecânico de um sistema. Ela busca soluções fechadas e exatas para problemas geomecânicos, usando equações diferenciais e equações de equilíbrio de forças. Essas técnicas têm vantagens em relação às metodologias empíricas, uma vez que permitem trabalhar com os parâmetros locais aplicado às equações. As metodologias utilizadas neste estudo – análise cinemática por cunhas tetraédricas, solicitação por Lang e Bischoff (1982) e *Dead Weight* (Pakalnis, 2008) – são exemplos de métodos analíticos associados a equações equilíbrio-limite.

A análise numérica envolve o uso de métodos computacionais para resolver problemas geomecânicos complexos. Ela se baseia em modelos matemáticos e usa técnicas de discretização para resolver equações. Essa abordagem é altamente flexível e pode lidar com problemas geomecânicos realistas, levando em consideração geometrias complexas e propriedades dos materiais.

Os métodos numéricos podem ser divididos em duas categorias: métodos de contorno e métodos de domínio.

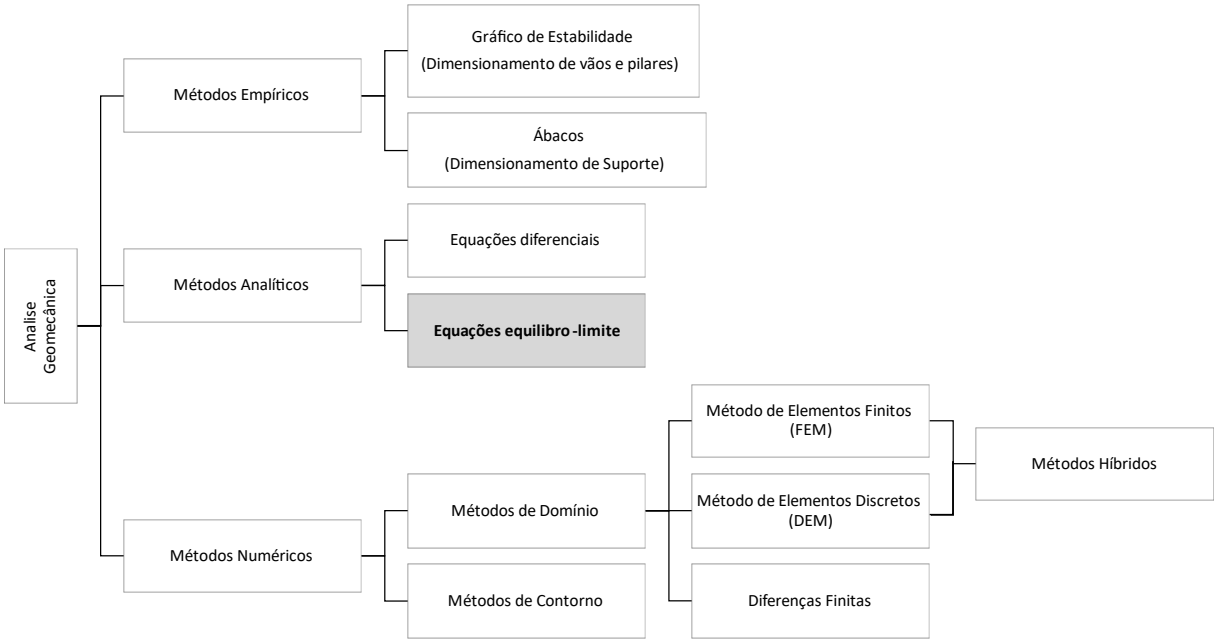
Nos métodos de contorno, somente o contorno da escavação é dividido em elementos, sendo o interior do maciço tratado como um contínuo infinito. Sendo assim, essas metodologias são usadas geralmente em modelos de larga escala, tendo em vista que permitem a modelagem de

múltiplas aberturas com variadas geometrias. Os *softwares* encontrados no mercado que seguem esses métodos são o Examine 2-D e 3-D (*Rocscience*) e o MAP3-D (Pimenta, 2017).

Por outro lado, nos métodos de domínio, o interior do maciço é discretizado em elementos geométricos que interagem entre si. Nessa classe, enquadram-se os métodos de elementos finitos, diferenças finitas e elementos discretos. Dessa forma, exigem maior esforço computacional e análises tridimensionais podem ser complicadas. No entanto, essa abordagem é capaz de fazer análises elastoplásticas, atribuição de descontinuidades e inserção de suporte. Além disso, os métodos de elementos finitos e das diferenças finitas são subclassificações como contínuos, assumindo a continuidade do material de forma que em todos os pontos do domínio a continuidade da rocha não seja afetada. Dentre os *softwares* baseados no método de elementos finitos, cita-se o RS2 e RS3, desenvolvidos pela Rocscience.

Adicionalmente, Oliveira (2019) cita a metodologia híbrida que combina elementos finitos (FEM) com elementos discretos (DEM) com o intuito de avaliar fraturas do maciço rochoso de maneira mais detalhada quando sua resistência é atingida. Os métodos podem ser resumidos como ilustra a Figura 29.

Figura 28. Métodos de análise geomecânica



Fonte: Autoria própria.

A escolha do método de análise geomecânica depende da complexidade do problema, da disponibilidade de dados e do nível de precisão necessário. Em muitos casos, uma abordagem

combinada que utilize análise empírica, analítica e numérica pode ser a mais adequada para obter uma compreensão completa do comportamento geomecânico de um sistema específico.

3.3.2 Análise cinemática por cunhas tetraédricas

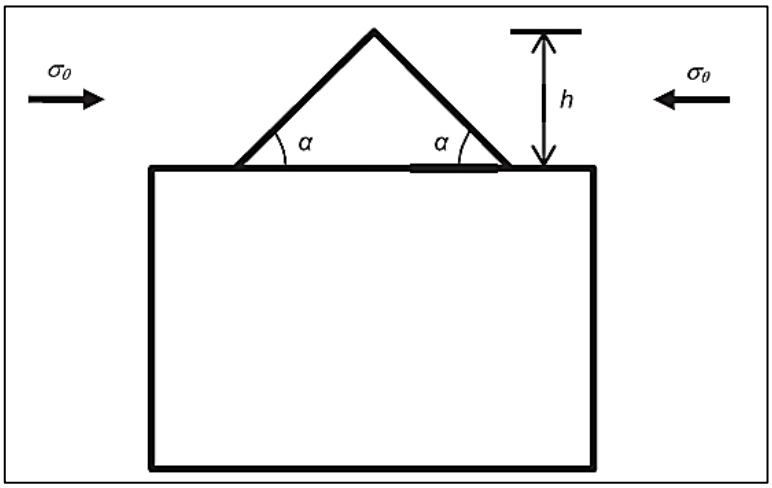
Um maciço rochoso formado por no mínimo três famílias de descontinuidades discretiza cunhas tetraédricas expostas ao entorno da escavação. Esse bloco tende a cair pelo efeito da força de gravidade ao mesmo tempo que as tensões horizontais ajudam a mantê-lo preso ao maciço.

O escorregamento do bloco é desfavorecido quando o plano da descontinuidade a que está exposta a face da escavação é maior que o ângulo crítico igual a (90 - ϕ_a) graus, em que ϕ_a é o ângulo de atrito aparente da descontinuidade (desconsiderando o peso do bloco).

No entanto, a força de gravidade exerce ação sobre a estabilidade da cunha. Com o objetivo de entender os efeitos sobre o tamanho/geometria do bloco e forças horizontais, Li (2017) considera uma cunha formada por duas famílias de descontinuidade com *strike* paralelo à direção do túnel (Figura 29). As solicitações no bloco são provenientes de: tensões tangenciais σ_θ, peso do bloco e resistência promovida pelo atrito nas faces do bloco. A gravidade age favorecendo a queda do bloco, porém a resistência ao atrito impede esse movimento. Considerando os parâmetros da Figura 29, a estabilidade do bloco pode ser descrita pela Equação (16) em que ρ é a densidade do maciço, g é a aceleração da gravidade, h é a altura do bloco e α é o ângulo de mergulho que a descontinuidade forma com a face da escavação:

$$\frac{2\sigma_\theta - \rho g h}{2\sigma_\theta + \rho g h}\tan\phi_a > sen\,(2\alpha) + \cos(2\alpha)\tan\phi \quad (16)$$

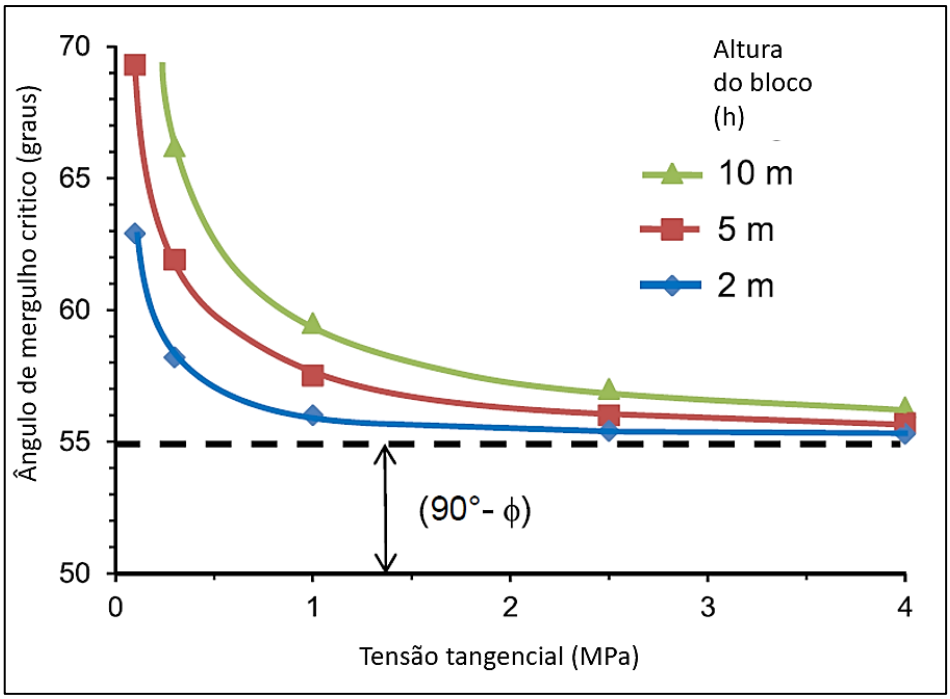
Figura 29. Simplificação de cunha formada no teto de uma galeria



Fonte: Li (2017).

Considerando $\rho = 2700\text{kg/m}^3$, $g=10\text{m/s}^2$ e $\phi = 35$ graus, o ângulo de mergulho crítico está associado com as tensões tangenciais σ_θ e a altura h conforme o gráfico da Figura 30. A diminuição do ângulo de mergulho exige um aumento das tensões tangenciais de maneira a estabilizar o bloco. Para esse caso, o ângulo de mergulho crítico corresponde a 55 graus desconsiderando a ação da gravidade. Para tensões menores que 1 MPa, o ângulo de atrito muda de maneira abrupta. Para tensões maiores que 2 MPa, essa sensibilidade é reduzida. Com o aumento do tamanho do bloco (h), para uma mesma tensão tangencial, o ângulo de mergulho crítico também aumenta, mais acentuadamente para tensões tangenciais menores que 1 MPa. Para tensões superiores a 2 MPa, a altura do bloco h pouco influencia o ângulo de mergulho crítico.

Figura 30. Gráfico do ângulo de mergulho crítico versus a tensão tangencial do bloco para diferentes tamanhos de bloco



Fonte: Adaptado de Li (2017).

3.3.3 Análise por Lang e Bischoff (1982)

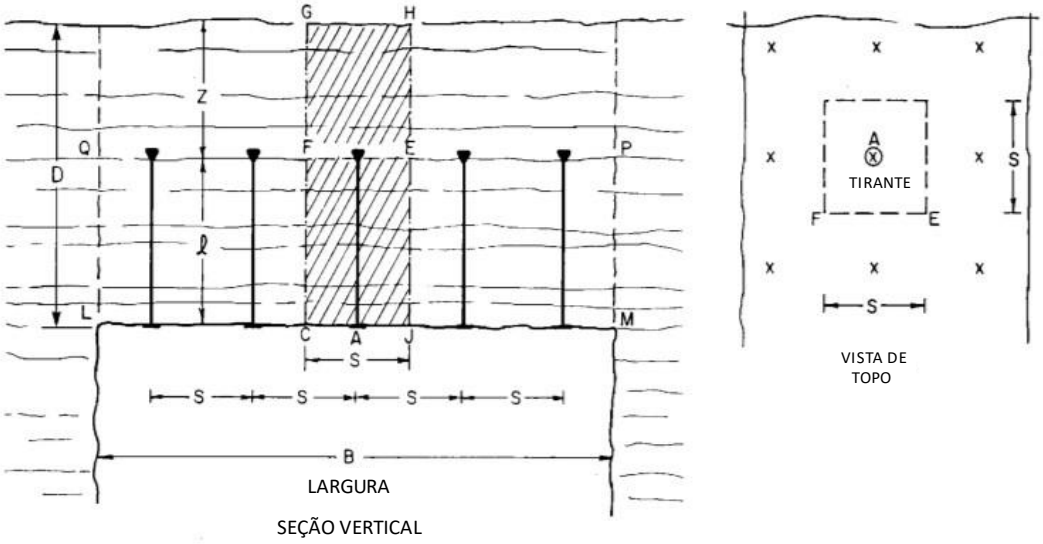
Lang e Bischoff (1982) investigam o carregamento imposto ao sistema de atirantamento com base no *Reinforced Rock Unit* (RRU), consistindo em um tirante individualizado e a porção de rocha em suas imediações. Dessa forma, as relações matemáticas fornecem o mínimo de resistência requerida ao tirante de modo que a RRU fique estável juntamente com toda a área analisada.

Os autores relacionam as seguintes variáveis (Figura 32), estimando o carregamento imposto a um tirante de acordo com a Equação 17. Considera-se que esse esforço seja distribuído uniformemente na área analisada.

- T = Tensão de carregamento de um tirante
- A = área do teto sobrejacente a um tirante
- P = Perímetro da área de influência de um tirante
- R = A/P
- φ = Ângulo de Atrito Interno do maciço rochoso

- K = Razão entre tensão horizontal e vertical
- B = Largura da escavação
- l = Tamanho do tirante
- S = Espaçamento dos tirantes
- C = Coesão do maciço
- α = Fator do *stand-up time*
- γ = Densidade
- D = Zona de dano

Figura 31. Parâmetros da metodologia de Lang e Bischoff



Fonte: Lang e Bischoff (1982).

As variáveis se relacionam de acordo com a Equação 17:

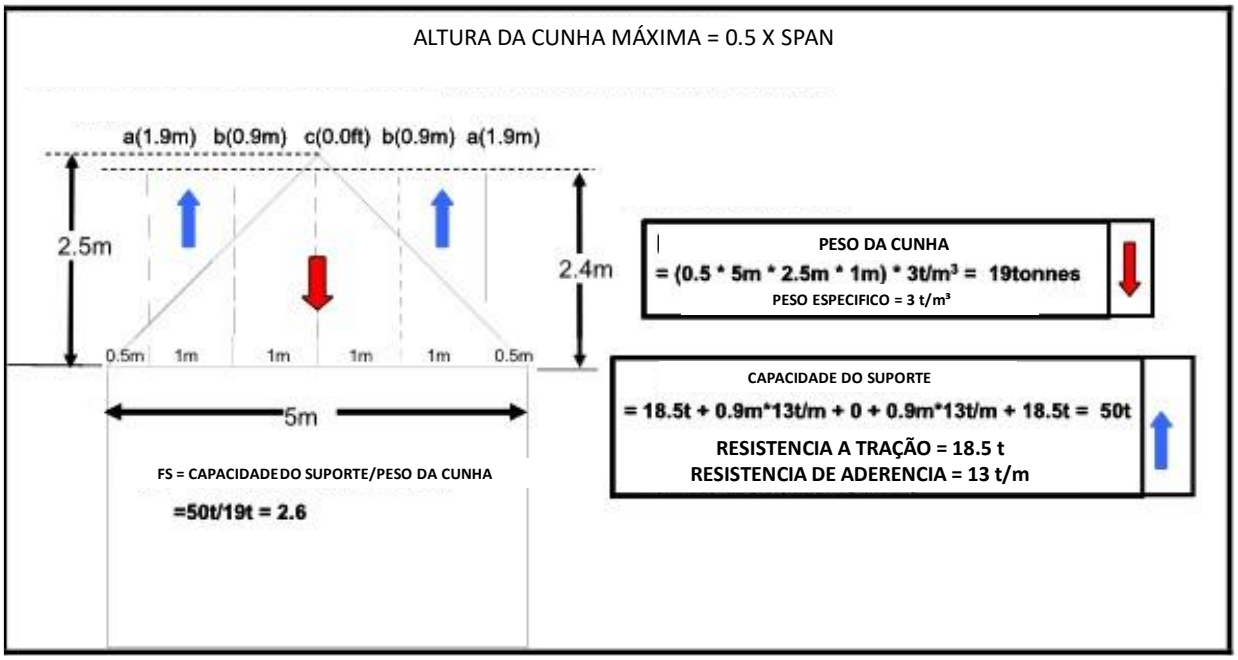
$$T = \frac{\alpha\gamma AR}{ktan\varphi}\left(1 - \frac{C}{\gamma R}\right)\left(\frac{1-e^{-\frac{KD}{R}tan\varphi}}{1-e^{-\frac{Kl}{R}tan\varphi}}\right) \quad (17)$$

Ressalta-se que essa metodologia foi concebida em contexto de depósitos estratificados, comumente presentes em minas de carvão. Além disso, os próprios autores citam que a técnica deve ser aprimorada para considerar descontinuidades e suas propriedades.

3.3.4 Análise por dead weight (Pakalnis, 2008)

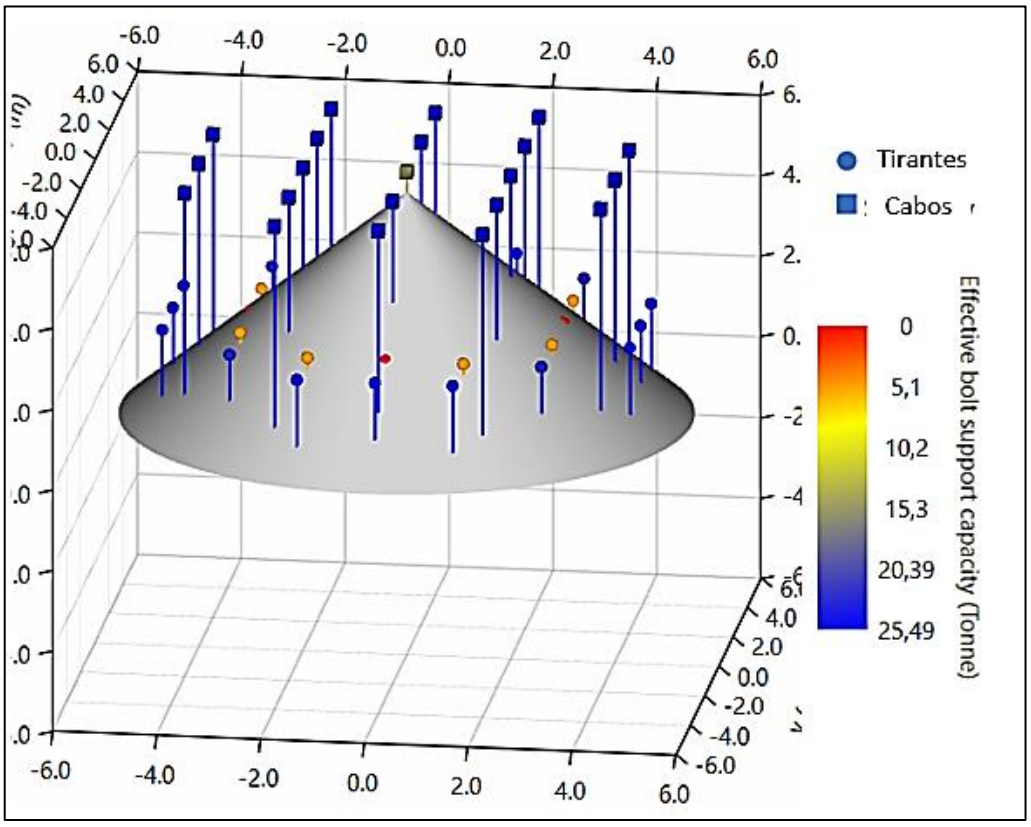
Uma forma mais conservadora de dimensionar suporte para escavações é usar a metodologia de “Dead Weight” proposta por Pakalnis (2008). A base dessa técnica é considerar uma zona de falha com 0.5 multiplicado pela maior dimensão da escavação (*span*). Considerando-se esse valor, uma abordagem possível é pensar em um carregamento cônico que aumenta conforme o *span*. Para suportar esse peso, adiciona-se o sistema de suporte com o padrão de malha, comprimento e parâmetros de resistência. Dessa forma, com a razão entre capacidade pela demanda, cria-se um fator de segurança (FS) para cada cenário. A Figura 32 exemplifica como obter o FS em uma seção 2D e a Figura 33 ilustra a abordagem 3D, mostrando a eficiência de cada elemento de contenção de acordo com sua ancoragem no cone.

Figura 32. Dimensionamento de contenção pela metodologia “Dead Weight”



Fonte: Pakalnis (2008).

Figura 33. Abordagem 3D do carregamento cônico



Fonte: Pakalnis (2008).

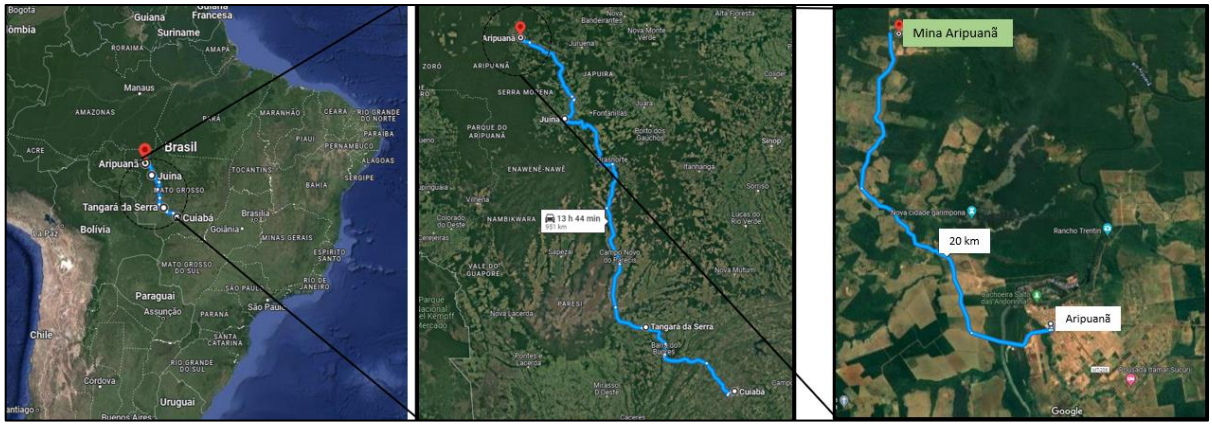
4 MINA ARIPUANÃ

A seguir, será apresentada a área de estudo deste trabalho.

4.1 Localização e contexto geral

A cidade de Aripuanã está situada no noroeste do estado do Mato Grosso (MT), próxima às fronteiras de Rondônia e Amazonas, a aproximadamente 951 km da capital, Cuiabá (**Erro! F onte de referência não encontrada.**). A mina Aripuanã, de propriedade da Nexa Resources, está localizada a 20 km do município. Para chegar a Aripuanã a partir de Cuiabá, é possível optar pelo transporte aéreo, que tem uma duração de cerca de três horas. Alternativamente, o acesso terrestre pode ser feito por Tangará da Serra/MT. A rota por Tangará da Serra envolve percorrer a BR-153 (Rodovia Cuiabá-Santarém), asfaltada e, em seguida, tomar a rodovia MT-343, também asfaltada, até Campo Novo do Parecis (283 km), continuando por estradas de terra até Juína (326 km), como mostra a Figura 34.

Figura 34. Localização da mina Aripuanã



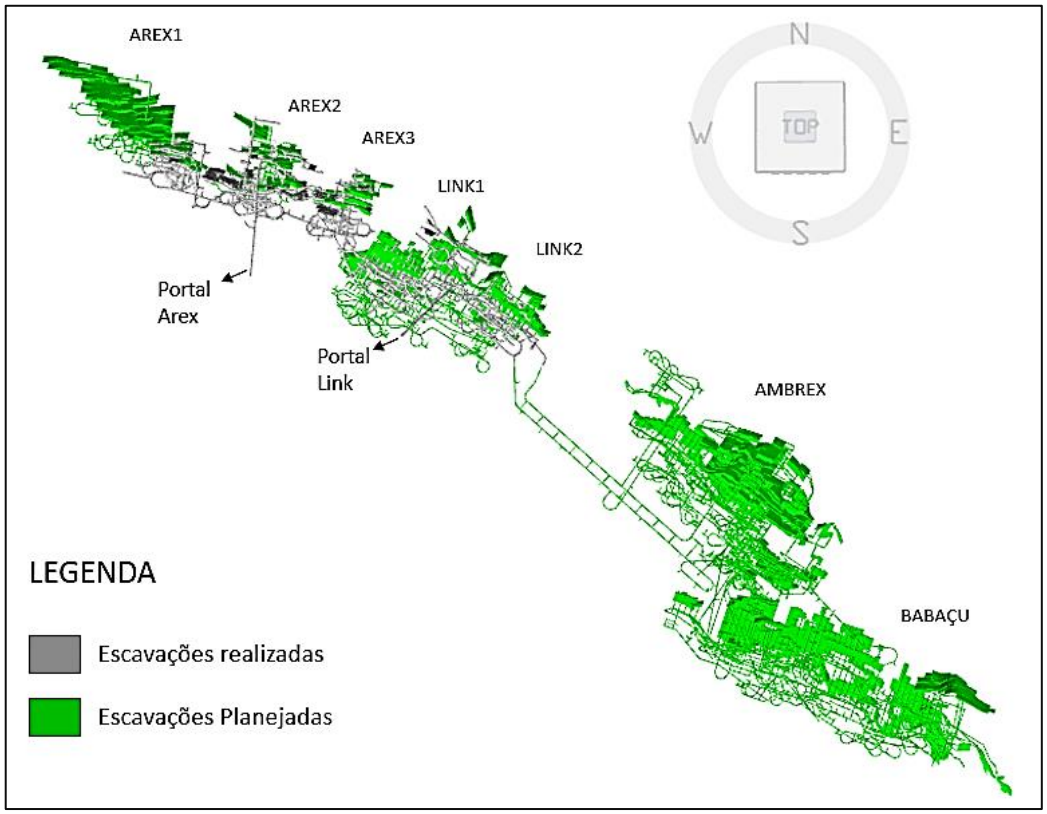
Fonte: Adaptado de Google Maps (2023).

A mina iniciou a operação em 2019 e atualmente possui 30km de galerias desenvolvidas. As operações na mina Aripuanã, em 2024, estão dispostas em sua totalidade em ambiente subterrâneo. Existem duas entradas para o subsolo – Mina Arex e Mina Link – dando acesso aos corpos mineralizados que já estão em lavra: Arex 1, Arex 2, Arex 3, Link 1, Link 2. (sequência de norte a sul como ilustra a Figura 35). Os corpos Ambrex e Babaçu têm inícios de lavras previstos para 2027 e 2032, respectivamente, e a mina tem vida útil superior a 20 anos.

O nível mais profundo da mina atual está a 200 m abaixo da superfície com expectativa de chegar a 800 m de profundidade (Figura 36). Atualmente, considera-se a mina Aripuanã como uma mina rasa, se comparada a outras minas subterrâneas brasileiras.

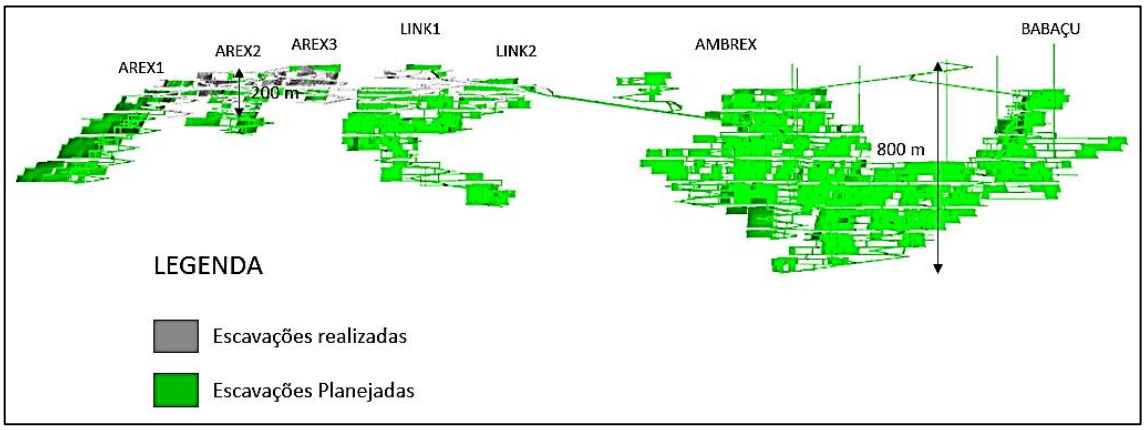
Toda a movimentação de estéril e minério na mina é realizada via rampas, sendo o transporte feito por caminhões articulados de 40t e 45t. A lavra teve início na mina Arex em 2021 e, atualmente, a lavra da mina Link já faz parte da produção, totalizando uma capacidade instalada para produzir 6 Kt/dia. O método de lavra aplicado consiste em variações do *Sublevel Stoping*, com destaque para a lavra mais potente da mina Link.

Figura 35. Vista de topo da mina Aripuanã com destaque para escavações realizadas e planejadas



Fonte: Elaboração própria.

Figura 36. Vista de perfil da mina Aripuanã indicando profundidade atual e prevista

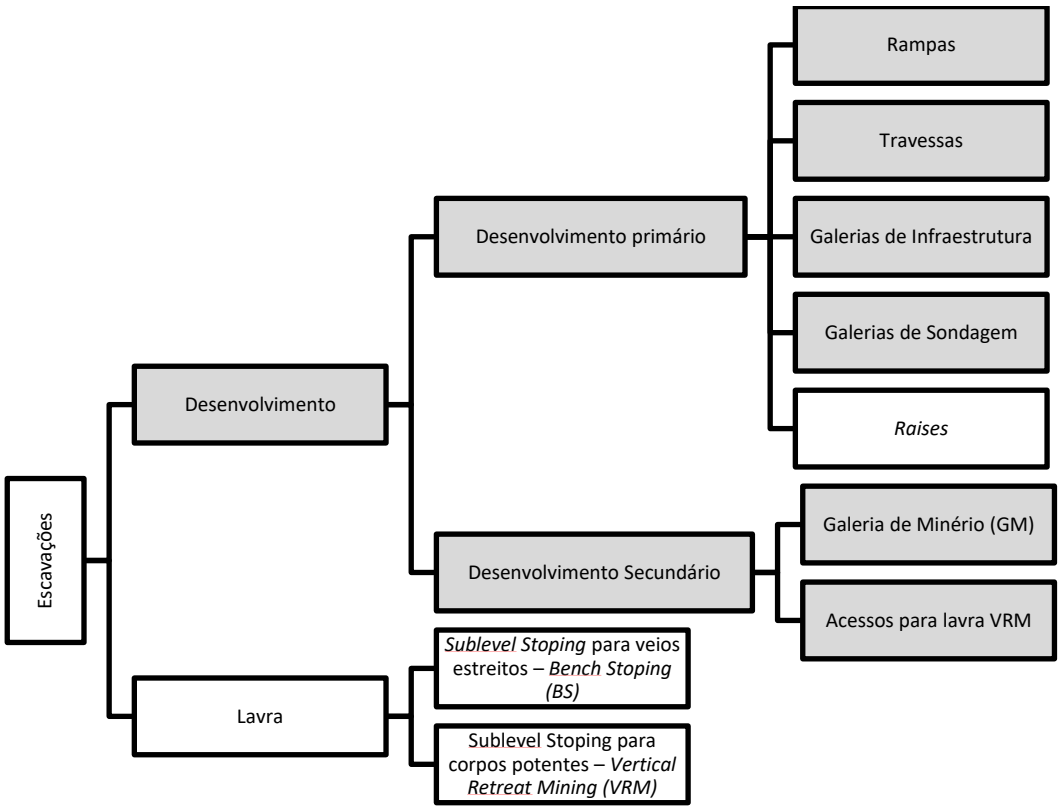


Fonte: Elaboração própria.

4.2 Tipos de escavações

As escavações na mina Aripuanã podem ser divididas em: desenvolvimento e lavra. A Figura 37 ilustra todos os tipos de escavações ali presentes.

Figura 37. Distribuição dos tipos de escavações existentes na mina de Aripuanã com destaque para as avaliadas neste trabalho



Fonte: Elaboração própria.

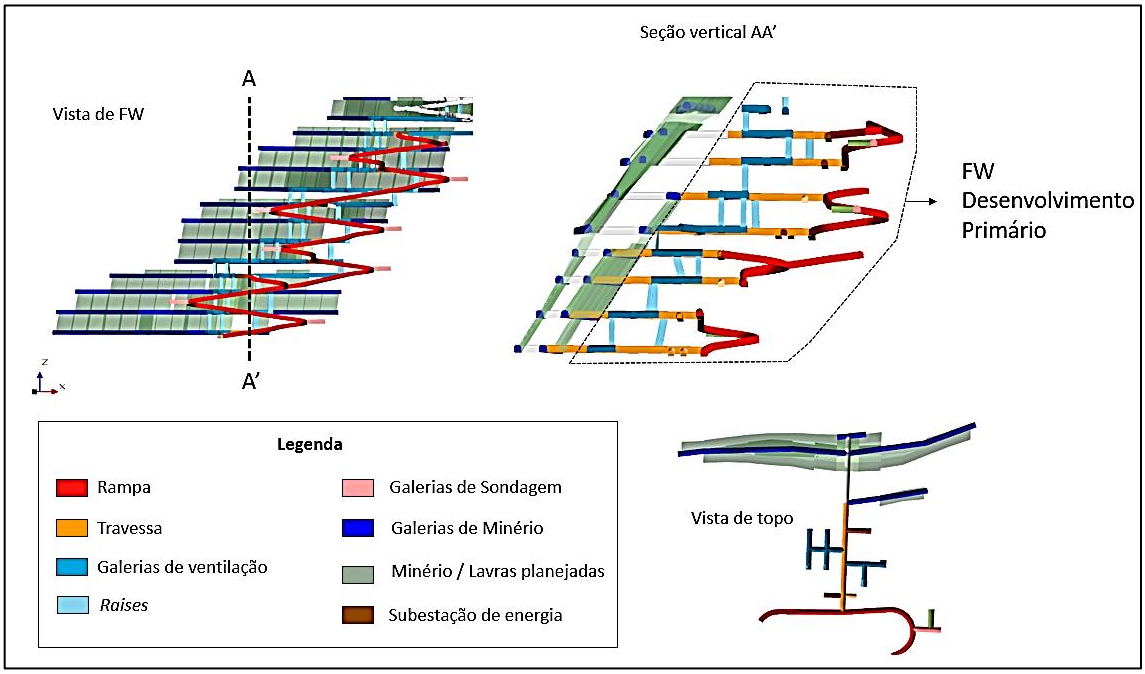
4.2.1 Desenvolvimento

O desenvolvimento da mina pode ser primário ou secundário. O desenvolvimento primário compreende todas as escavações que são realizadas com o intuito de permitir o acesso ao corpo mineralizado. Essas escavações na mina de Aripuanã estão localizadas no *Foot Wall* (FW) – termo utilizado para se referir ao pacote de rochas subjacente ao minério (Figura 39). Essas escavações têm grande vida útil planejada (a maioria só é dispensável quando acaba a completa remoção mineral). As rampas são desenvolvidas a partir da superfície e são galerias majoritariamente escavadas com sentido descendente (muitas vezes em espiral) dando acesso a travessas e galerias de infraestrutura, sondagem etc.

As travessas são galerias com orientação perpendicular a direção de mergulho do minério e ligam a rampa até o as galerias de minério. As galerias de infraestrutura correspondem a escavações auxiliares como: subestações de energia, estacoes de bombeamento, banheiros, câmaras de refúgio, *drives* para ventilação, *sumps* (pequenos reservatórios de água para bombeamento) etc. Galerias de sondagem são realizadas para alocar sondas com o objetivo de investigar/caracterizar o corpo mineral bem como rochas encaixantes em profundidade. Os *raises* são escavações verticais com função principal de permitir a passagem de ar (seja exaustão ou adução), contribuindo para o correto funcionamento do sistema de ventilação. Alguns desses são equipados com escadas para servir de passagem de pessoas em caso de evacuação de emergência da mina. A Figura 39 ilustra o desenvolvimento primário da mina Arex 1.

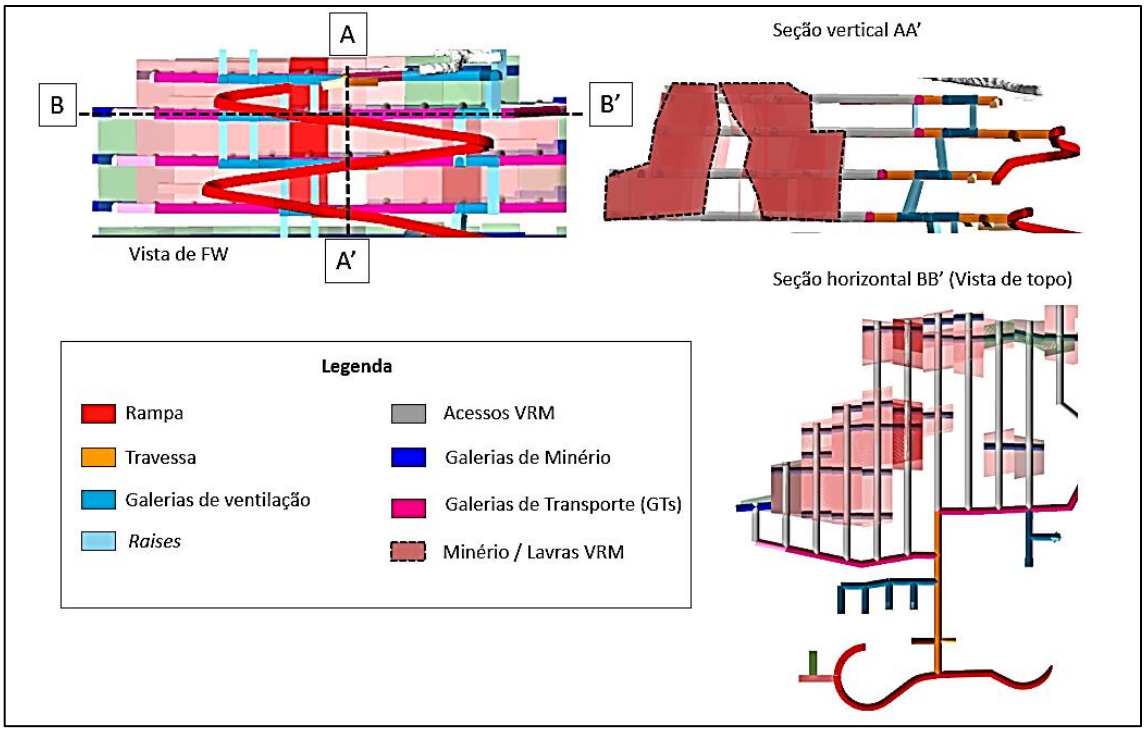
O desenvolvimento secundário corresponde às galerias frequentemente escavadas no minério, sendo também conhecido como desenvolvimento produtivo. Nessas escavações são realizadas as atividades de lavra. Após a lavra nesses locais, essas galerias não são mais utilizadas e, por isso, tem tempo de vida curto e são ditas “temporárias”. Na mina Aripuanã são conhecidas como “galerias de minério” em lavras do tipo *Sublevel Stoping* para veios estreitos – *Bench Stoping* (BS). Em lavras *Sublevel Stoping* para corpos potentes – *Vertical Retreat Mining* (VRM), essas galerias são nomeadas “acessos” e têm direção perpendicular à direção de mergulho do minério. No VRM existem galerias de transporte (GTs) que ligam o acesso principal (rampas e travessas) ao minério. A Figura 39 ilustra um painel de lavra para VRM na mina Link 1 com destaque para o desenvolvimento secundário local.

Figura 38. Desenvolvimento primário da mina Arex 1



Fonte: Elaboração própria.

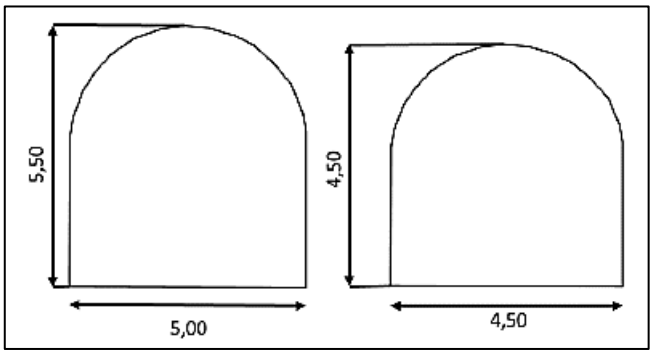
Figura 39. Desenvolvimento primário e secundário de um painel de lavra da mina Link 1



Fonte: Elaboração própria.

A galeria padrão da mina Aripuanã tem relação altura/largura de 5 x 5.5 m. Essas dimensões são aplicadas majoritariamente no desenvolvimento da mina, com exceção para *sumps* e galerias para alocar banheiro químico, que têm dimensões de 4.5 x 4.5 m (Figura 41).

Figura 40. Projeto de escavações padrão

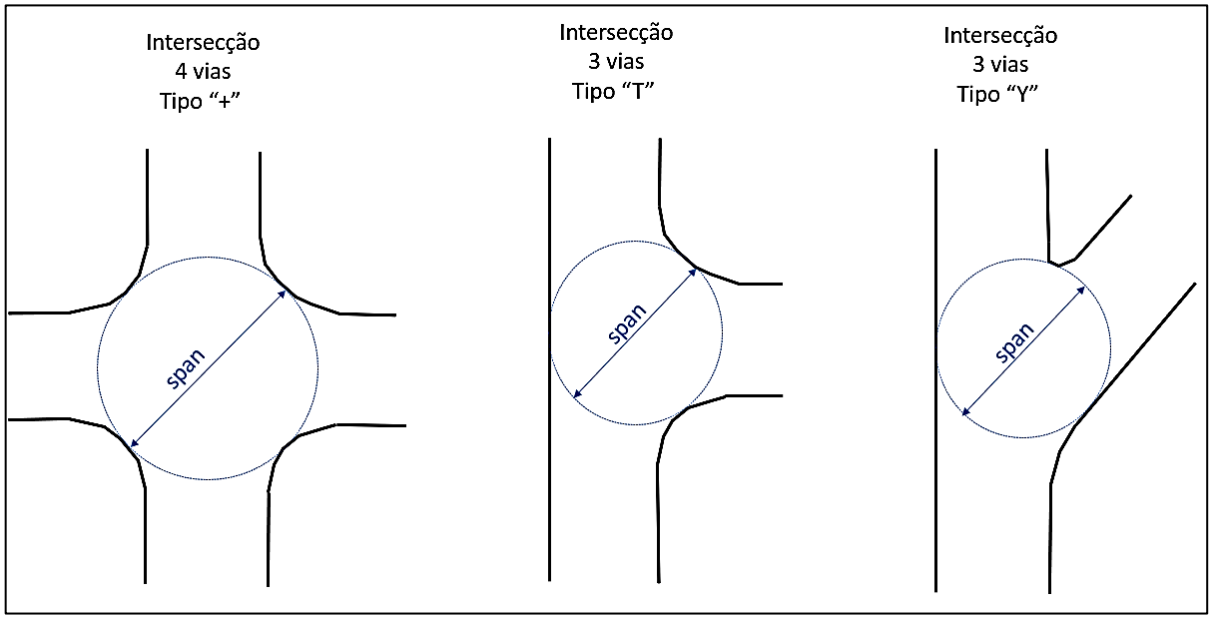


Fonte: Elaboração própria.

Os locais onde há um cruzamento entre galerias, as chamadas intersecções, que podem ser classificadas de acordo com o número e geometria das vias nesse encontro: quatro vias tipo "+", três vias tipo "T" e três vias tipo "Y" (Fonte: Elaboração própria.

). Como esses locais têm dimensões superiores às galerias padrões, devem ter dimensionamento de suporte diferente, podendo envolver cabeamento. O *span*, maior dimensão da intersecção, varia de acordo com o tipo. Na mina Aripuanã, as intersecções de quatro vias têm *span* médio de 12 m e os cruzamentos de três vias têm *span* médio de 10m, como mostra a Figura 41:

Figura 41. Vista de topo ilustrativa para intersecções da mina Aripuanã

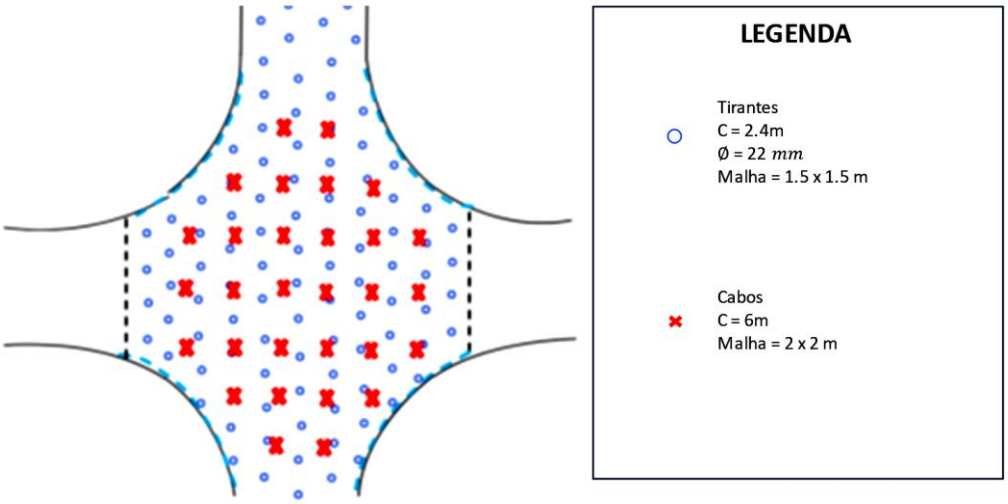


Fonte: Elaboração própria.

De acordo com os padrões de suporte atuais, todas as intersecções na mina de Aripuanã têm contenção realizada com tirantes e cabos de aço. Os tirantes têm comprimento de 2.4 m, diâmetro de 22 mm e estão dispostos em malha com espaçamento de 1.5 x 1.5 m. Os cabos têm

comprimento de 6 m (cordoalha simples) e estão dispostos em malha com espaçamento de 2 x 2 m. A Figura 42 mostra uma configuração padrão para uma intersecção.

Figura 42. Contenção padrão para intersecções



Fonte: Elaboração própria.

O número de contenções varia de acordo com o *span* da intersecção. A Tabela 1 mostra o número de cabos e tirantes estimados a depender do *span*.

Tabela 1. Número de contenções de acordo com *span* da intersecção

Intersecções						
***Span* Intersecção (m)**	**Area (m^2)**	**Malha de cabos (m)**	**Quantidade de cabos**	**Metragem**	**Malha de tirantes (m)**	**Quantidade de tirantes**
9	64	2	16	95	1.5	28
10	79	2	20	118	1.5	35
11	95	2	24	142	1.5	42
12	113	2	28	170	1.5	50
13	133	2	33	199	1.5	59
14	154	2	38	231	1.5	68
15	177	2	44	265	1.5	79

Fonte: Elaboração própria.

Tendo em vista os custos associados ao sistema de suporte usado nas intersecções, bem como o tempo considerável para execução dessas contenções, deve-se buscar um dimensionamento otimizado visando conciliar as expectativas de custo/produtividade com o nível de segurança/estabilidade exigido.

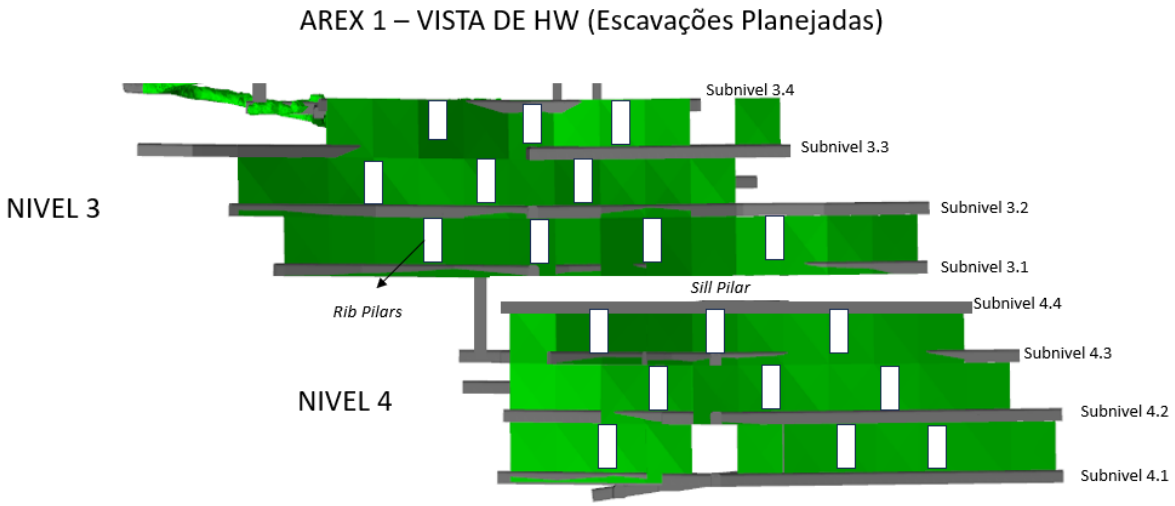
4.2.2 Lavra

O método de lavra na mina de Aripuanã é o *Sublevel Stoping*. Nos veios estreitos são realizadas lavras ascendentes com enchimento feito por rocha. Nos corpos mais potentes, a lavra ascendente conta com o enchimento por pasta composta de rejeito, água e cimento.

As lavras de veios estreitos, nas minas Arex e Link 1 Norte, têm potência que varia de 6 a 15 m. O método envolve inicialmente o desenvolvimento de quatro subníveis ao longo do strike do minério. Uma face livre é criada entre dois subníveis com distância de 20 m verticais e perfurações variando de 20 a 30 m a depender da inclinação na região.

Pilares naturais são deixados como forma de sustentação. Os painéis de lavra (níveis) são separados por um *sill pilar* e as lavras são individualizadas por *rib pilars* ao longo do strike. A Figura 43 ilustra o layout para esse método.

Figura 43. Layout planejado para mina Arex 1 – *Sublevel Stoping* para veios estreitos



Fonte: Elaboração própria.

As lavras mais potentes estão nas minas Link 1 e 2, Ambrex e Babaçu. Nesses locais são utilizados enchimentos com pasta, possibilitando maior aproveitamento do recurso mineral, sem necessidade de *Rib Pilars* para sustentação.

A partir da Galeria de Transporte (GT) são desenvolvidos inicialmente acessos perpendiculares ao strike do corpo de minério. Nesses acessos são realizadas perfurações verticais de aproximadamente 20 m conectando os subníveis. Após a lavra dos blocos primários, é realizado

enchimento com pasta possibilitando acesso ao nível superior bem como a lavra de blocos adjacentes (secundários), com exposição lateral da pasta.

4.3 Aspectos geológicos

O empilhamento estratigráfico do depósito consiste em metassedimentos, rochas metavulcânicas e rochas de alteração hidrotermal na interface entre os metassedimentos e as metavulcânicas.

A mineralização Arex se estende por 1.200 m ao longo da direção N70W. As regiões superiores tendem a ser subverticais, enquanto as inferiores mergulham 60° para nordeste. Essa região do depósito é caracterizada por zonas de minério *stratabound* e *stringer* bem definidas. Lentes discretas de minério *stratabound* e *stringer*, variando de menos de 1 m a 15 m de espessura, estão dispostas dentro de uma zona de 100 a 150 m de largura, separadas por rochas hidrotermalmente alteradas não mineralizadas. O depósito apresenta mergulho fortemente variado, normalmente paralelo à foliação e às falhas. Em algumas regiões, isso pode ocasionar um paralelismo entre as mineralizações *stratabound* e *stringer*, apesar da sua posição orginalmente perpendicular.

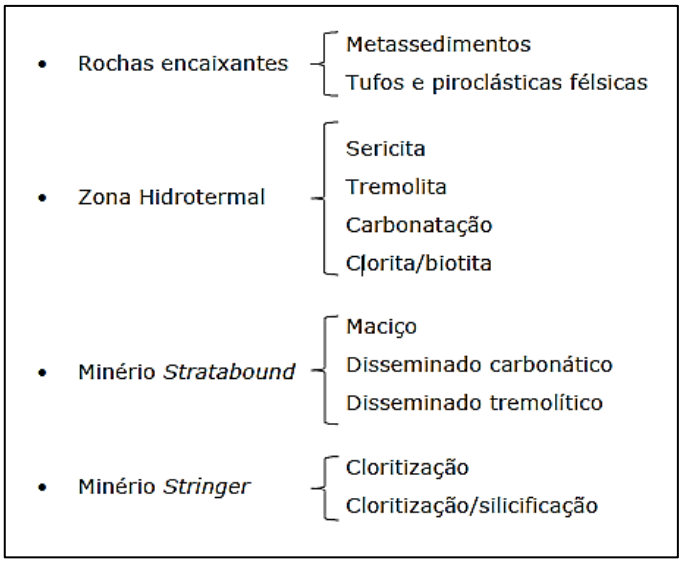
O depósito Ambrex representa a maior entre as zonas mineralizadas conhecidas. Está localizado a aproximadamente 1.300 m a sudeste do Arex. A mineralização se estende por 1.050 m ao longo da direção N55W. O mergulho varia de aproximadamente vertical a 70° para nordeste. A espessura da mineralização normalmente varia de 10 a 50 m, com um máximo de 150 m. O depósito Ambrex tem profundidade superior de 60 m abaixo da superfície e profundidade inferior de aproximadamente 700 m. A orientação da mineralização *stratabound* é geralmente paralela ao acamamento original, enquanto a zona *stringer* é, normalmente, aproximadamente perpendicular à *stratabound*.

O deposito Link, descoberto em 2014, é uma extensão para oeste do depósito Ambrex em direção ao Arex. Está localizado a sudeste do Arex e exibe características de forma, mineralização e alteração similares às do Ambrex. De acordo com os dados atuais de exploração, o depósito se estende ao longo de 650 m (direção).

A foliação (S1) é predominantemente do tipo penetrativa e contínua, sendo que em alguns locais é do tipo milonítica, em que se nota a presença de cristais de quartzo e feldspato potássico estirados, gerando indicadores cinemáticos.

Os litotipos encontrados na mina Aripuanã podem ser distribuídos conforme mostra a Figura 44:

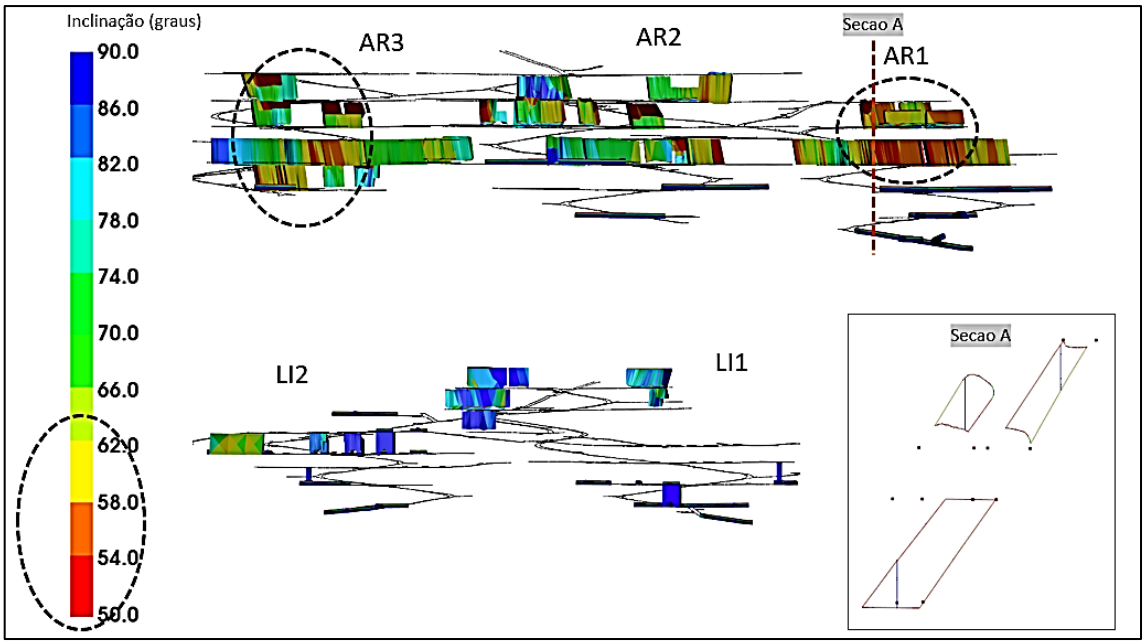
Figura 44. Distribuição de litotipos na mina Aripuanã



Fonte: Elaboração própria.

A inclinação dos corpos varia de 50 a 90 graus (Figura 45). De maneira geral, as inclinações são maiores na mina Link se comparadas às da mina Arex. As regiões de menores inclinações representam um complicador geotécnico para as lavras, uma vez que ficam mais propensas a desplacamentos pelo *Hanging Wall* (HW).

Figura 45. Inclinação de lavras planejadas atualmente na mina Aripuanã, com destaque para menores inclinações



Fonte: Elaboração própria.

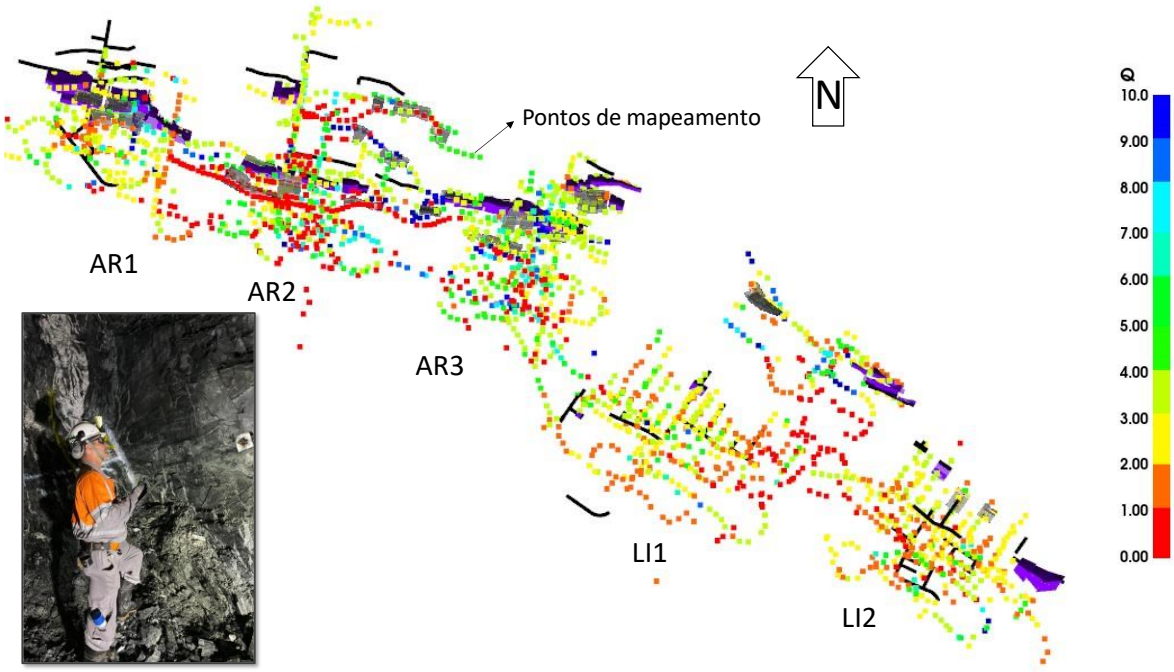
4.4 Aspectos geomecânicos

A rocha intacta é caracterizada com ensaios geomecânicos de compressão uniaxial e triaxial, fornecendo parâmetros para cada domínio.

A caracterização geotécnica do maciço rochoso é realizada com descrição de testemunhos de sondagem e mapeamento das galerias. O principal método de classificação geomecânica empregado é o sistema Q (Barton e Lien et al 1974). Após a coleta das informações, os dados são armazenados em banco de dados específico e dispostos tridimensionalmente para visualização e suporte nas avaliações geotécnicas (Figura 46).

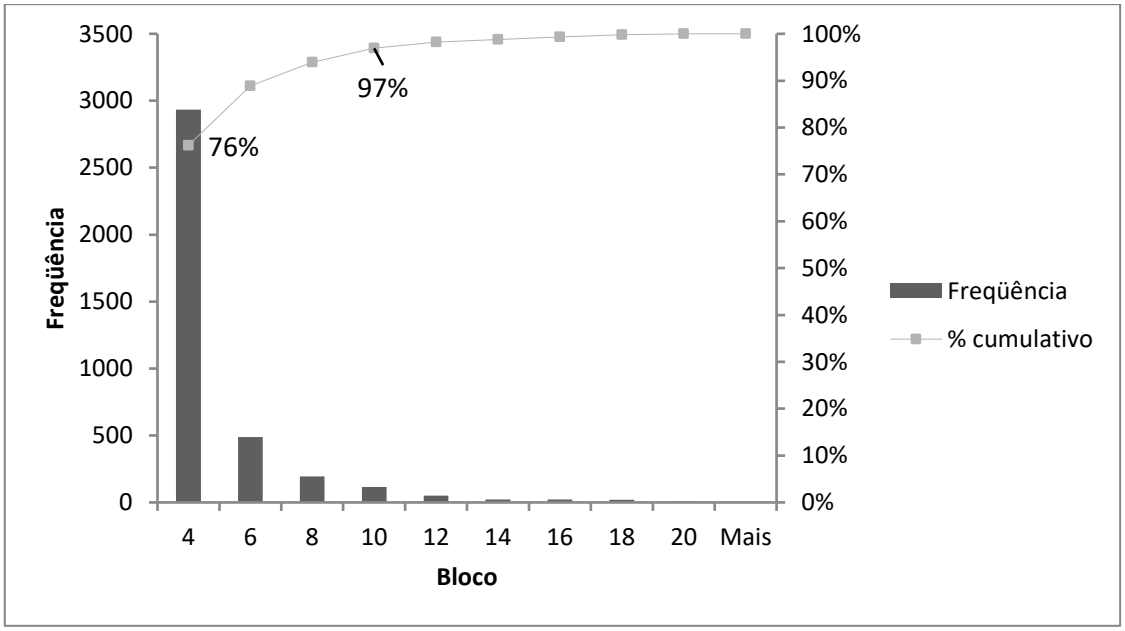
Atualmente, foram coletados 3850 pontos de mapeamento e os valores de Q têm média de 3.5 e mediana 2.9. De acordo com o histograma apresentado na Figura 47, 76 % dos valores estão abaixo de 4 e 97 % estão abaixo de 10, enquadrando a maior parte do maciço rochoso na classe pobre a regular de acordo com Barton, Lien et al (1974). Os menores valores estão localizados nas porções mais rasas e na mina Link.

Figura 46. Mapeamento geomecânicos *in situ* e representação 3D dos pontos



Fonte: Elaboração própria.

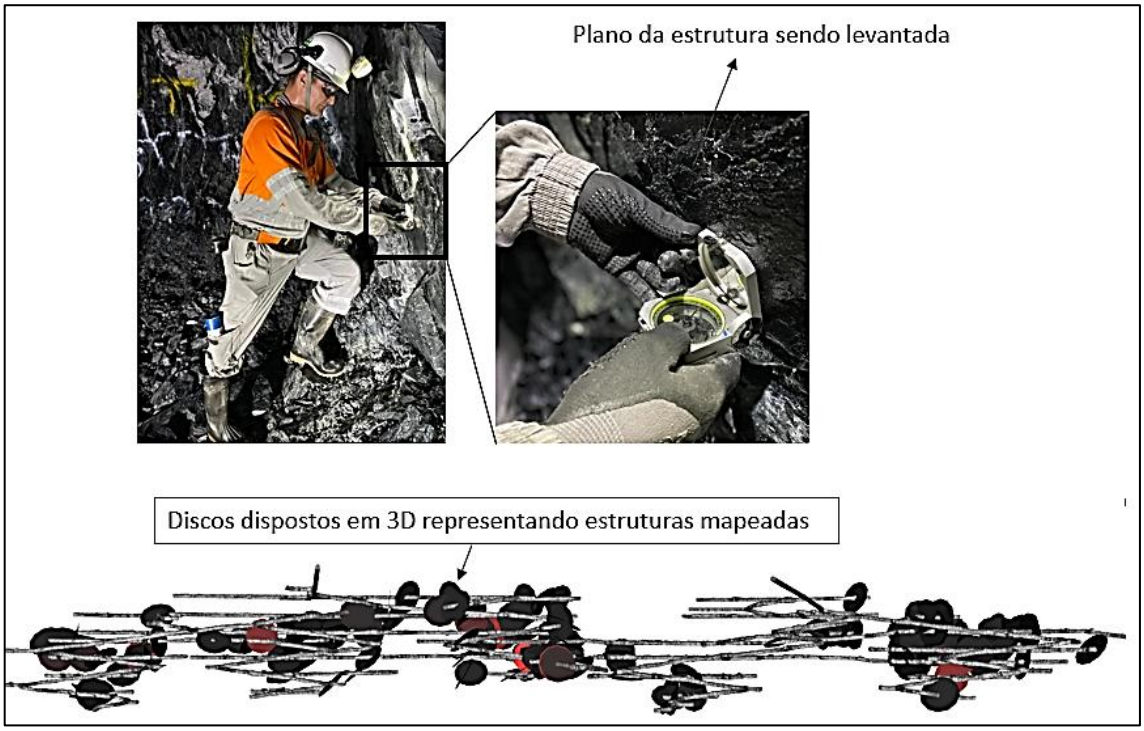
Figura 47: Histograma mostrando distribuição dos valores de Q



Fonte: Elaboração própria.

Paralelamente, realiza-se o mapeamento estrutural da mina. As estruturas coletadas são modeladas tridimensionalmente e auxiliam significativamente nas análises geotécnicas como as propostas neste trabalho (Figura 48). Até o momento, o banco de dados conta com 213 estruturas mapeadas e modeladas.

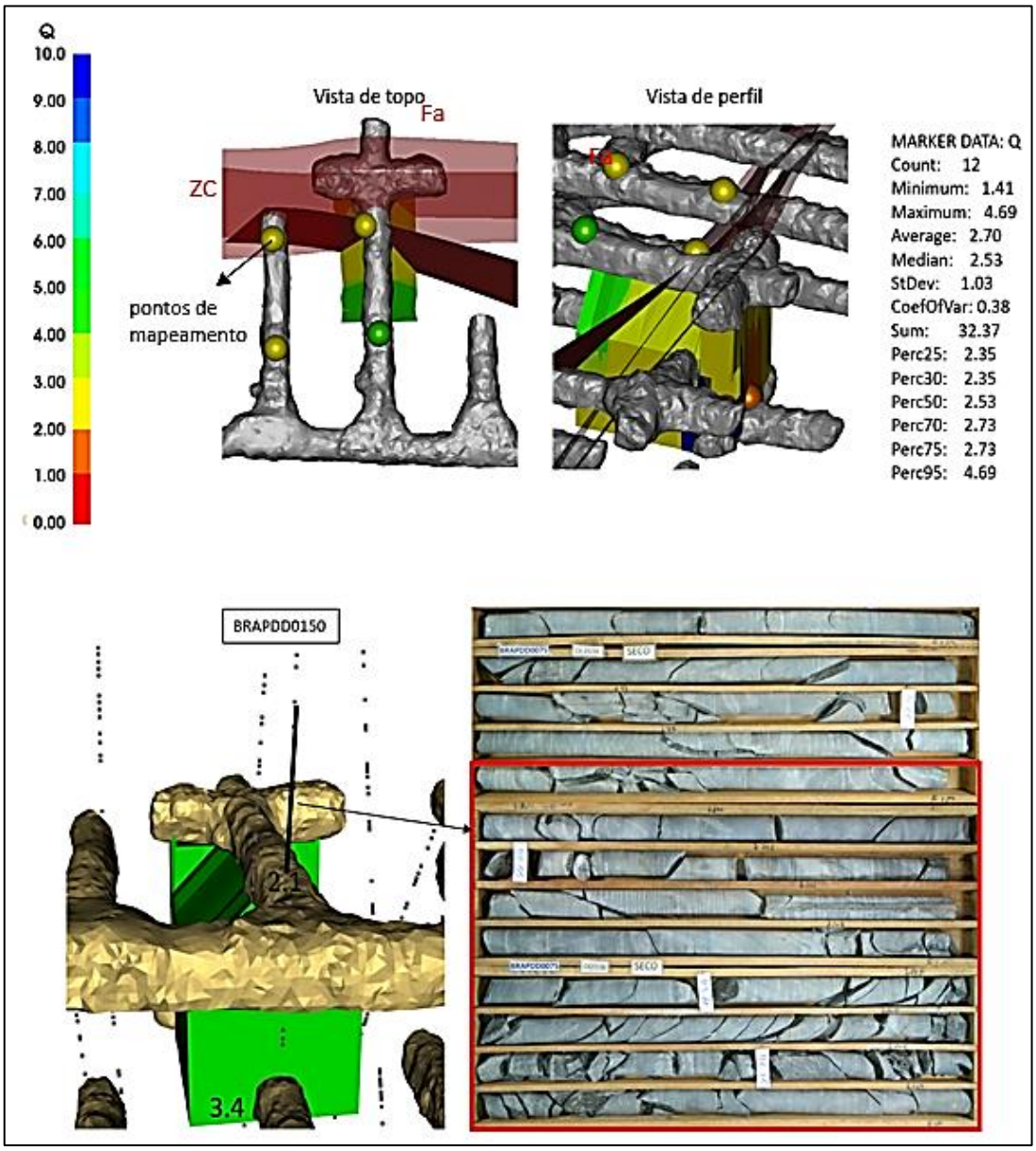
Figura 48. Mapeamento estrutural *in situ* e representação 3D com discos



Fonte: Elaboração própria.

Dessa forma, junto com a descrição geotécnica de testemunhos, as informações coletadas de mapeamento servem como base para avaliações de projetos geomecânicos envolvendo escavações de desenvolvimento ou lavra (Figura 49).

Figura 49. Caracterização do maciço auxiliando na análise geotécnica de lavra



Fonte: Elaboração própria.

Com o intuito de investigar a direção e dimensionar as tensões *in situ*, em Aripuanã foram realizados ensaios usando o método *Fracture Pressurization Method* (FPM), executados pela empresa REDE Engenharia e Sondagem S/A. Como conclusão dos ensaios, observou-se que o estado de tensões virgens para a mina de Aripuanã está definido da seguinte forma:

- βH = 123° (direção da tensão horizontal máxima)
- KH = 1.92 (razão entre a tensão horizontal máxima e a tensão vertical)
- Kh = 1.44 (razão entre a tensão horizontal mínima e a tensão vertical)

O valor da tensão vertical, σV, deverá ser obtido a partir do produto entre o peso específico da camada de material rochoso acima da região de análise (MN/m³) e a profundidade abaixo da superfície (m). As tensões horizontais máxima e mínima, σH e σh, são calculadas a partir do produto entre KH e Kh, respectivamente, e a tensão vertical, σV.

A caracterização da rocha intacta e do maciço rochoso suporta o dimensionamento de vãos, pilares e sistemas de estabilização envolvendo escavações de lavra e desenvolvimento.

Para análises de lavra, destaca-se a utilização do método empírico *Stability Graph Method,* proposta por Mathews et al. (1981) e aperfeiçoada por Potvin (1988). A técnica realiza avaliação preliminar da estabilidade geotécnica das faces de interesse dos realces a serem lavrados.

O gráfico de estabilidade é uma ferramenta de análise empírica conhecida para dimensionar vãos para lavras subterrâneas. A metodologia tem por base o cálculo do fator N' (Número de estabilidade modificado) – produto de parâmetros do sistema Q (Barton, Lien et al, 1974) com: A (fator associado a razão da resistência a compressão uniaxial pela tensão aplicada na lavra planejada), B (fator relacionado com a orientação da principal descontinuidade e a superfície crítica da escavação) e C (fator relacionado a gravidade/inclinação da superfície da escavação planejada). A Figura 50 ilustra um exemplo de avaliação realizada para lavra:

Figura 50. Exemplo de avaliação para dimensionamento de lavra com metodologia empírica.

nexa	NEXA - Aripuanã	Código	DD-ARI-GTE-CMR--PT
	Documento de Dados	Revisão	1.0
	Análise de Risco Geotécnico	Área	CMR
		Páginas	4/5

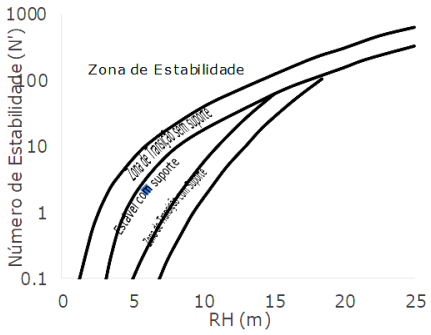
ANÁLISE EMPÍRICA DE ESTABILIDADE

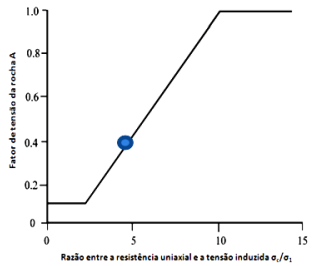
Para a análise de estabilidade empírica, foi utilizada a metodologia *Modified Stability Graph*, proposta por Nickson (1992). O quadro abaixo resume os dados/parâmetros utilizados no emprego da metodologia de análise.

PARÂMETROS GEOMÉTRICOS						PARÂMETROS GEOMECÂNICOS					FATORES MODIF.			ESTAB.
Face	D	d	P	A	RH	RQD	Jn	Jr	Ja	Q'	A	B	C	N'
Teto	30	20	100	600	6.0	40	12	1	1	3.3	0.4	0.8	2.00	2.1

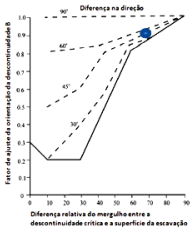
O Gráfico de Estabilidade Empírico indica estabilidade com inserção de suporte para a face crítica Teto.

Para o calculo do fator A, considerou-se UCS no local de 50 MPa e Sigma 1 no teto de 10 MPa, obtidos com modelo numérico 2D. Para o fator B, considerou-se o teto como um plano horizontal (0 graus) e a Foliação (estrutura crítica) com mergulho de 70 graus. Para o fator C, aplicou-se um alfa de 0 graus.

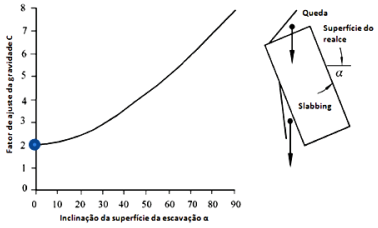




Fator de tensão da rocha A para diferentes valores de σc/σ1 (Adaptado de Hoek *et al.*, 1995).



Fator de ajuste B, considerando a orientação da descontinuidade crítica e a superfície da escavação (Adaptado de Hoek *et al.*, 1995).



Fator de ajuste C, para rupturas gravitacionais e *slabbing* (Adaptado de Hoek *et al.*, 1995).

Fonte: Elaboração própria.

O dimensionamento de suporte para a mina Aripuanã é realizado em função da finalidade da escavação, de modo a não comprometer a segurança dos trabalhadores que transitarão pela área durante toda a sua utilização. Utiliza-se métodos empíricos, analíticos e numéricos bem como observações de campo. Para suporte de escavações em desenvolvimento, estudadas nesse trabalho, destacam-se atualmente as técnicas analíticas envolvendo equações equilíbrio limite.

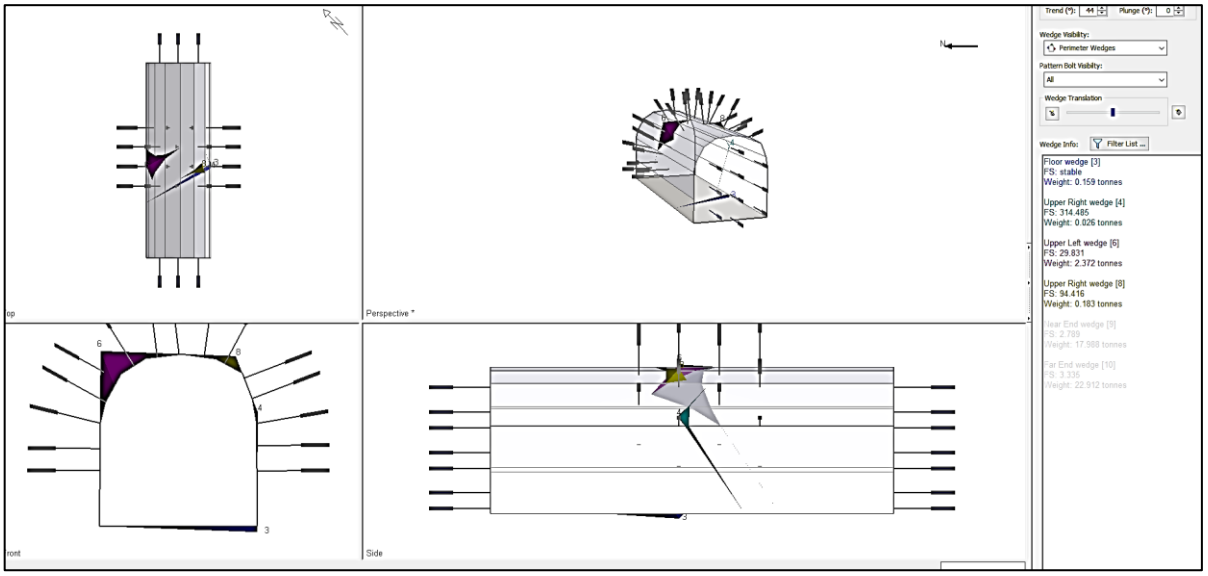
Essas equações se baseiam em estimar o peso dos blocos/solicitações do maciço rochoso, bem como a capacidade resistiva promovida pelos elementos de suporte utilizados, resultando em

um Fator de Segurança (FS). Um FS aceitável deve ser pré-estabelecido pelo critério geotécnico utilizado em cada projeto. Esse critério está associado a: tipo/finalidade da escavação avaliada, vida útil da galeria, metodologia adotada e convenções/normas.

As técnicas de dimensionamento envolvendo peso de blocos/zonas do maciço são adotadas na mina Aripuanã devido à baixa profundidade em que se encontra. As tensões principais em escavações subterrâneas rasas são baixas a ponto de não fornecerem confinamento considerável para o maciço. Assim, os blocos formados pelas descontinuidades ficam expostos à gravidade de forma substancial.

A Figura 51 mostra um exemplo de análise cinemática por cunhas tetraédricas realizada no *software* Unwedge, da Rocscience:

Figura 51. Análise cinemática para dimensionamento de suporte em escavações de desenvolvimento



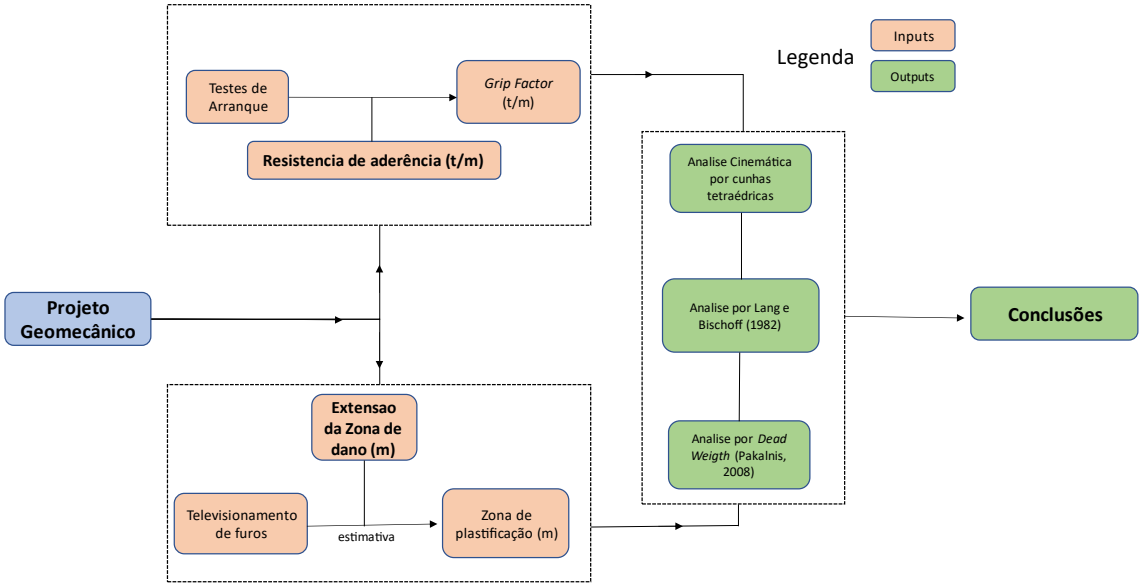
Fonte: Elaboração própria.

5 ANÁLISES E RESULTADOS

O trabalho seguiu o fluxo de atividades/informações conforme ilustra a estrutura da Figura 52. Primeiramente, o trabalho foi conduzido para obter parâmetros importantes para as análises de resistência de aderência para os tirantes (t/m) e de extensão da zona de dano para o maciço rochoso (m).

Em seguida, foram realizadas análises equilíbrio/limite para dimensionamento do atirantamento proposto neste trabalho. As análises consideraram geometrias para galerias e intersecções.

Figura 52. Estrutura e fluxo de trabalho



Fonte: Elaboração própria.

5.1 Resistência de aderência

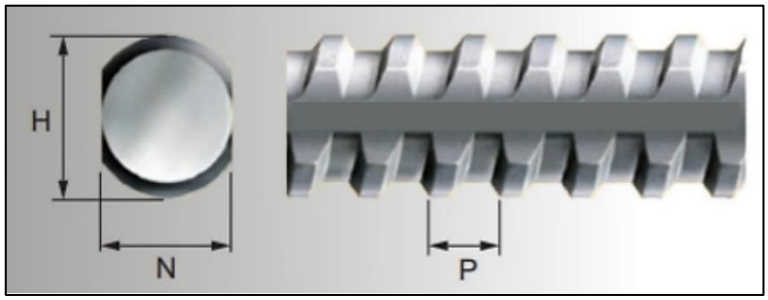
5.1.1 Método

Com intuito de conhecer a resistência de aderência de acordo com o comprimento de ancoragem (GF) para o atirantamento, foram realizados 36 testes em tirantes ovalizados entre junho e agosto de 2023. As características geométricas dos tirantes testados são (Figura 53):

- Comprimento = 2.4 m;
- Diâmetro nominal = 19 mm;

- H = 21.22 mm;
- N = 17.9 mm;
- P = 10 mm.

Figura 53. Características dos tirantes ovalizados testados



Fonte: Elaboração própria.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra os valores dos ensaios de tração nas b arras de 19 mm informados pelo principal fornecedor de tirantes da Nexa Resources. Em resumo, as barras começam a escoar com média de 12.2 t e rompem com 18.9 t, enlongando 13.25% em relação a seu comprimento. O ensaio seguiu os procedimentos previstos pela norma DIN EN ISO 6892-1 – Ensaio de tração em aço em temperatura ambiente.

Tabela 2. Ensaios de tração em barras de diâmetro 19 mm realizados pelo principal fornecedor

TRAÇÃO																	
CP Nº	COMPRIMENTO (mm)	PESO (g)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	DIÂMETRO REAL (mm)	SEÇÃO (mm²)	CARGA MÁXIMA (kgf)		CARGA MÁXIMA (N)		LIMITE (MPa)		FST/FYK		ALONGAMENTO (mm)		RESULTADO (%)	
						ESCOAMENTO	RUPTURA	ESCOAMENTO	RUPTURA	ESCOAMENTO	RUPTURA	REAL	NBR 7480	Lo	Lf	OBTIDO	NBR 7480
1	597	875,2	16,00	15,42	186,8	9420	14680	92379	143962	495	771	1,56	-	160	182	13,7	-
2	599	910,0	16,00	15,70	193,5	9600	14780	34144	144942	486	749	1,54	-	160	175	9,4	-
3	603	890,0	16,00	15,47	188,0	9580	14760	39948	144746	500	770	1,54	-	160	181	13,1	-
4	600	1199,0	19,00	18,00	254,6	12260	19000	120230	186326	472	732	1,55	-	200	227	13,5	-
5	600	1198,0	19,00	18,00	254,4	12140	18860	119053	184953	468	727	1,55	-	200	226	13,0	-
6	597	1193,0	19,00	18,00	254,6	12360	19100	121210	187307	476	736	155	-	200	232	16,0	-
7	599	1652,0	22,00	21,15	351,3	16640	26400	163183	258896	464	737	1,59	-	220	260	18,2	-
8	589	1631,4	22,00	21,20	352,8	16580	26300	162594	257915	461	731	1,59	-	220	248	12,7	-
9	595	1652,0	22,00	21,22	353,7	16660	26340	163379	258307	462	730	1,59	-	220	248	12,7	-

Fonte: Elaboração própria.

De acordo com a metodologia SEPT, considerou-se um comprimento de ancoragem inferior ao praticado operacionalmente, de modo que a resistência de aderência seja menor que a resistência a tração do tirante. Assim, os testes induzem o sistema a deslizar com o objetivo de conhecer a resistência por comprimento de ancoragem.

Com o intuito de conhecer a influência do diâmetro do furo na aderência do sistema, utilizou-se os diâmetros de 32, 33 e 35 mm. Mantendo constante o diâmetro dos tirantes em 19 mm, inserindo 1 cartucho de resina de 500 x 28 no fundo do furo, obteve-se comprimentos de ancoragem distintos para diferentes diâmetros de furo, tendo em vista a relação de volumes, como mostra a Tabela 3. Para todos os casos, considera-se que o sistema está ancorado na zona elástica do maciço rochoso.

Tabela 3. Comprimento de ancoragem de acordo com diâmetro do furo

Diâmetro do Furo (mm)	Comprimento do tirante (mm)	Diâmetro nominal do tirante (mm)	Comprimento do cartucho (mm)	Diâmetro do cartucho (mm)	Nº de cartuchos	Comprimento ancorado (mm)
35	2400	19	500	28	1	460
33						545
32						595

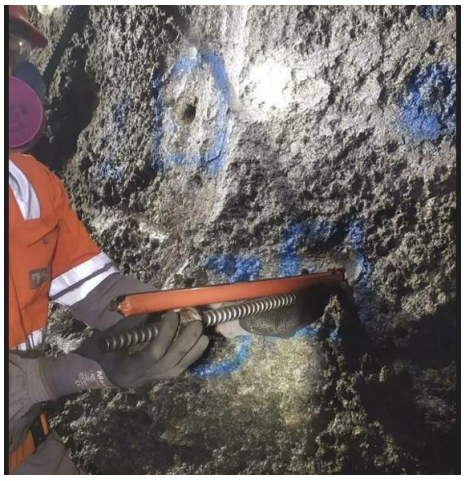
Fonte: Elaboração própria.

Primeiramente, realizou-se a perfuração aproximada de 2300 mm com o equipamento Robolt Sandvik DS311. O cartucho de resina foi inserido no furo de forma manual sendo empurrado com o próprio tirante. A Figura 54-a mostra que a parte que restou do tirante para fora do furo, após empurrar a resina, corresponde ao comprimento de um cartucho do mesmo tamanho que foi inserido.

Na terceira etapa o tirante foi instalado com o equipamento realizando um tempo médio de mistura da resina de 35 segundos (Figura 54-b). Após 90 segundos, a chave de torque (acoplada a porca do tirante para rotação) foi desacoplada. Esse tempo corresponde ao período mínimo necessário para que evitar quebras na cristalização da resina e/ou perda de transferência de carga entre o tirante e rocha.

Figura 54. Inserção manual de cartucho de resina e instalação mecanizada do tirante

A - Inserção de cartucho manual

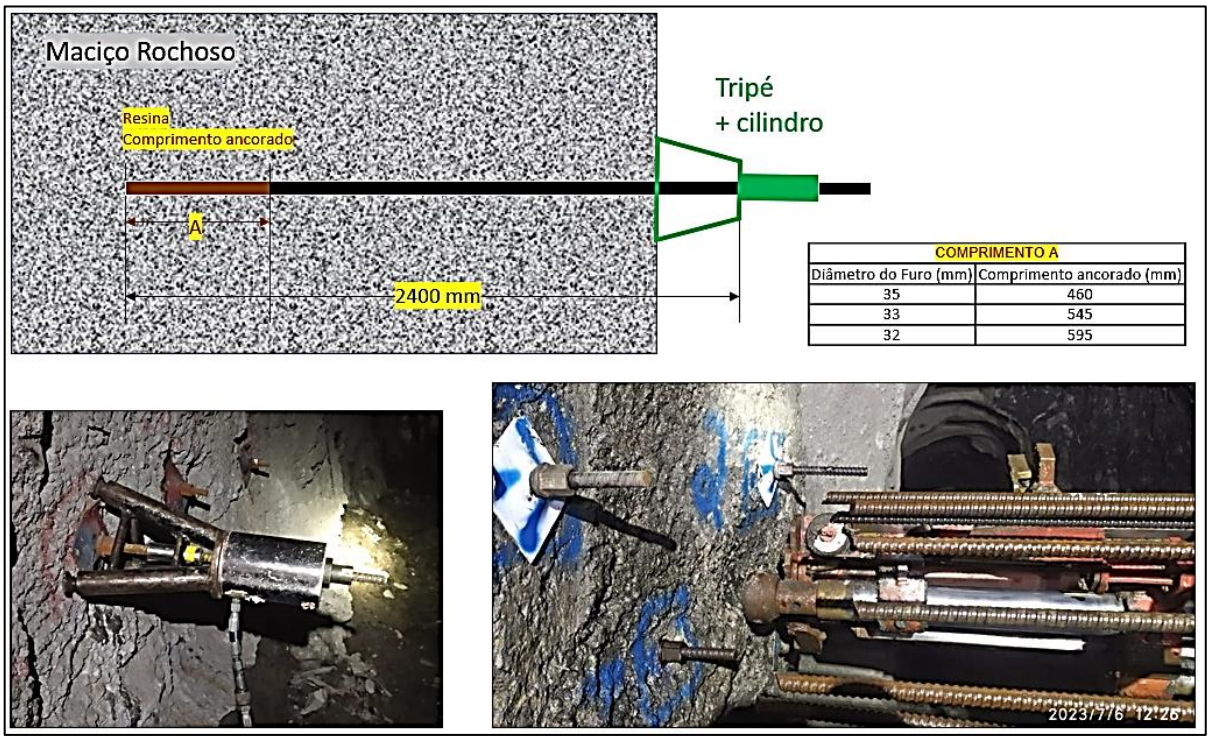


B - Instalação do tirante mecanizada

Fonte: Arquivo do autor.

A Figura 55 ilustra com desenho esquemático e imagens de campo dos testes realizados. O conjunto de força utilizado é composto por um tripé e o cilindro de força hidráulica.

Figura 55. Desenho esquemático e imagens dos testes GRIP FACTOR



Fonte: Elaboração própria.

Foram coletadas as seguintes informações para cada ensaio:

- Diâmetro do Tirante;
- Comprimento da resina;
- Comprimento do furo;
- Diâmetro do furo;
- Tempo de mistura;
- Quantidade de resinas aplicadas;
- Validação quanto à mistura da resina;
- Validação quanto ao desacoplamento da chave após a instalação;
- Carga de deslizamento do conjunto (carga máxima).

Os resultados para o Grip Factor de cada teste foram obtidos conforme a Equação (18). De acordo com Mark *et al.* (2002), a eficiência da aderência (GF) é definida como a resistência de ancoragem do tirante e pode ser calculada pela relação da carga máxima aplicada no conjunto de força pelo comprimento de ancoragem em até 24 horas após a instalação:

$$GF = \frac{Carga\ máxima\ (ton)}{Comprimento\ de\ ancoragem\ (m)} \quad (18)$$

5.1.2. Resultados

Na Tabela 4 estão dispostos os resultados dos testes em tirantes. Durante a etapa de instalação de alguns tirantes, foram observadas falhas operacionais associadas à ineficiência na mistura/desacoplamento da chave de torque (ferramenta que se acopla na porca do tirante) que comprometeram os resultados. Dessa forma, três testes foram considerados inválidos e descartados.

Considerando a média de GF para tirantes com 19 mm, obteve-se 16.88 t/m em perfurações com diâmetro de 33 mm e 18.95 t/m para perfurações com diâmetro de 32 mm (Figura 56).

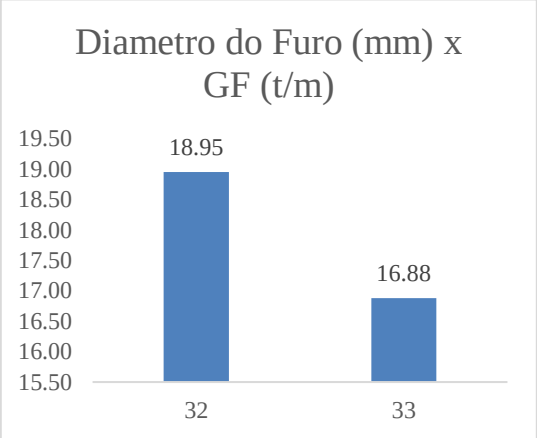
Considerando o GF para perfurações de com diâmetro de 32 mm (padrão que será escolhido para análises), calcula-se o comprimento de ancoragem mínimo para que o sistema alcance a resistência a tração do tirante (18.9 t) usando a Equação (19), resultando em 1 m.

$$Comprimento\ de\ ancoragem\ mínimo = \frac{18.9\ t}{GF} \quad (19)$$

Observou-se que a instalação de tirantes com 19 mm em furos com diâmetro de 35 mm apresentou anomalias durante a mistura e os ensaios foram considerados inválidos.

Com o intuito de obter parâmetros para fins comparativos, testou-se tirantes de diâmetro de 22mm com furos de diâmetro 35 mm. Considerando a média dos resultados para esses testes, obteve-se um GF de 20.2 t/m.

Figura 56. Valores de GF associados a variação no diâmetro do furo



Fonte: Elaboração própria.

Tabela 4. Resultado do GF para tirantes

Ensaio	Diametro do tirante (mm)	Diametro da resina (mm)	Diametro do bit (mm)	Comprimento de ancoragem (mm)	Tempo de mistura (seg)	Mistura da resina foi eficiente?	Desacoplamento do tirante após instalacao foi eficiente?	Carga maxima para deslizamento do conjunto (t)	Grip Factor (t/m)
1	19	28	32	595	30	SIM	SIM	12	20.2
2	19	28	33	545	31	SIM	SIM	11	20.2
3	19	28	33	545	30	SIM	SIM	12	22.0
4	19	28	32	595	30	SIM	SIM	11	18.5
5	19	28	33	545	30	SIM	NÃO	NA	NA
6	19	28	33	545	49	SIM	NÃO	NA	NA
7	19	28	32	595	45	NÃO	NÃO	NA	NA
8	19	28	32	595	30	SIM	SIM	7	11.8
9	19	28	33	545	49	SIM	NÃO	8	14.7
10	19	28	33	545	53	SIM	SIM	13	23.9
11	19	28	33	545	45	SIM	SIM	7	12.8
12	19	28	32	595	36	SIM	SIM	10	16.8
13	19	28	32	595	26	SIM	SIM	9	15.1
14	19	28	33	545	19	SIM	SIM	8	14.7
15	19	28	33	545	22	SIM	SIM	8	14.7
16	19	28	32	595	45	SIM	SIM	10	16.8
17	22	28	35	535	48	SIM	SIM	11	20.6
18	22	28	35	535	47	SIM	SIM	11	20.6
19	22	28	35	535	24	SIM	SIM	12	22.4
20	22	28	35	535	24	SIM	SIM	11	20.6
21	22	28	35	535	24	SIM	SIM	9	16.8
22	19	28	32	595	35	SIM	SIM	9	15.1
23	19	28	32	595	43	SIM	SIM	13	21.8
24	19	28	32	595	40	SIM	SIM	15	25.2
25	19	28	32	595	30	SIM	SIM	11	18.5
26	19	28	32	595	45	SIM	SIM	9	15.1
27	19	28	32	595	45	SIM	SIM	10	16.8
28	19	28	33	545	41	SIM	SIM	7	12.8
29	19	28	33	545	40	SIM	SIM	8	14.7
30	19	28	33	545	50	SIM	SIM	10	18.3
31	19	28	32	595	33	SIM	SIM	14	23.5
32	19	28	32	595	38	SIM	SIM	14	23.5
33	19	28	32	595	40	SIM	SIM	15	25.2
34	19	28	32	595	32	SIM	SIM	10	16.8
35	19	28	32	595	27	SIM	SIM	12	20.2
36	19	28	32	595	40	SIM	SIM	12	20.2

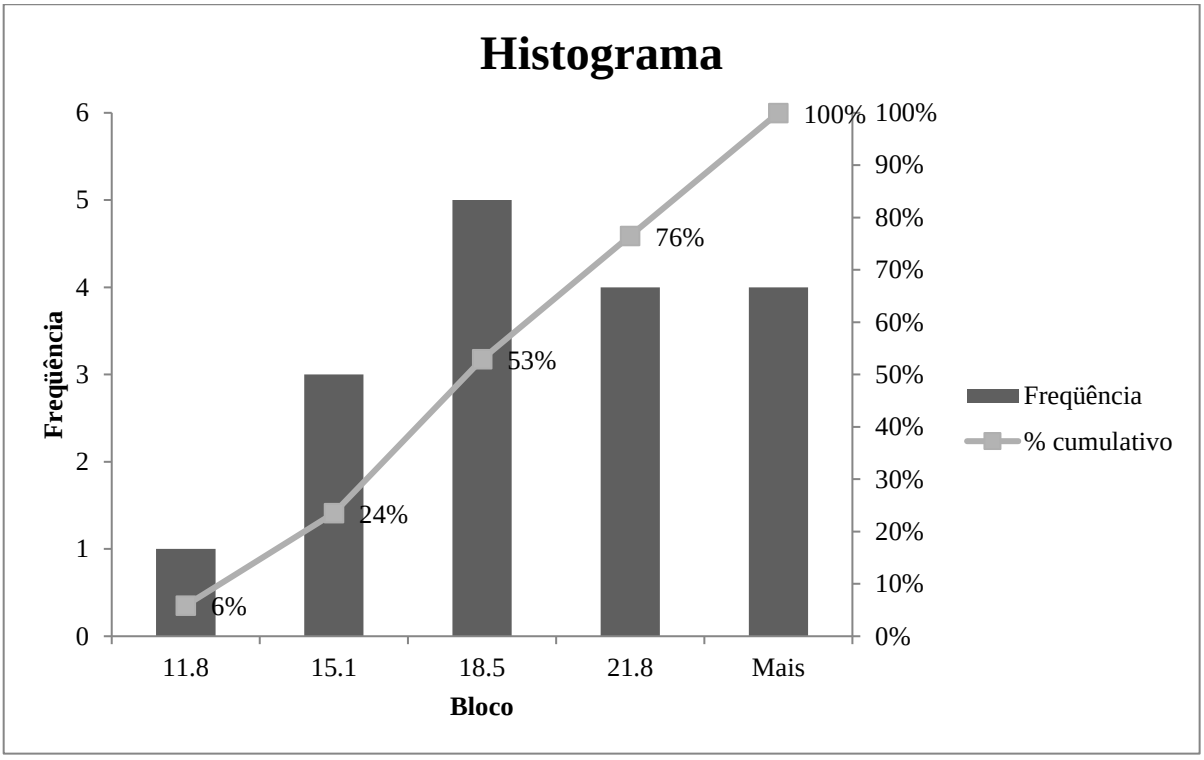
Fonte: Elaboração própria.

Tabela 5. Resultados Estatísticos

Estatística Descritiva	*Diâmetro*	
	32	**33**
Média	18.98	16.88
Desvio padrão	0.95	1.25
Mediana	18.49	14.68
Moda	16.81	14.68
Desvio padrão	3.93	3.94
Variância da amostra	15.45	15.56
Mínimo	11.76	12.84
Máximo	25.21	23.85

Fonte: Elaboração própria.

Figura 57. Histograma para população de dados com diâmetro de 32 mm

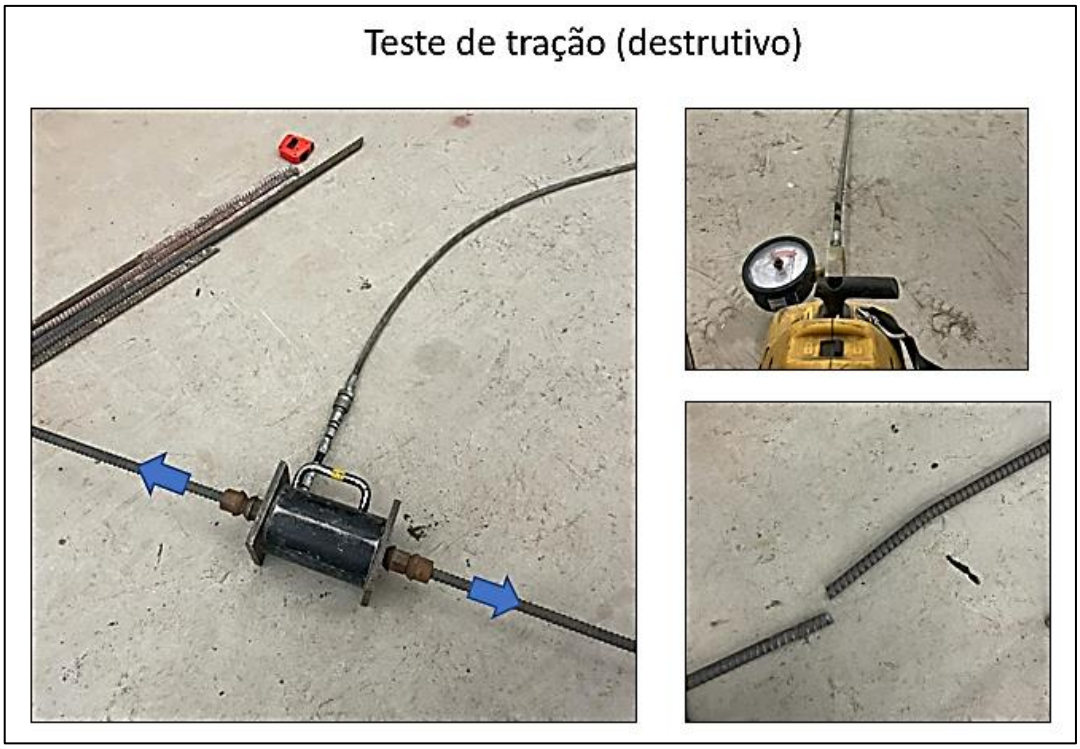


Fonte: Elaboração própria.

Além disso, para verificar a resistência à tração do aço (informada pelo fornecedor – Tabela 2), foram realizados 5 testes destrutivos em superfície com o auxílio do cilindro hidráulico, 4 porcas e 2 chapas como ilustra a Figura 58. As cargas de ruptura registradas foram de 18.5, 18.4, 18.9, 18.6 e 18.7. A média para os 5 ensaios foi 18.6 t. Ressalta-se que esses ensaios não

seguiram normas específicas e realizados com intuito de validar os valores do fornecedor das barras (ensaios em laboratório seguindo normas).

Figura 58. Testes de tração no aço realizados pela equipe de Geomecânica da Nexa Resources



Fonte: Arquivo do autor.

5.2 Zona de dano do maciço rochoso

5.2.1 Método

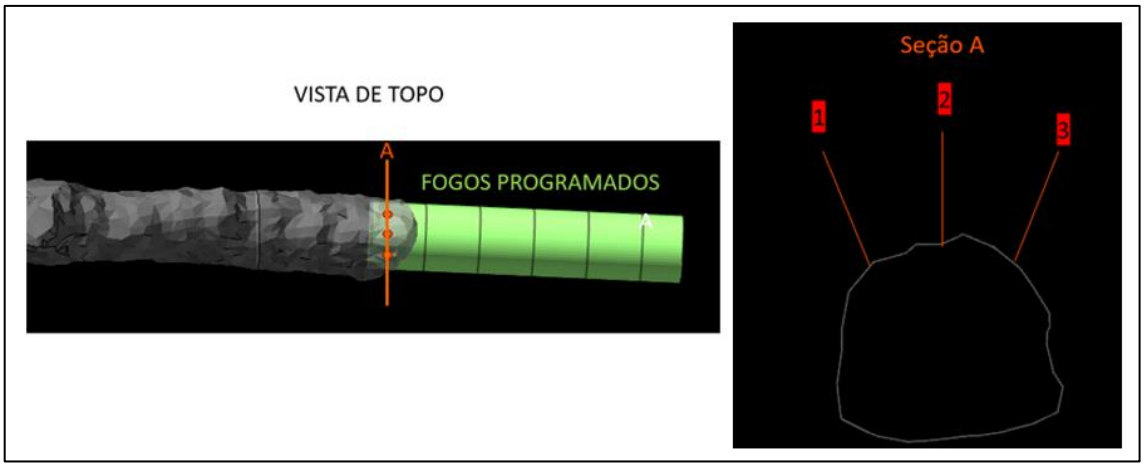
Com o objetivo de mensurar a zona de dano para o maciço nas minas de Aripuanã, utilizou-se o televisionamento de furos. A microcâmera de furo é inserida em um furo e seu cabeçote pode ser girado para visualizar, fotografar ou televisionar as paredes ao longo da extensão do furo.

Dessa forma, foram realizadas seções com três furos de filmagem nas minas Arex e Link (Figura 59). Cada furo teve comprimento de 1.7 a 4 m, sendo feitos com o equipamento de contenção Robolt Sandvik DS311.

O intuito foi investigar a condição do maciço nas adjacências da escavação antes e após as detonações com as imagens obtidas da câmera e, dessa forma, mensurar o comprimento da

EDZ. Vale lembrar que a câmera conta com dispositivo para medir a metragem ao longo da filmagem.

Figura 59. Seção típica de furos para filmagem



Fonte: Elaboração própria.

As filmagens foram realizadas antes e após detonações nos seguintes locais abrangendo áreas de ambas as minas: Arex e Link.

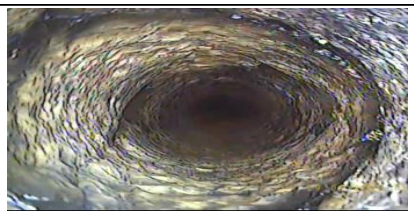
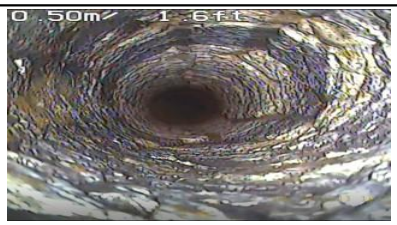
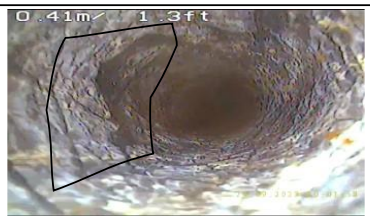
- AR1_N4.4_RP X SP – Rampa da mina Arex 1 em intersecção com sump;
- LI1_N3.1_GT_LD – Galeria de transporte na mina Link 1;
- LI2_N2.2_GT_LD – Galeria de transporte na mina Link 2;
- LI2_N2.2_AC4E – Galeria de desenvolvimento secundário na mina Link 2.

5.2.2 Resultados

As figuras a seguir resumem os resultados das análises das filmagens.

A Figura 60 ilustra a análise realizada para a filmagem na AR1_N4.4_RP X SP. Observam-se pontos de expansão de descontinuidades pré-existentes bem como fraturamento nos trechos iniciais do furo. Nessa análise, a média para EDZ seria de 0.6 m.

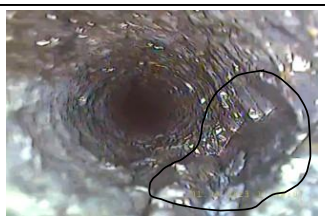
Figura 60. Análise das filmagens na AR1_N4.4_RP X SP

FURO	PRÉ DETONAÇÃO	PÓS DETONAÇÃO	COMENTÁRIOS
1 Comprimento Total = 3.8 m			Expansão de descontinuidade em até 0.8 m
2 Comprimento Total = 3.7 m			Fraturamento em até 0.5 m
3 Comprimento Total = 4 m			Fraturamento em até 0.4 m

Fonte: Elaboração própria.

A Figura 61 ilustra a análise realizada para a filmagem na LI1_N3.1_GT_LD. Observam-se pontos de abertura de descontinuidades bem como expansão do fraturamento nos trechos em até 0.8 m do furo. Nessa análise, a média para EDZ seria de 0.7 m.

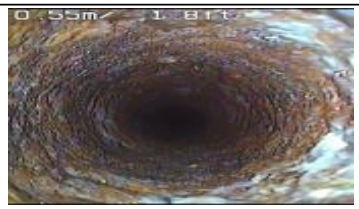
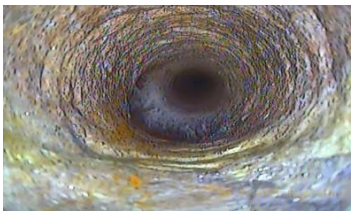
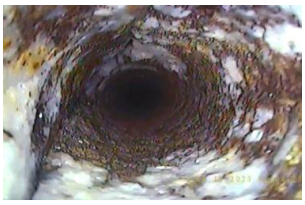
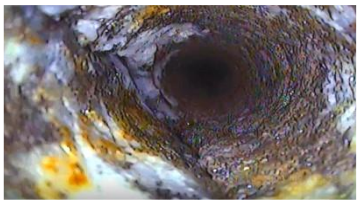
Figura 61. Análise das filmagens na LI1_N3.1_GT_LD

FURO	PRÉ DETONAÇÃO	PÓS DETONAÇÃO	COMENTÁRIOS
1 Comprimento Total = 4 m			Abertura de descontinuidade em até 0.5 m
2 Comprimento Total = 3.7 m			Expansão de fraturas em até 0.7 m
3 Comprimento Total = 4 m			Fraturamento em até 0.8 m

Fonte: Elaboração própria.

A Figura 62 ilustra a análise realizada para a filmagem na LI2_N2.2_AC4E. Constatam-se pontos de abertura de descontinuidade em 0.7 m e 0.5 m, bem como fraturamento nos trechos iniciais do furo (até 0.5 m). Nessa análise, a média para EDZ seria de 0.6 m.

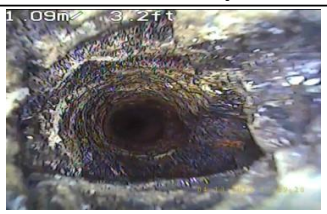
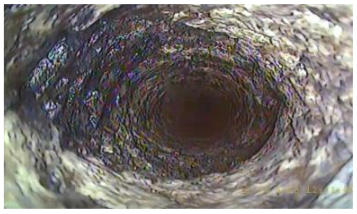
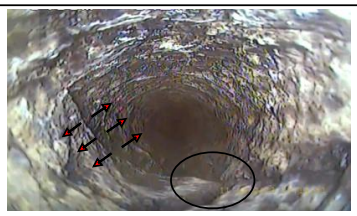
Figura 62. Análise das filmagens na LI2_N2.2_AC4E

FURO	PRÉ DETONAÇÃO	PÓS DETONAÇÃO	COMENTÁRIOS
1 Comprimento Total = 2 m			Pequeno fraturamento em até 0.5 m
2 Comprimento Total = 1.8 m			Expansão de descontinuidade em até 0.7 m
3 Comprimento Total = 1.9 m			Abertura de descontinuidade em até 0.5 m

Fonte: Elaboração própria.

A Figura 63 ilustra a análise realizada para a filmagem LI2_N2.2_GT_LD. Observa-se intenso fraturamento e uma expansão nítida de uma descontinuidade em 1.1 m de profundidade do furo. Nessa análise, a média para EDZ seria de 1.1 m.

Figura 63. Análise das filmagens na LI2_N2.2_GT

FURO	PRÉ DETONAÇÃO	PÓS DETONAÇÃO	COMENTÁRIOS
1 Comprimento Total = 1.7 m			Expansão de descontinuidades em até 1.1 m
2 Comprimento Total = 1.8 m			Expansão de descontinuidade em até 1 m
3 Comprimento Total = 1.8 m			Abertura de descontinuidade em até 1.1 m

Fonte: Elaboração própria.

O monitoramento na mina Arex indicou um processo de fraturamento mais nítido nos primeiros 60 cm do furo. Já na mina Link, observou-se a expansão de descontinuidades pré-existentes em até 1.1 m do furo.

Vale destacar que esse método, apesar de fornecer imagens diretas do interior do maciço, possui certo grau de subjetividade por quem as analisa. Tendo em vista essas limitações para mensurar a zona de dano, adotou-se o valor conservador (mais crítico) de 1.1 m, oriundo das análises na LI2_N2.2_GT, como parâmetro de Zona de Dano ao longo deste trabalho.

5.3 Análise cinemática por cunhas tetraédricas

As análises cinemáticas de cunhas foram conduzidas utilizando o *software* Unwedge®, desenvolvido pela Rocscience para aplicação em atividades de mineração subterrânea em rocha dura. Esse programa emprega a teoria dos blocos-chave proposta por Goodman e Shi (1985), juntamente com o método de equilíbrio limite, visando estimar o fator de segurança das cunhas. Esse cálculo leva em consideração basicamente: as resistências ao cisalhamento das descontinuidades, parâmetros de suporte aplicado e configuração e orientação da escavação. Adicionalmente, o *software* realiza uma análise combinatória de todas as descontinuidades

identificadas na área específica da escavação e determina as dimensões máximas das cunhas que podem ser formadas.

As análises cinemáticas foram realizadas para escavações em geometria padrão de túnel bem como intersecções de três e quatro vias.

Para a aplicação desse método, considerou-se os seguintes parâmetros, discutidos individualmente na sequência: Formato e orientação das galerias; Orientação das descontinuidades; Coesão e Ângulo de atrito das descontinuidades; Propriedades físicas dos elementos de contenção e malha de contenção.

5.3.1 Geometria/ orientação das escavações

Como seção padrão para galerias, foram adotadas as dimensões de projeto com altura de 5.5 m e largura de 5 m. Além da seção padrão, a análise considerou cenários com *overbreak.* Trata-se de um índice em porcentagem para medir o quanto a galeria executada extrapolou a geometria da escavação planejada. Dessa forma, espera-se obter resultados mais realísticos, prezando por maior certeza na análise.

A Tabela 6 mostra os valores de *overbreak* praticados nas galerias da mina Aripuanã desde julho de 2022 até outubro de 2023:

Tabela 6. Valores de *overbreak* praticados nas galerias

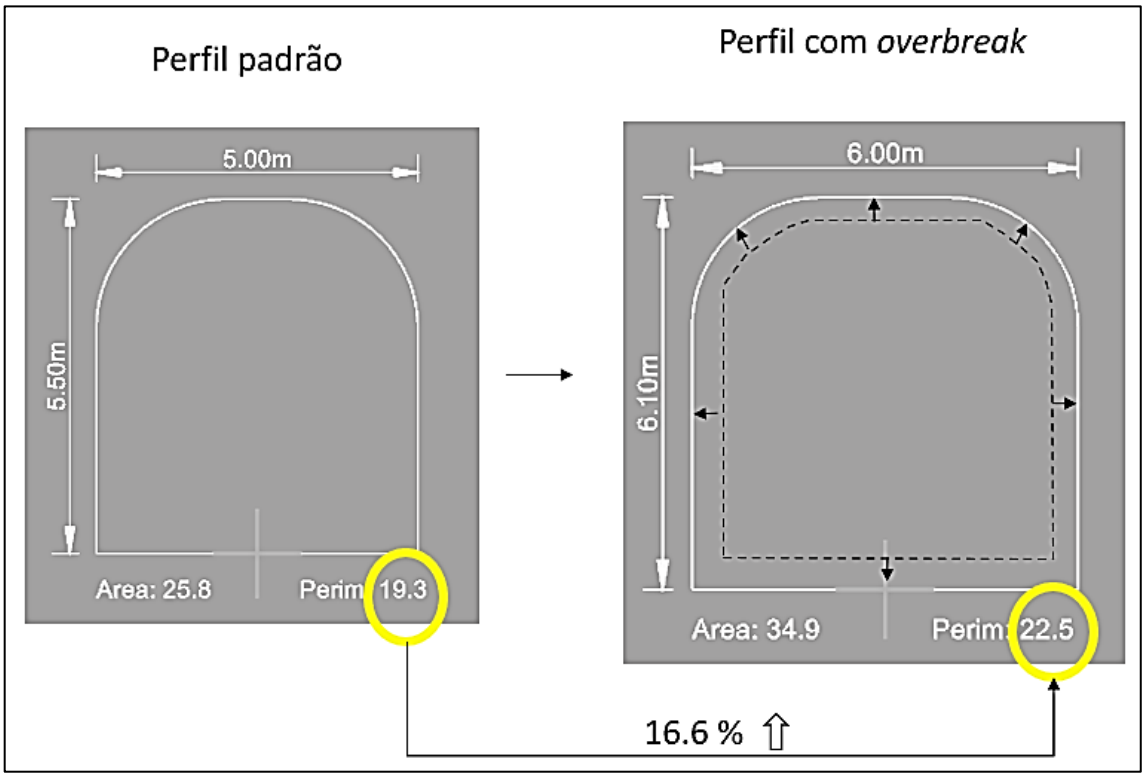
Mês/ano	***Overbreak* (%)**
jul/22	27.0%
ago/22	17.3%
set/22	17.7%
out/22	26.7%
nov/22	18.9%
dez/22	14.2%
jan/23	17.1%
fev/23	14.4%
mar/23	14.9%
abr/23	11.6%
mai/23	13.2%

Mês/ano	*Overbreak* (%)
jun/23	16.4%
jul/23	14.4%
ago/23	11.8%
set/23	14.3%
out/23	15.7%

Fonte: Elaboração própria.

Considerou-se a média dos valores da Tabela 6, correspondente a 16.6%, como valor representativo de *overbreak*. Assim, aplicou-se esse fator na seção padrão de 5.5 x 5 m, resultando em uma galeria de 6.1 x 6 m. Para esse cálculo, multiplicou-se o perímetro da seção padrão pelo valor médio de *overbreak*, de modo a distribuir esse valor uniformemente nos contornos da galeria.

Figura 64. Desenho esquemático de perfil padrão de galeria e método para aplicar o *overbreak*



Fonte: Elaboração própria.

Para todas as seções simuladas, foram também consideradas variações em direção de avanço (*strike*) de 0º a 360º em intervalos de 10º.

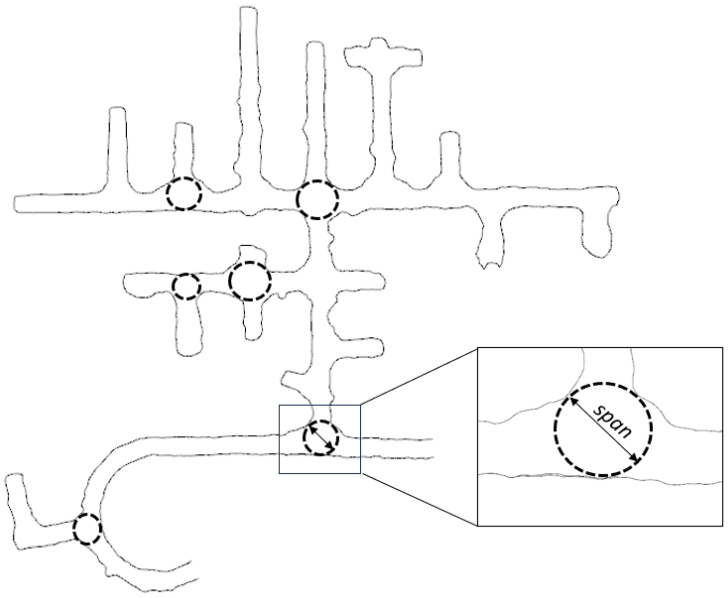
Para intersecções, considerou-se encontro de três vias com formato “T” e “Y” bem como de quatro vias no formato “+”, como ilustra a Figura 65.

Figura 65. Representação das intersecções para análise cinemática no *Unwedge*

Fonte: Elaboração própria.

Com o intuito de avaliar valores representativos para *span* das intersecções, mediu-se com o auxílio de ferramentas do *software* DESWIK todos os *span*s das intersecções realizadas na mina Aripuanã (Figura 66) até outubro de 2023. A medição considerou o diâmetro do círculo máximo que tangencia os limites da intersecção (Figura 66).

Figura 66. Medição de span de intersecções (vista de topo)

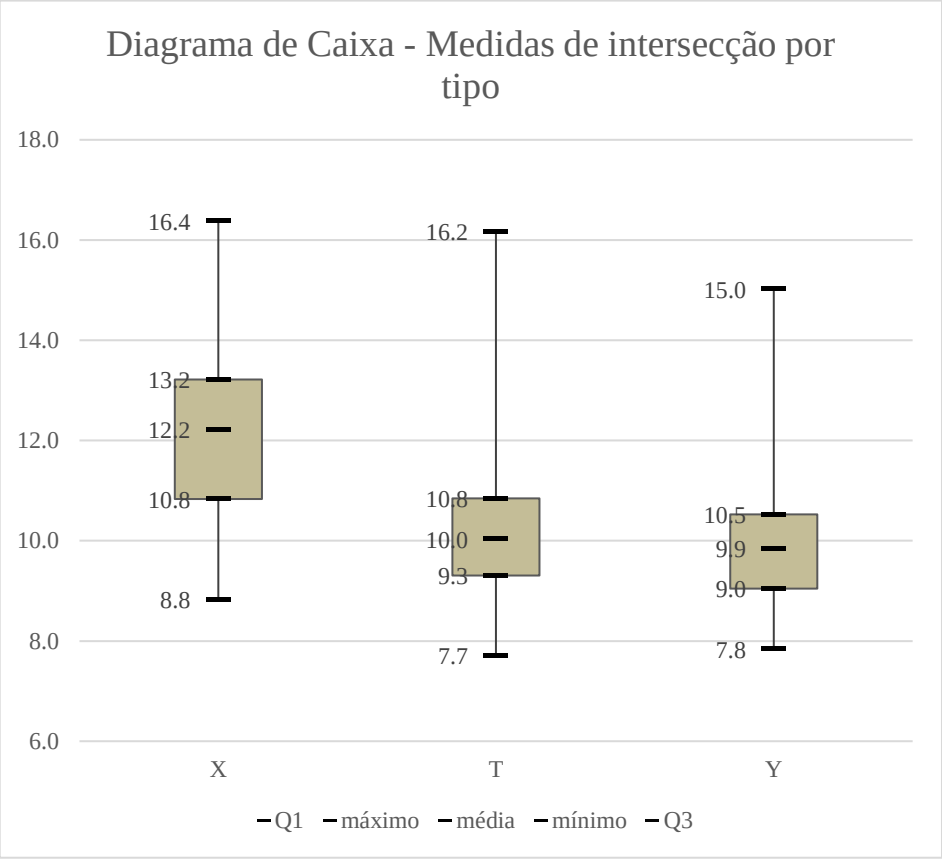


Fonte: Elaboração própria.

Os resultados estão representados no gráfico *boxplot* ou diagrama de caixa (Figura 67), que fornece uma visão resumida da distribuição estatística das medidas realizadas. Ele está composto por um retângulo (caixa) que representa a *interquartil range* (IQR) do conjunto de dados correspondendo ao primeiro quartil ou Q1 (25% das medidas estão abaixo desse valor), média e terceiro quartil ou Q3 (25% das medidas estão acida desse valor). Adicionalmente, existem os *whiskers* que se estendem para fora da caixa, indicando a dispersão com os valores máximos e mínimos.

As intersecções de quatro vias em "+" obtiveram média de 12.2 m de *span* com Q1 de 10.8 m e Q3 de 13.2 m. As em "T" obtiveram média de 10 m de *span* com Q1 de 9.3 m e Q3 de 10.8 m. As em "Y" obtiveram média de 9.9 m de *span* com Q1 de 9 m e Q3 de 10.5 m.

Figura 67. Gráfico *boxplot* mostrando distribuição das medidas de *span*



Fonte: Elaboração própria.

Com base nos valores do *boxplot*, considerou-se na análise de intersecções os valores médios de 10 m para intersecções de três vias e 12.2 m para intersecções de quatro vias. Com o objetivo

de gerar cenários com valores maiores de *spans*, incluiu-se cenários com valores de Q3 de 10.8 (três vias) e 13.2 (quatro vias).

5.3.2 Orientação das descontinuidades

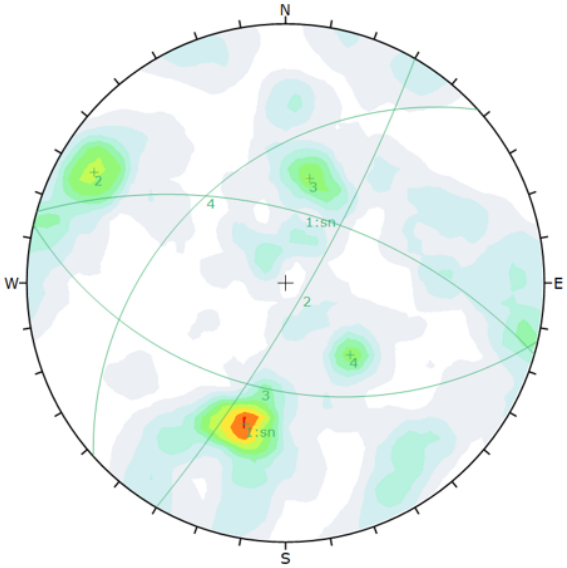
Em Aripuanã são encontradas três famílias de descontinuidades principais em toda a extensão da mina em espaçamento de milimétrico a métrico, sendo a Foliação (S1) e duas famílias de Fratura (F1 e F2). Além dessas, por vezes ocorre uma família de fratura aleatória (F3), contribuindo para um nível de fraturamento considerável. Essas estruturas determinam o comportamento mecânico do maciço rochoso e controlam a discretização de blocos.

As orientações utilizadas nos estudos foram estimadas a partir do banco de dados de levantamentos estruturais para as minas Arex e Link, conforme ilustrado na seção 4.3. Esse banco contém atualmente 240 medidas de mergulho e direção de mergulho (atitude da descontinuidade).

Para identificar os padrões estruturais e encontrar um valor representativo de atitude para cada descontinuidade, utilizou-se um estereograma no *software* DIPS da empresa Rocscience (Figura 68). Trata-se de uma projeção estereográfica para representar os planos no espaço em que as atitudes formam polos. As cores mais quentes no estereograma indicam maior concentração de dados.

Como resultado, o estereograma apontou as seguintes medidas representativas de mergulho e direção de mergulho em graus: 59/16, 81/120, 45/193 e 41/318 para S1, F1, F2 e F3, respectivamente.

Figura 68. Estereograma representando o padrão estrutural dos corpos em Aripuanã



COR	CONCENTRAÇÃO
	0.00 - 0.60 0.60 - 1.20 1.20 - 1.80 1.80 - 2.40 2.40 - 3.00 3.00 - 3.60 3.60 - 4.20 4.20 - 4.80 4.80 - 5.40 5.40 - 6.00

ID	MERGULHO (°)	DIREÇÃO DO MERGULHO (°)	DESCONTINUIDADE
1	59	16	FOLIAÇÃO (S1)
2	81	120	FRATURA (F1)
3	45	193	FRATURA (F2)
4	41	318	FRATURA (F3)

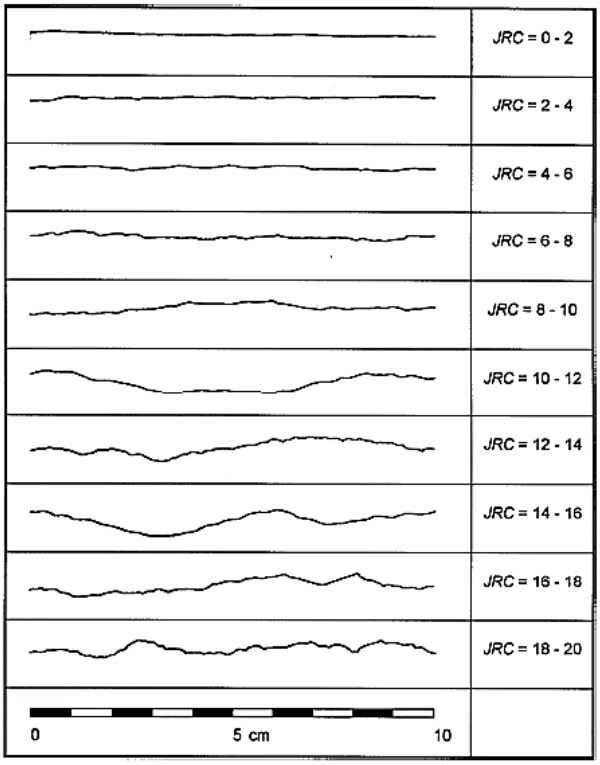
Fonte: Elaboração própria.

5.3.3 Parametrização das descontinuidades

O critério de ruptura de Barton-Bandis, utilizado nessa análise, requer os seguintes parâmetros para as descontinuidades: JRC (componente de rugosidade da parede da descontinuidade), JCS (componente de resistência da parede da descontinuidade) e ϕ_r (ângulo de atrito residual).

Os valores de JRC foram estimados para cada estrutura com base no trabalho de Barton, Lien e Lunde (1974). Esses valores são definidos a partir da rugosidade das superfícies das descontinuidades de acordo com o ábaco apresentado na Figura 69**Erro! Fonte de referência não encontrada.**. Dessa forma, para S1 utilizou-se o valor de JRC de 2 e, para as Fraturas (F1, F2 e F3), considerou-se um JRC de 3 (mais rugosas).

Figura 69. Perfis de rugosidade e valores correspondentes de JRC



Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974)

Para o JCS, considerou-se o menor valor proposto por Barton, Lien e Lunde (1974), de 30 KPa para a litologia Xisto. A utilização de um valor inferior induz a um conservadorismo nos resultados da análise. No entanto, é importante ressaltar que a obtenção direta desse parâmetro pode ser realizada com a utilização do Martelo de Schmidt, que consiste em um instrumento utilizado para medir a dureza superficial de materiais, principalmente concreto e rochas. Ele foi desenvolvido pelo engenheiro suíço Ernst Schmidt.

Para o valor de ϕ_r, considerou-se uma aproximação com o valor do ângulo de atrito básico (ϕ_b). O valor utilizado foi baseado nos ensaios realizados por Machado (2018) no Laboratório de Tecnologia de Rochas (LTR), da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). A autora encontrou valores de ϕ_b utilizando a mesa de *Tilt*-Teste para várias litologias. Para as análises cinemáticas, adotou-se o valor médio de 26 graus para a litologia Xisto.

5.3.4 Parâmetros de suporte

Considerou-se dois cenários para reforço nas análises: tirantes resinados com diâmetro 19 mm e 22 mm (cenário atual). Para intersecções, considerou-se o acréscimo de cabeamento com 6 m de comprimento. O concreto projetado foi inserido nas análises de acordo com os padrões atuais.

Os parâmetros para tirantes estão dispostos na Tabela 7. Vale destacar que, considerando 2.3m do tirante no interior do maciço, descontando o valor de 1.1 m de Zona de Dano do maciço, utilizou-se um comprimento de ancoragem de 1.2 m.

Tabela 7. Propriedades consideradas para análise de contenção

Tipo/Características	Tirantes com diâmetro 19mm	Tirantes com diâmetro 22mm	Cabos
Comprimento (m)	2.3	2.3	6
Malha (m)	1.5 x 1.5 e 2 x 2	1.5 x 1.5	2 x 2
Resistencia a Tração da Barra (t)	18.9	25	25
Resistencia da chapa metálica (t)	7	7	-
Resistencia de aderência do conjunto (t/m)	18.9	20.2	15
Comprimento de ancoragem (m)	1.2	1.2	6
Resistencia ao cisalhamento (t)	9	16	11

Fonte: Elaboração própria.

5.3.5 Malha de contenção

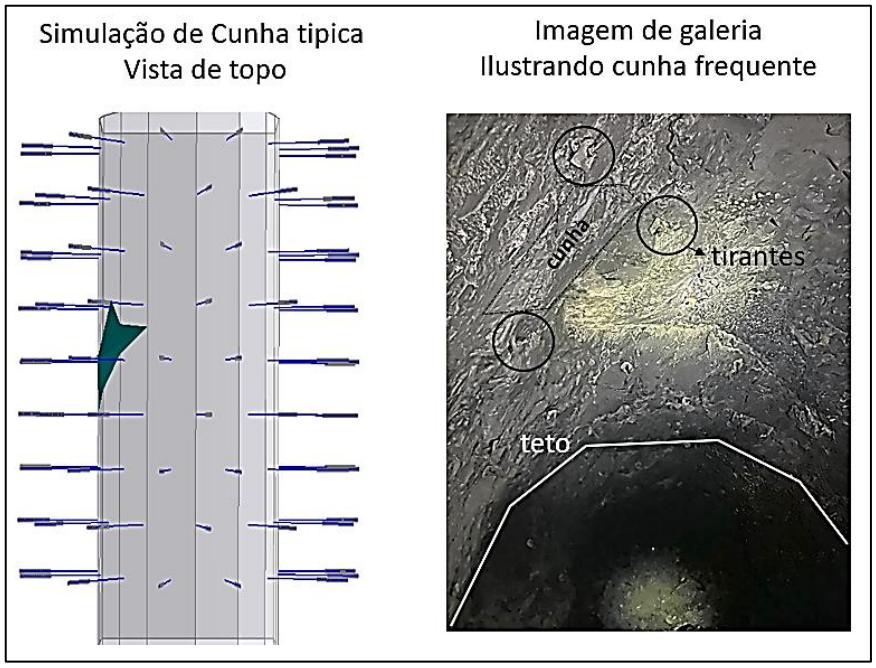
Considerou-se uma malha de 1.5 m no padrão “pé de galinha” com o atirantamento iniciando a 1.5 m do piso, configurando linhas com 7 e 8 unidades de tirantes.

Objetivando analisar casos de desvios operacionais, foram contemplados cenários variando a malha de 1.5 a 2 m de espaçamento com intuito de apresentar a influência de inconsistências operacionais nos resultados.

5.3.6 Cunhas típicas

Observou-se que as cunhas tetraédricas formadas com maior criticidade estão nas direções de túnel com azimute nas proximidades de 50 e 230 graus. Uma cunha com alta frequência ilustrada na Figura 70 condiz com situações frequentes observadas na mina, ocorrendo entre a malha de tirantes, reforçando a importância do suporte de superfície (concreto projetado) na retenção desses blocos.

Figura 70. Cunha típica entre malha de tirantes



Fonte: Elaboração própria.

5.3.7 Resultados para galerias

A Tabela 8 mostra os cinco cenários avaliados bem como os menores FS associados, variando as dimensões da galeria, malha e diâmetro dos tirantes. O cenário com tirantes de 22 mm (atual) foi utilizado com intuito de analisar a influência da redução do diâmetro dos tirantes no FS em condições padrões de malha e dimensões de galeria.

Tabela 8. Cenários utilizados para análise em galerias

Cenário	Galeria (m)	Malha (m)	Diâmetro de Tirante (mm)	Menor FS
1	5x5.5	1.5	19	1.6
2	5x5.5	2	19	1.3

Cenário	Galeria (m)	Malha (m)	Diâmetro de Tirante (mm)	Menor FS
3	6.1x6	1.5	19	1.5
4	6.1x6	2	19	1.2
5	5x5.5	1.5	22	1.8

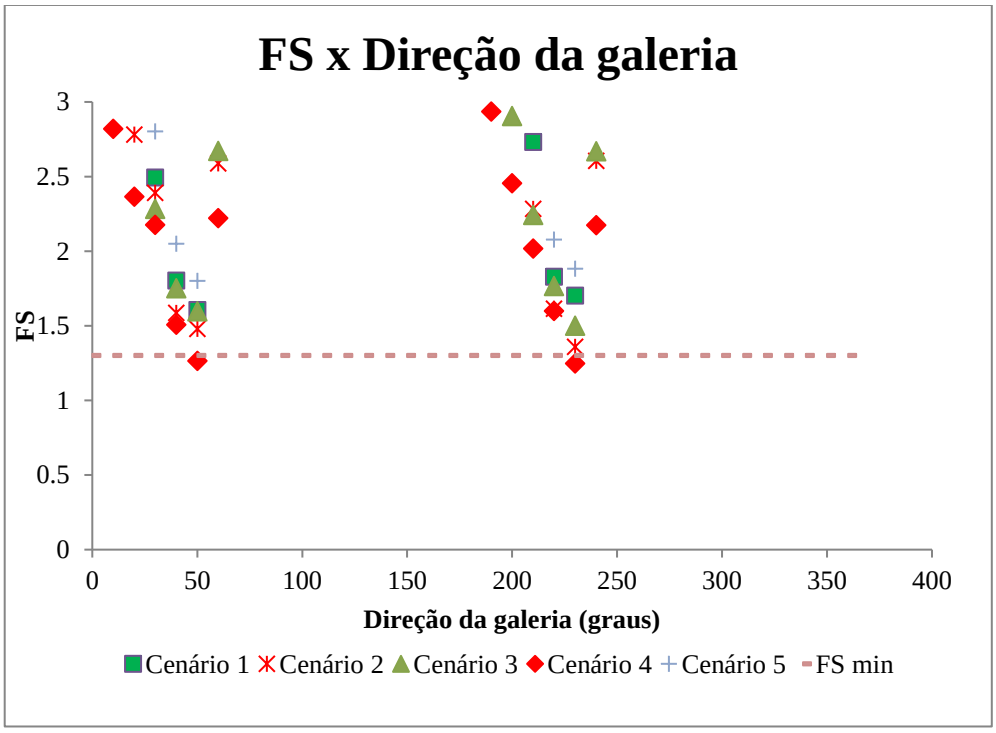
Fonte: Elaboração própria.

Considerando as direções de maior criticidade, o gráfico da Figura 71 apresenta os resultados de FS para cada cenário avaliado. De acordo com o *Guía Corporativo de Mecánica de Rocas*, da Nexa Resources, o menor FS aceitável para uma escavação de desenvolvimento é 1.3. Assim, esse valor foi utilizado como referência nos resultados.

Considerando a redução no diâmetro dos tirantes, a análise aponta para uma redução no FS de 1.8 para 1.6 (no pior caso – direção de 50 graus), comparando o cenário 5 com o cenário 1.

Para os cenários com tirantes de 19 mm e *overbreak* na galeria (tamanho 6.1 x 6 m) o menor FS encontrado é 1.5. Considerando escavação sem *overbreak* e alteração na malha para 2 m, o menor FS encontrado chega a 1.3. Por fim, o pior cenário – malha de 2 m e galeria de 6.1 x 6 m – resulta em FS de 1.2.

Figura 71. Gráfico considerando FS x Direção do Túnel para os cenários avaliados em galerias



Fonte: Elaboração própria.

5.3.8 Resultados para intersecções

A Tabela 9 mostra os cenários analisados para intersecções bem como os menores FS associados. Assim como realizado para galerias, buscou-se avaliar variações nas dimensões da escavação bem como na malha de atirantamento. De acordo com as medidas apresentadas de vãos para intersecções, foram utilizados os valores conforme mostra o *boxplot* da Figura 72.

Assim como feito para galerias, os cenários 13, 14 e 15 servem de base para conhecer a influência da diminuição do diâmetro dos tirantes na estabilidade em condições padrões de tamanho e malha de contenção para cada um dos três tipos: 4 vias em "+"; 3 vias em "T" e 3 vias em "Y".

Tabela 9. Cenários utilizados para análise em intersecções

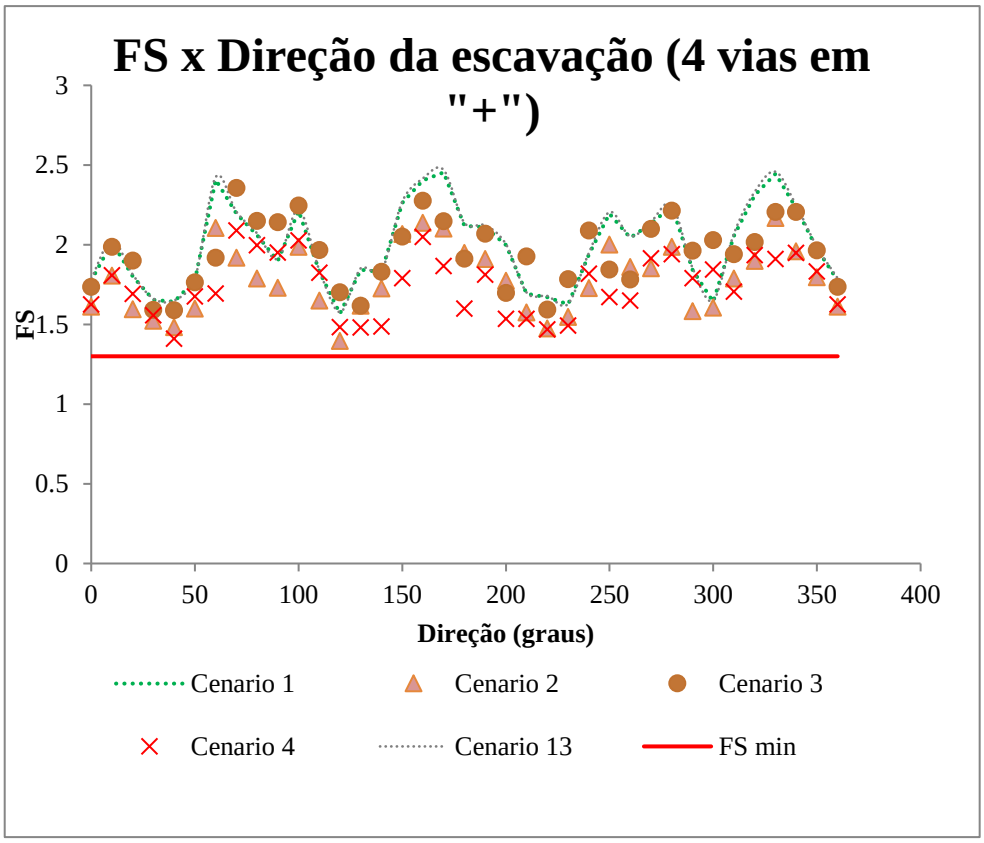
Cenário	Tipo	Vão (m)	Diâmetro de Tirante (mm)	Malha de tirantes (m)	Menor FS
1	4 vias em "+"	12.2	19	1.5 x 1.5	1.5
2	4 vias em "+"	12.2	19	2.0 x 2.0	1.4
3	4 vias em "+"	13.2	19	1.5 x 1.5	1.6
4	4 vias em "+"	13.2	19	2.0 x 2.0	1.4
5	3 vias em "T"	10	19	1.5 x 1.5	2.1
6	3 vias em "T"	10	19	2.0 x 2.0	1.7
7	3 vias em "T"	10.8	19	1.5 x 1.5	1.9
8	3 vias em "T"	10.8	19	2.0 x 2.0	1.7
9	3 vias em "Y"	9.9	19	1.5 x 1.5	1.9
10	3 vias em "Y"	9.9	19	2.0 x 2.0	1.8
11	3 vias em "Y"	10.5	19	1.5 x 1.5	1.6
12	3 vias em "Y"	10.5	19	2.0 x 2.0	1.4
13	4 vias em "+"	12.2	22	1.5 x 1.5	1.5
14	3 vias em "T"	10	22	1.5 x 1.5	2.1
15	3 vias em "Y"	9.9	22	1.5 x 1.5	1.9

Fonte: Elaboração própria.

Os resultados foram divididos pelo tipo de intersecção. De formar similar a análise para galerias, utilizou-se o FS de 1.3 como valor mínimo aceitável, seguindo recomendações do *Guía Corporativo de Mecánica de Rochas*, da Nexa Resources.

Os resultados para intersecções de quatro vias em “+” estão dispostos na Figura 72. A redução no diâmetro dos tirantes provocou um decréscimo insignificante nos resultados, comparando-se os Cenários 1 e 13.

Figura 72. Resultados para intersecções de 4 vias em “+”



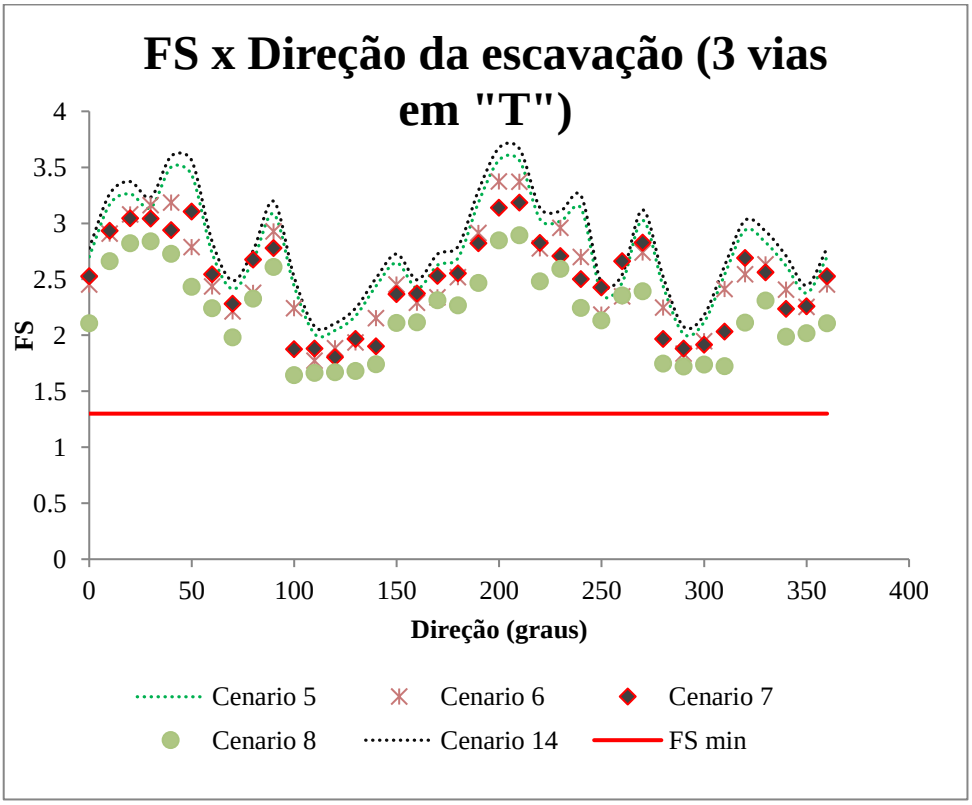
Fonte: Elaboração própria.

O aumento no tamanho da malha provocou diminuição no FS tanto para escavações com 12.2 m quanto para 13.2 m. No primeiro caso, comparando os cenários 1 e 2, o FS decresce de 1.6 para 1.4, na direção crítica de 120 graus. Da mesma forma, comparando os cenários 3 e 4, ocorre uma redução no FS de 1.6 para 1.4 na direção crítica de 40 graus.

O aumento no tamanho da escavação também significou ligeira redução do FS de 1.7 para 1.6 em 40 graus, comparando os cenários 1 e 3.

Os resultados para intersecções de três vias em “T” estão dispostos na Figura 73. A redução no diâmetro dos tirantes provocou um decréscimo do FS de 2.1 para 2 na direção crítica de 110 graus.

Figura 73. Resultados para intersecções de 3 vias em "T"



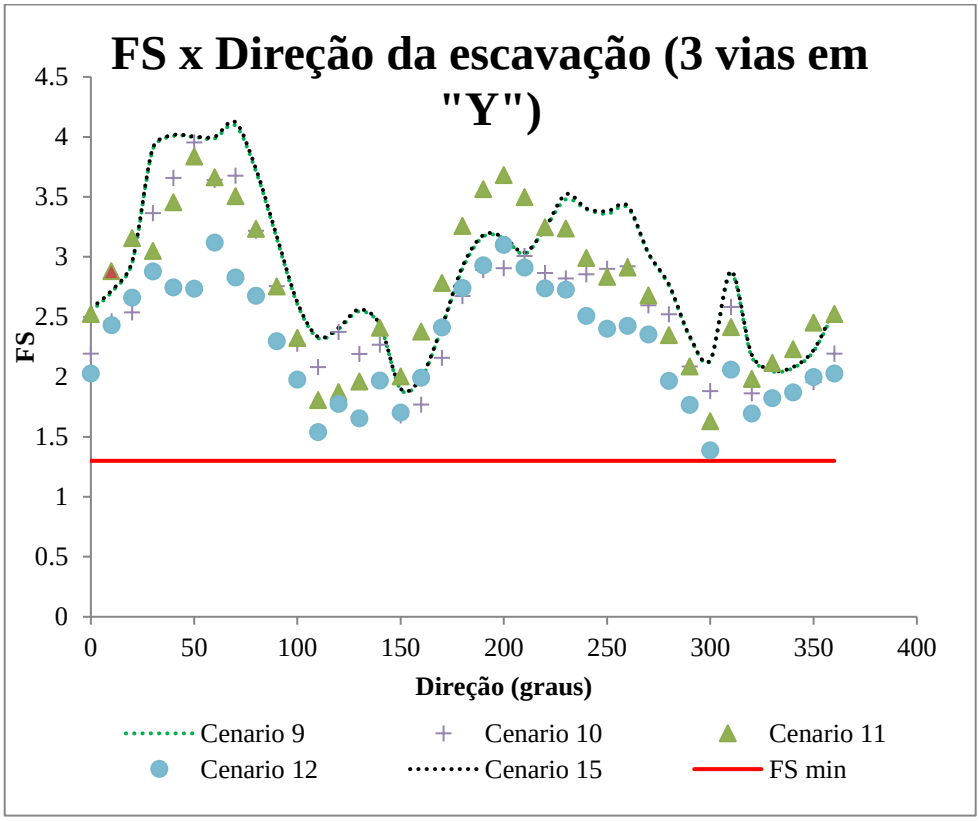
Fonte: Elaboração própria.

O aumento no tamanho da malha provocou diminuição no FS tanto para escavações com 10 m tanto para 10.8 m. No primeiro caso, comparando os cenários 5 e 6, o FS decresce de 2.1 para 1.9, na direção crítica de 110 graus. Da mesma forma, comparando os cenários 7 e 8, ocorre uma redução no FS de 1.9 para 1.6 na direção crítica de 40 graus.

O aumento no tamanho da escavação também influenciou na diminuição do FS de 2.1 para 1.8 em 120 graus, comparando os cenários 5 e 7.

Os resultados para intersecções de três vias em "Y" estão dispostos na Figura 74. A redução no diâmetro dos tirantes provocou um decréscimo insignificante no FS como mostra os cenários 9 e 15.

Figura 74. Resultados para intersecções de três vias em "Y"



Fonte: Elaboração própria.

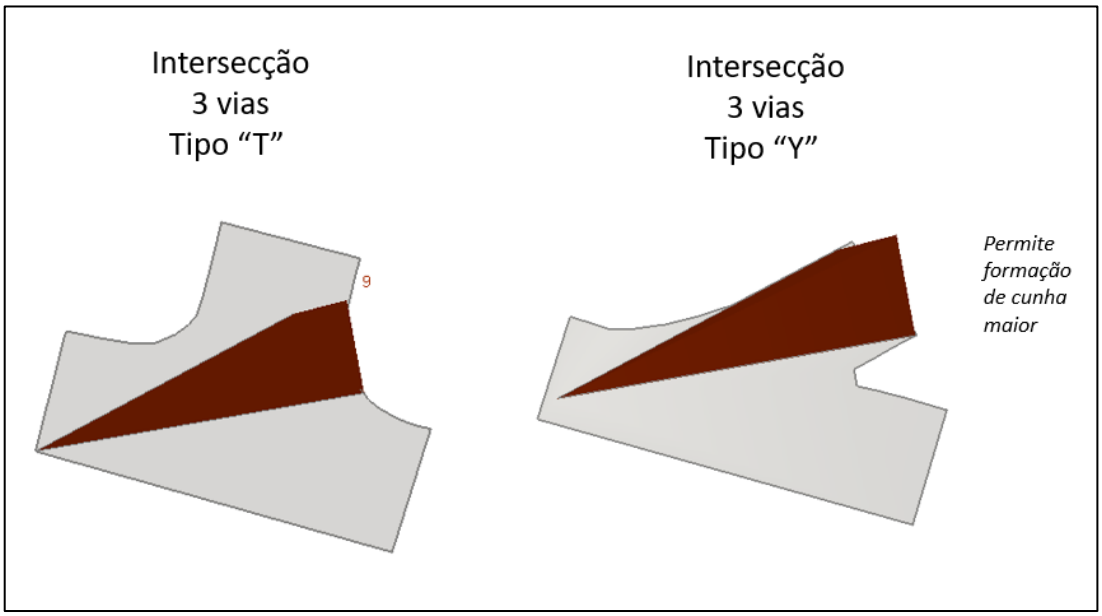
O aumento no tamanho da malha provocou diminuição no FS tanto para escavações com 9.9 m tanto para 10.5 m. No primeiro caso, comparando os cenários 9 e 10, o FS decresce de 1.9 para 1.7, na direção crítica de 150 graus. Da mesma forma, comparando os cenários 11 e 12, ocorre uma redução no FS de 1.6 para 1.4 na direção crítica de 300 graus.

O aumento no tamanho da escavação também influenciou na diminuição do FS de 2.1 para 1.6 em 300 graus, comparando os cenários 9 e 11.

Os cenários com intersecções de quatro vias em "+" bem como três vias em "Y" apresentaram os menores Fatores de Segurança chegando a 1.4 no mínimo.

Percebe-se uma influência na geometria dos encontros de 3 vias nos resultados. Intersecções em "Y", apesar de ter menor *span*, apresentaram FS menor se comparadas as formas em "T". Esse fato pode ser explicado pela geometria em Y permitir a formação de cunhas maiores em determinada direção como mostra a Figura 75.

Figura 75. Formação de cunha em determinada direção para intersecção em "Y" no *Unwedge*



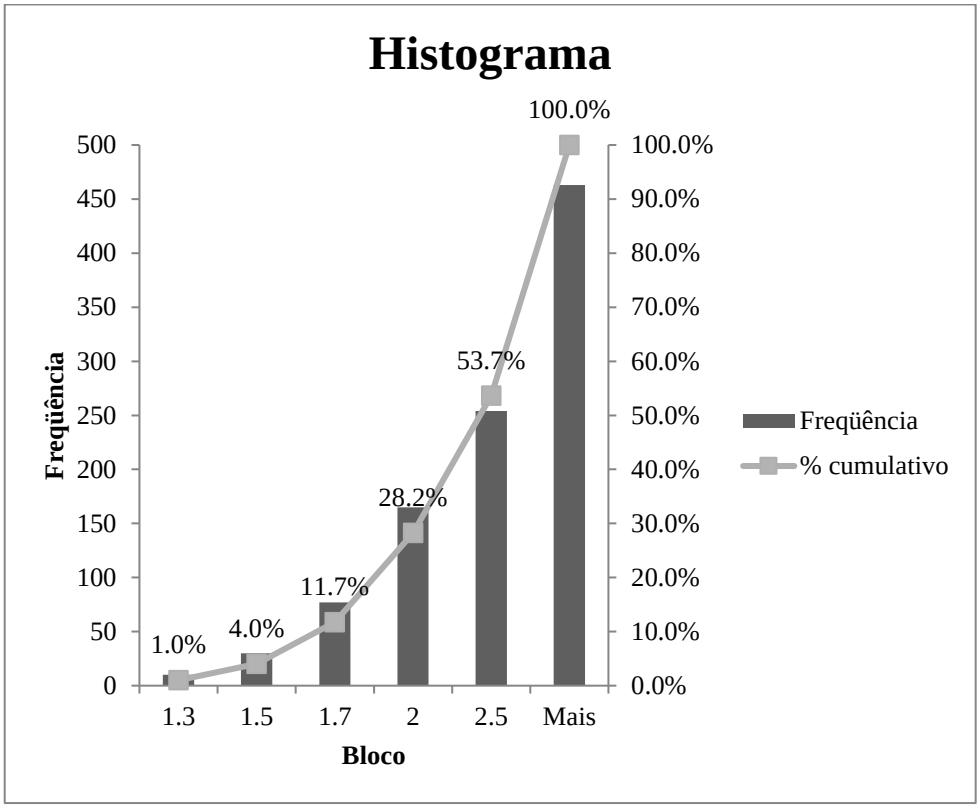
Fonte: Elaboração própria.

5.3.9 Estatística dos dados

Para as análises cinemáticas envolvendo galerias e intersecções, foram gerados 999 cenários. Os casos contemplam todas as direções possíveis de desenvolvimento de galerias e intersecções, bem como variações no tamanho da escavação e malha. A Figura 76 mostra um histograma com todos os FS resultantes.

De acordo com as porcentagens cumulativas apresentadas, somente 1% dos casos estariam com FS abaixo de 1.3, considerado como mínimo aceitável.

Figura 76. Histograma de FS para todos os cenários gerados pela análise cinemática



Fonte: Elaboração própria.

5.6 Análise por Lang e Bischoff (1982)

5.6.1 Método

Como descrito na Seção 3.3.2, considerou-se as seguintes variáveis nessa análise para obter T (tensão de carregamento de um tirante).

- A = área do teto sobrejacente a um tirante
- P = Perímetro da área de influência de um tirante
- R = A/P
- φ = Ângulo de Atrito Interno do maciço rochoso
- K = Razão entre tensão horizontal e vertical
- B = Largura da escavação

- l = Tamanho do tirante
- S = Espaçamento dos tirantes
- C = Coesão do maciço
- α = Fator do *standup time*
- γ = Densidade
- D = Zona de dano

Considerou-se os mesmos parâmetros de maciço rochoso e tirantes utilizados nas análises cinemáticas por cunhas tetraédricas. Além desses, levou-se em conta parâmetros obtidos com os testes de tração nos tirantes, bem como a estimativa da zona de dano obtida com a filmagem dos furos.

5.6.2 Resultados

Diferente da análise cinemática, ressalta-se que essa metodologia desconsidera efeitos do concreto projetado. Assim, buscando gerar cenários com FS aceitáveis, foram simulados casos com malhas inferiores a 1.5 também.

Com o objetivo de avaliar a sensibilidade da análise perante a alterações na malha, foram gerados cenários variando a malha de 1.2 a 2 m. Assim, para cada espaçamento, obteve-se um FS, dividindo a capacidade do tirante de 19 mm (18.9 t) pela solicitação (T) em cada caso.

Além disso, similarmente à análise cinemática por cunhas, gerou-se cenários com tirantes de diâmetro de 22 mm.

Tabela 10. Parâmetros utilizados na análise e resultados

Parâmetros	**Malha**								
s (m)	**1.2**	**1.3**	**1.4**	**1.5**	**1.6**	**1.7**	**1.8**	**1.9**	**2.0**
A	1.4	1.7	2.0	2.3	2.6	2.9	3.2	3.6	4.0
P	4.8	5.2	5.6	6.0	6.4	6.8	7.2	7.6	8.0
R	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5
φ	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0

Parâmetros	Malha								
k	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
B	5.6	5.6	5.7	5.7	5.8	5.8	5.9	5.9	6.0
l	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
c	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
α	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
γ	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
D	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Tangente (φ)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Solicitação (t)	6.3	7.9	9.8	11.9	14.3	17.0	19.9	23.1	26.7
Resistencia 19 mm(t)	18.9	18.9	18.9	18.9	18.9	19.9	18.9	18.9	18.9
Resistencia 22 mm(t)	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
FS - Tirante de 19 mm	**3.0**	**2.4**	**1.9**	**1.6**	**1.3**	**1.2**	**0.9**	**0.8**	**0.7**
FS - Tirante de 22 mm	**4.0**	**3.1**	**2.5**	**2.1**	**1.7**	**1.5**	**1.3**	**1.1**	**0.9**

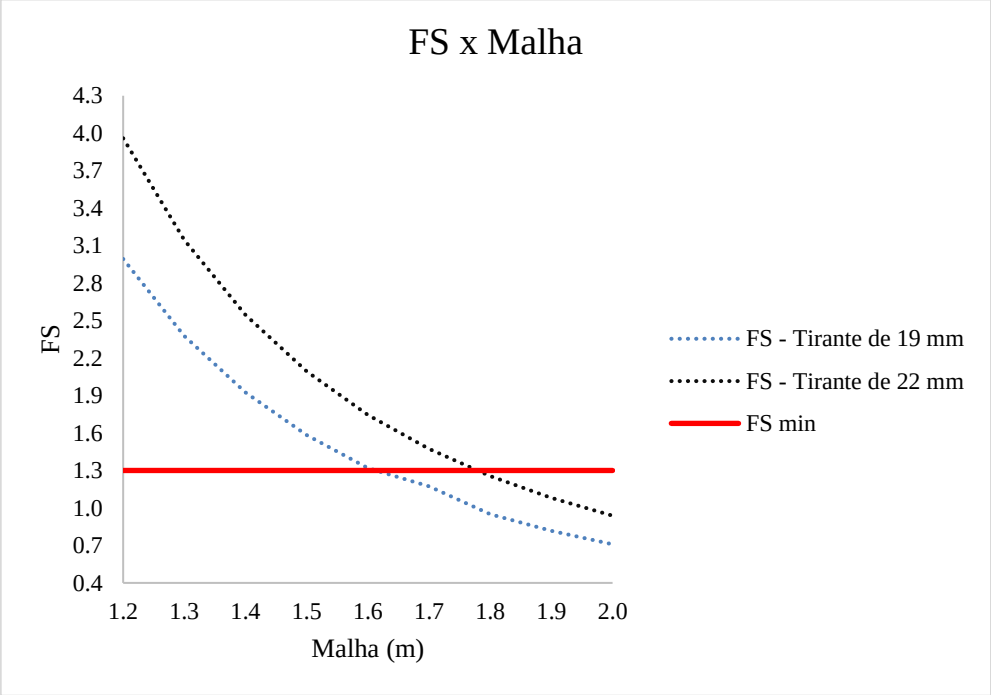
Fonte: Elaboração própria.

O gráfico da Figura 77 ilustra a influência na malha (s) no FS para cenários com tirantes de 19 mm e 22 mm.

Como esperado, os resultados apontam para menores FS para tirantes com menor diâmetro. Quanto menor a malha, maior a diferença no FS: na malha de 1.2 m, a diferença é de 1 que reduz para 0.2 na malha de 2 m. Na malha padrão de 1.5 m, o FS diminui de 2.1 para 1.6.

Considerando um FS mínimo aceitável de 1.3, as análises com tirantes de 19 mm apontam condição de estabilidade para a malha de 1.5 m. No entanto, em caso de inconsistências na malha (acima de 1.6), os resultados são desfavoráveis.

Figura 77. Gráfico FS x Malha para tirantes de 19 e 22 mm



Fonte: Elaboração própria.

Ressalta-se que, para essa metodologia, não se considerou variações no tamanho da escavação, uma vez que o parâmetro “B” (largura da escavação) ficou associado a “l” (tamanho do tirante) pela Equação Y.

$$l = B^{2/3} \quad (19)$$

5.7 Análise cinemática para intersecções pela metodologia de *dead weight* de Pakalnis (2008)

5.7.1 Método

As análises foram conduzidas utilizando o *software* Ground Support Factor of Safety Calculator, desenvolvido pela National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH), dos EUA. Esse programa realiza um dimensionamento de reforço para intersecções. O cálculo leva em consideração basicamente o carregamento do “peso morto” e as forças resistivas aplicadas pelo reforço seja com tirantes ou com cabos.

Diferente do Unwedge, empregado nas análises por cunhas tetraédricas, ressalta-se que o *software* não considera os efeitos de suporte de superfície, bem como características intrínsecas

do maciço rochoso. Essa metodologia foi desenvolvida somente para rochas duras e muito fraturadas em ambientes de baixa a média profundidade, características que se enquadram nas condições da mina de Aripuanã.

As análises foram realizadas simulando cenários para intersecções com base nas suas dimensões já avaliadas na seção 5.3.1 desse trabalho. Assim, as intersecções tiveram *span* mínimo de 9 m (Q1 para intersecções em "Y") a 13.2 (Q3 para intersecções de 4 vias em "+").

Para aplicação desse método, considerou-se os parâmetros para contenções semelhantes aos utilizados na análise por cunhas tetraédricas, dispostos na Tabela 7 (Seção 5.3.4).

Os cenários avaliados estão dispostos na Tabela 11. Devido à ausência dos efeitos de suporte de superfície, buscou-se gerar casos com malhas inferiores a 1.5 de modo a obter alternativas com FS aceitáveis.

Tabela 11. Cenários avaliados na análise cinemática por *dead weight*

Cenário	Diâmetro do Tirante (mm)	Malha do Tirante (m)	Comprimento de cabo (m)	Malha de cabo (m)
1	22	1.5 x 1.5	6	2.0 x 2.0
2	19	1.5 x 1.5	6	2.0 x 2.0
3	19	1.2 x 1.2	6	2.0 x 2.0
4	19	1.8 x 1.8	6	2.0 x 2.0
5	19	2.0 x 2.0	6	2.0 x 2.0

Fonte: Elaboração própria.

5.7.2 Resultados

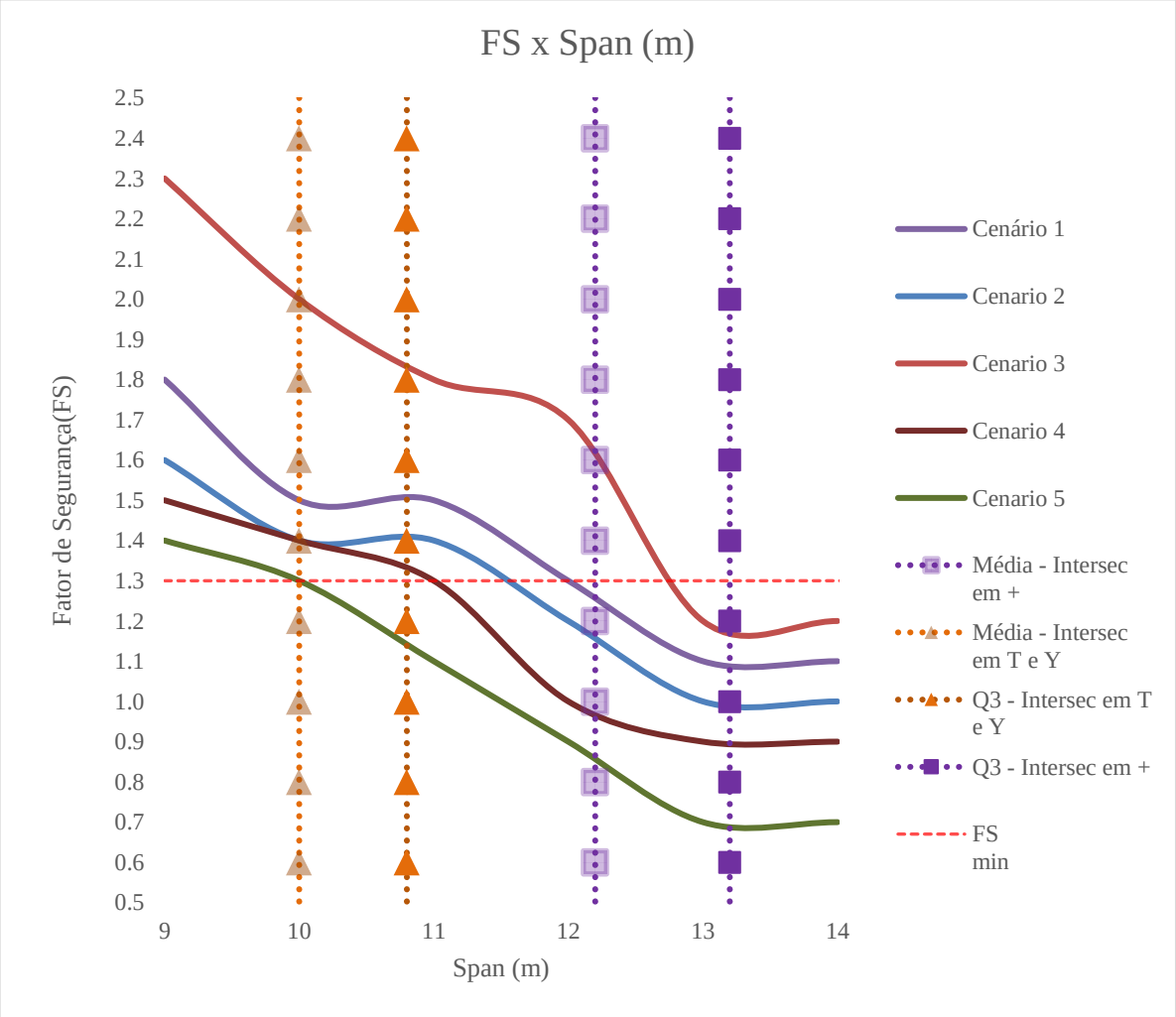
A Figura 78 mostra uma análise de sensibilidade do FS em função do *span* da intersecção, variando de 9 a 14m com base nos tamanhos praticados na mina Aripuanã.

A redução do diâmetro dos tirantes implicou uma ligeira diminuição no FS. Para tamanho médio em intersecções de 3 vias, o FS vai de 1.6 a 1.4. Já para encontros de quatro vias, o FS vai de 1.2 a 1.1.

O Cenário 2, contemplando tirantes de 19mm em malha padrão de 1.5, apresentam FS favoráveis (maior que 1.3) somente para intersecções de *span* menor que 11.5. Assim, intersecções de quatro vias ficam com FS desfavorável nesse modal de contenção.

Como esperado, observa-se um aumento no FS conforme diminuição da malha de tirantes. Contudo, mesmo tirantes em malha de 1.2 x 1.2 m (cenário 3) não apresentam FS favoráveis para intersecções de quatro vias com *span* de 13.2. Esse modal de contenção consegue reforçar com FS maior que 1.3 somente spans menores que 12.5 m.

Figura 78. Gráfico ilustrando resultados de FS para cenários de contenção em intersecções de acordo com o *span* (m) pela metodologia de *dead weight*



Fonte: Elaboração própria.

6 CONCLUSÕES

O trabalho reuniu informações importantes para avaliar a estabilidade das escavações perante a redução do diâmetro dos tirantes na mina de Aripuanã.

Os testes de arrancamento seguindo a metodologia SEPT para tirantes de diâmetro 19mm indicaram valores de 18.9 t/m para perfuração com diâmetro de 32mm e 16.9 t/m para diâmetro de 33 mm. Dessa forma, a perfuração com bit de 32mm se mostra mais favorável em termos de resistência e o valor de 18.9 t/m foi adotado nas análises subsequentes.

As filmagens de furos com microcâmera antes e após o desmonte permitiram estimar a zona de dano para o maciço rochoso. Observou-se alterações ao longo das paredes dos furos como expansão de descontinuidades pré-existentes bem como intensificação no fraturamento. Na mina Arex, essas perturbações foram constatadas nos primeiros 60 cm dos furos em média. Já na mina Link, especificamente na galeria LI2_N2.2_GT, observou-se uma abertura de descontinuidade pré-existente em 1.1 m de profundidade do furo. Tendo em vista as limitações desse método para essa estimativa, adotou-se o maior valor encontrado na mina Link como parâmetro para as análises apresentadas nesse trabalho. Dessa forma, as análises tendem a apresentar resultados mais conservadores, presando pela segurança das escavações.

As análises cinemáticas por cunhas tetraédricas para galerias indicaram uma redução no FS de 1.8 para 1.6 (direção mais crítica) com a redução do diâmetro dos tirantes proposta no trabalho, considerando dimensões de escavação e malha de tirantes sem anomalias operacionais.

Constatou-se depreciação no FS ao inserir overbreak na galeria e malhas mais espaçadas nas análises, considerando cenários com tirantes de 19 mm. O aumento nas dimensões da galeria reduziu o FS até 1.5 e o aumento na malha levou o FS a 1.3, mostrando um maior impacto. O cenário que contempla anomalias operacionais em ambos os parâmetros gera um FS de 1.2 nas direções de 50 e 230 graus. Tendo em vista que o menor FS aceitável é 1.3, galerias escavadas nessas direções devem ser inspecionadas frequentemente de modo a assegurar assertividade na malha e aderência ao projeto.

As análises cinemáticas para intersecções mostraram um decréscimo muito baixo nos FS com a redução no diâmetro dos tirantes. Intersecções em “T” tiveram FS diminuído de 2.1 para 2, já nos outros tipos essa redução foi praticamente nula. Esse fato pode ser explicado pela presença

dos cabos exercendo função de reforço principal para as cunhas maiores formadas nas intersecções.

As variações no tamanho das intersecções e malha dos tirantes impactaram o FS para intersecções. Para encontros de 4 vias, essas anomalias operacionais provocaram uma redução no FS de 1.6 para 1.4 (alteração na malha) e de 1.7 para 1.6 (alteração no span da intersecção). Para encontros de 3 vias, o aumento de malha e span corroboram para uma diminuição no FS mais acentuada para intersecção em "Y", chegando a 1.4 no mínimo.

Analisando os encontros de 3 vias, constatou-se que apesar das intersecções em "Y" terem menor span, elas apresentam FS menores que intersecções em "T" por permitir formação de cunhas maiores em determinadas direções.

As análises cinemáticas produziram 999 cenários com variações na direção do túnel, espaçamento de malha e dimensões da galeria. O histograma apresentado indica que apenas 1% dos casos estariam com FS abaixo de 1.3, considerado como mínimo aceitável. Portanto, as análises por cunhas tetraédricas mostram resultados favoráveis para a redução no diâmetro dos tirantes.

A metodologia proposta por Lang e Bischoff (1982) indicou uma depreciação no FS de 2.1 para 1.6 com a redução do diâmetro dos tirantes, considerando a malha padrão de 1.5 m. Caso o espaçamento dos tirantes seja superior a 1.6 m, os FS ficam abaixo do mínimo aceitável. Ressalta-se que, diferente das análises cinemáticas realizadas pelo software *Unwedge*, essa técnica não considera os efeitos do concreto projetado. Esse fato explica uma maior redução no FS ao reduzir a resistência a tração dos tirantes tendo em vista que eles representam a única contenção proposta. Além disso, a ausência do concreto projetado corroborou para menores FS encontrados na análise de Lang e Bischoff (1982) se comparada a análise por cunhas tetraédricas.

O método de *Dead Weigth* de Pakalnis (2008), utilizado para dimensionamento de reforço para intersecções, apontou para uma ligeira redução no FS ao reduzir a capacidade dos tirantes. Nos encontros de 3 vias o FS vai de 1.6 a 1.4 e para 4 vias o FS reduz de 1.2 a 1.1. Essa análise mostra, portanto, FS aceitáveis somente para intersecções de 3 vias com *span* menor que 11.5. A redução na malha de tirantes resultou em FS maiores. No entanto, mesmo com a menor malha proposta de 1.2 m, intersecções de 4 vias atingem o nível de segurança esperado com *span*

menor que 12.5 m. Vale lembrar que essa metodologia não considera concreto projetado e propõe o peso da maior cunha possível como solicitação para a intersecção. Isso deixa os resultados com FS menores, ou seja, conservadores.

Dentre os métodos utilizados, pode-se dizer que a análise cinemática por cunhas tetraédricas se mostra mais eficaz para o dimensionamento proposto na mina de Aripuanã tendo em vista que leva em consideração parâmetros locais do maciço rochoso e o único que considera o efeito do concreto projetado.

Como citado, os estudos de Lang e Bischoff (1982) foram realizados em contexto de minas de depósitos estratificados como em minas de Carvão, o que pode não condizer com a área de estudo desse trabalho. A técnica de Pakalnis (2008) não considera as descontinuidades do maciço local, propondo uma cunha máxima como esforço solicitante. De qualquer forma, mesmo com essas restrições, esses métodos contribuíram adicionalmente para mostrar o impacto de não considerar o concreto projetado como suporte e avaliar o efeito de tensões do maciço (parâmetro de Lang e Bischoff) nos resultados.

Apesar de não estar atrelado ao objetivo principal, o trabalho forneceu resultados interessantes relacionados ao uso do suporte de superfície junto aos tirantes de diâmetro reduzido. Mesmo com a ausência do concreto projetado, a análise de Lang e Bischoff (1982) apontou FS estável para condições padrão de malha e dimensões de galeria. A técnica de Pakalnis (2008) também indicou estabilidade para intersecções com *span* de até 11.5 m. No entanto, vale lembrar que essas duas técnicas citadas não conseguem identificar cunhas menores entre a malha de tirantes que são presentes no maciço rochoso em Aripuanã. Dessa forma, recomenda-se utilizar o suporte de superfície como forma de retenção para esses pequenos blocos.

Como principal trabalho futuro, deve-se analisar os efeitos de tensão e deformação no maciço rochoso com abertura de mais escavações e aprofundamento da mina. Essa análise pode ser realizada via modelos numéricos para auxiliar a estimar a zona de dano bem como os níveis de deformação em regiões mais profundas. Assim, pode-se atualizar o dimensionamento do atirantamento e suportes em geral de modo a prever gastos futuros.

Conclui-se que, com base nos métodos aplicados, a redução do diâmetro dos tirantes se mostra favorável do ponto de vista geotécnico considerando a maioria dos casos apresentados. Os cenários levando em conta desvios operacionais associados a malha de tirantes e dimensões da

escavação mostraram impacto depreciativo na estabilidade. Dessa forma, é importante estabelecer rotinas buscando fortificar o controle de qualidade desses parâmetros de modo a atingir os níveis de segurança exigidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, I.M. *Influência do Grau de Polimento da Superfície Rochosa para Determinação do Ângulo de Atrito Interno Básico*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Minas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

BADWEN, W.F., NANTEL, J., SPROTT, D. Pratical rock engineering in the optimasation of stope dimensions – Applications and cost effectiveness. *CIM Bulletin*, 82 (926), p.63-70, 1989.

BARTON, N.; BANDIS, S. Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. *In*: GOODMAN, R.E.; HEUZE, F.E. (ed.) *Proceedings of 23rd US Symposium of Rock Mechanics*. New York: Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, 1982. ch. 76. p 739–760.

BARTON, N.; BANDIS, S. Some effects of scale on the shear strength of joints. *Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, v. 17, i. 1, p. 69–73, 1980.

BARTON, N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, v. 10 n. 1/2, p. 1–54, 1977.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, vol. 6, p. 189–236, 1974.

BIENIAWSKI, Z.T. Rock mass classification in rock engineering. *In*: BIENIAWSKI, Z.T. (ed.). Exploration for rock engineering: proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, 1-5 November 1976. Cape Town: Balkema, 1976. v. 1. p. 97–106.

BIENIAWSKI, Z.T. The geomechanics classification in rock engineering application. *In*: INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. *4th International Congress of Rock Mechanics*. Boca Raton: CRC Press, 1989. v. 2. p. 41–48.

BRADY, B.H.; BROWN E.T. *Rock mechanics for underground mining*. 3rd ed. [*S. l.*]: Springer, 2004. 628p.

COTA, R.F. *Utilização de extensômetros e televisionamento de furos para estudo de estabilidade do hanging wall* – realce 10.2 Fonte Grande Sul, Mina Cuiabá – Sabará/MG. 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

DEERE, D. U. Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes, *Rock Mechanics and Engineering Geology*, v. 1, n. 1, p 17-22, 1964.

DINIS DA GAMA, C; TORRES, V.N. Prediction of EDZ (Excavation Damaged Zone) from Explosive Detonation in Underground Openings. *In*: ISRM INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK ENGINEERING FOR MOUNTAINOUS REGIONS—EUROCK 2002, Madeira, Portugal, November 2002. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2002.

EBERHARDT, E.; DIEDERICHS, M. *Technical Note 2012:39*: Review of engineering geology and rock engineering aspects of the construction of a KBS-3 repository at the Forsmark site initial review phase. Stockholm: Swedish Radiation Safety Authority, 2012.

GONTIJO, A. *et al.* Avaliação de transferência de carga em tirantes ancorados com resinas de poliéster. *In*: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS – SBMR 2018, 2018, Salvador, BA. *Anais eletrônicos* [...]. Salvador: CBMR/ABMS; ISRM, 2018.

GONTIJO, A. *et al.* Parâmetros relevantes e críticos que influenciam na performance do atirantamento com cartucho de resina de poliéster. *In*: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS – SBMR 2018, 2016, Belo Horizonte, MG. *Anais eletrônicos* [...]. Belo Horizonte: CBMR/ABMS; ISRM, 2016.

GOODMAN, R.; SHI, G. *Block theory and is application to rock engineering*. Prentice Hall, 1985.

HADJIGEORGIOU, J., CHARETTE, F. Rock Bolting for Underground Excavations, Chapter 63, In: HUSTRULID, William A.; BULLOCK, Richard L. *Underground mining methods*: engineering fundamentals and international case studies. Littleton/CA: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc (SME), 2001.

HOEK, E. *Practical Rock Engineering*. [North Vancouver]: [Evert Hoek Consulting Engineer Inc.], 2000. Disponível em: https://www.udocz.com/apuntes/416804/practical-rock-engineering-full-text-pdf. Acesso em: 25 jan. 2024.

HOEK, E.; CARANZA-TORRES, C.; CORCUM, B. *Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 edition*. In: Mining Innovation and Technology, Toronto, p. 267-273, 2002.

HOEK, E. Rock mass properties of underground mines. *In*: HUSTRULID, W.A.; BULLOCK, R.L. (ed.). *Underground Mining Methods*: Engineering Fundamentals and International Case Studies. Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME), 2001. p. 474–481.

HOEK, E. Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, v. 2, n. 2, p. 4–16, 1994.

HOEK, E.; WOOD, D.W.F. Rock support in underground mines. *Underground support systems*, Montreal, Canadian Inst. Min. Metall., v. 35, p. 1–6, 1987.

HOEK, E.; WOOD, D.W.F. Rock support in underground mines. Underground support systems, Montreal, *Canadian Inst. Min. Metall.*, v. 35, p. 1–6, 1987.

HUTCHINSON, D. J.; DIEDERICHS, M. S. *Cablebolting in underground mines*. Richmond, B.C.: BiTech, 1996.

LANG, T.A.; BISCHOFF, J.A. Stabilization of rock excavations using rock reinforcement. *In:* US ROCK MECHANICS SYMPOSIUM, 23., 1982, Berkeley, CA. *Proceedings* […]. Berkeley: ARMA: 1982. p. 935-944.

LI, C.C. Principles of rockbolting design. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 9, i. 3, p. 396–414, 2017. Disponível em:

https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1674775517300239. Acesso em: 25 jan. 2024.,

MARINOS, V.; MARINOS, P.; HOEK, E. The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 64, p. 55–65, 2005.

MARK, C.; COMPTON, C.; OYLER, D.; DOLINAR, D.R. Anchorage pull testing for fully grouted roof bolts. *In*: PENG, S.S. (ed.). *Proceedings of the 13th International Conference on Ground Control in Mining*. Morgantown, WV: West Virginia University, 2002.

MATHEWS, K. E., HOEK, E., WYLIE, D.C., STEWART, S.B.V. Prediction of stable excavation spans for mining at dephs below 1,000 m in hard rock mines. *Canmet Report DSS Serail No. OSQ80-00081*, 1981.

NOGUEIRA, C. L. *Notas de Aula da disciplina Mecânica das Rochas-Graduação em Engenharia de Minas*, Escola de Minas. Departamento de Engenharia de Minas, 2015.

OLIVEIRA, Michel Melo. *Proposição de metodologia para análise da diluição não planejada da Mina Cuiabá: modelagem numérica FEM-DEM e método do gráfico de estabilidade*. 234 f. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas). Escola de Engenharia da UFMG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2019.

PADULA, R.C. *Determinação de Fatores de Correlação a partir da Caracterização do Maciço Rochoso na Mina de Cuiabá-Sabará/MG*. 2016. 138 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016. Disponível em: https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/7218. Acesso em: 25 jan. 2024.

PAKALNIS, R. Methodology Towards Ground Support. In: HADJIGEORGIOU, John. *Proceedings of the Third International Seminar on Strategic Vs Tactical Approaches in Mining:* September 28th to October 1st, 2008, Quebec City, Canada, 2008.

PIMENTA, L.M.V. *Análise das zonas plastificadas da Rampa Fonte Grande Sul* (Mina Cuiabá) via modelagem numérica. 2017. 166f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

PINTO, C.L. *Notas de Aula.* Graduação em Engenharia de Minas – Mecânica das Rochas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

PEREIRA, Luisa Barbosa. *Comportamento do sistema de suporte de uma mina subterrânea de ouro: caso de estudo - Mina Cascavel*. 182 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnica). Faculdade de tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, 2018.

POTVIN, Y. *Emperical Stope design in Canada*. University of British Columbia, Canada, 1988.

SHARMA, A.K. Understanding Excavation Damazed Zone – In Tunnel. *International Advanced Research Journal in Science, Engineering and Technology*, v. 7, i. 3, p. 91–95, 2020. DOI: 10.17148/IARJSET.2020.7313

SIREN, T.; KANTIA, P.; RINNE, M. Considerations and observations of stress- induced and construction-induced excavation damage zone in crystalline rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 73, p. 165–174, 2014.

WEISS, A.L. *Incorporação de Dados Geomecânicos em Projetos de Suporte de Teto em Mina Subterrânea de Carvão*. 2003. 93f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.