

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE MINAS,
METALÚRGICA E DE MATERIAIS - PPGEM

DANIEL DOS SANTOS COSTA

METODOLOGIAS DE ANÁLISES DE TOMBAMENTOS EM TALUDES E
APLICAÇÃO EM UM ESTUDO DE CASO

Porto Alegre

2015

DANIEL DOS SANTOS COSTA

METODOLOGIAS DE ANÁLISES DE TOMBAMENTOS EM TALUDES E
APLICAÇÃO EM UM ESTUDO DE CASO

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais - PPGEM da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia. Área de concentração: Tecnologia Mineral e Metalurgia Extrativa.

Orientador: Prof. Dr. André César Zingano

Porto Alegre

2015

Às pessoas mais importantes
de minha vida: filho, esposa,
pais e meu irmão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me proporcionar saúde para conseguir os objetivos impostos à vida. Agradeço aos companheiros do laboratório de Mecânica de Rochas da UFRGS e aos professores do PPGEM, em especial ao meu orientador André Cezar Zingano, que me ofereceu a oportunidade de subir mais um degrau em minha vida profissional e acadêmica.

Quero deixar também minha imensa gratidão à minha família e amigos pelo incentivo aos estudos e compreensão nas horas que não estive presente em alguns momentos.

RESUMO

Taludes escavados em filitos muitas vezes estão sujeitos à instabilidade, principalmente quando há outras famílias de descontinuidades presentes na estrutura. Este problema está presente na mina de Candiota, onde foi identificado, em um dos taludes, potencialidade para ruptura por tombamento. Este trabalho aborda uma discussão sobre métodos analíticos e numéricos aplicado a tombamento primário, com objetivo de avaliar o fator de segurança do talude em estudo por meio de método numérico por elementos finitos, utilizando o Phase2 da Rocscience, e métodos analíticos. Também são apresentadas doze simulações para avaliar se o movimento de tombamento em modelagens numéricas obedece a um efeito de escala. Com uso de métodos numéricos dois modelos foram construídos: um contínuo equivalente e outro contínuo (mas com as descontinuidades inseridas no modelo). No modelo com as descontinuidades a rocha foi tratada como elástica por meio do critério de Hoek-Brown e as descontinuidades foram tratadas como elasto-plásticas por meio do critério de Mohr-Coulomb. Os resultados das modelagens da mina de Candiota foram semelhantes e mostraram fatores de segurança em níveis de estabilidade, sendo que no modelo contínuo (mas com descontinuidades inseridas) se observou de forma mais clara as tensões cisalhantes induzidas nas descontinuidades quando ocorre o movimento de tombamento. O uso dos métodos analíticos mostrou-se ineficientes para o problema apresentado. Os resultados das doze modelagens sugerem que o aumento do espaçamento das descontinuidades influencia nos fatores de resistência dos taludes e na forma do movimento de tombamento.

Palavras-chave: Tombamentos primários, descontinuidades, métodos analíticos, métodos numéricos.

ABSTRACT

Slopes in phyllites are often subject to instability, especially when there are other families of discontinuities in the structure. This problem is present in Candiota mine, which was identified in one of the slopes potential to toppling. This work show a discussion of analytical and numerical methods applied to toppling, to evaluate the slope safety factor being studied by numerical method finite element using the Phase2 of Rocscience, and analytical methods. Also shown are twelve simulations to evaluate if the toppling in numerical modeling follows a scaling effect. With use of numerical methods two models were built: an equivalent continuous and another solid (but with discontinuities inserted in the model). In the model with the discontinuities the rock was treated as elastic by the Hoek-Brown criterion and discontinuities were treated as elastic-plastic by the Mohr-Coulomb criterion. The results of Candiota mine were similar and showed safety factors in stability levels, and in the continuous model (with discontinuities) was observed more clearly the shear stress induced in discontinuities when the movement of overturning occurs. The use of analytical methods proved inefficient for the problem presented. The results of the twelve modeling suggests increasing the spacing of the discontinuities of slope influences the resistance factor and the form of the toppling movement.

Keywords: primary toppling, discontinuities, analytical methods, numerical methods.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Fator de escala na transição de rocha para maciço	18
Figura 2: Sequência lógica utilizada na caracterização geomecânica da mina	18
Figura 3: Bancadas da mina com planos de foliação	20
Figura 4: Representação do conceito de <i>dip</i> e <i>dip direction</i>	20
Figura 5: Scanline realizada em um dos taludes da mina	22
Figura 6: Planilha utilizada no mapeamento por <i>scanline</i>	22
Figura 7: Histograma do espaçamento de descontinuidades	24
Figura 8: Perfis de rugosidade para JRC	26
Figura 9: Layout da cava da mina de Candiota com a localização das Scanlines (S)	27
Figura 10: Descrição dos ensaios mais comuns realizados na caracterização geomecânica	28
Figura 11: Ensaios de carga pontual.....	30
Figura 12: Plano de fratura na direção das descontinuidades	31
Figura 13: Célula triaxial utilizada para caracterização do maciço.....	32
Figura 14: Envoltória de Mohr utilizado para determinação da coesão e ângulo de atrito.....	33
Figura 15: Ruptura por cisalhamento no plano ab	34
Figura 16: Critério de Coulomb em função de a) τ e σ_n ; e b) tensões principais.	36
Figura 17: Relação entre os critérios de Mohr-Coloumb e Hoek-Brown para amostras de filito.....	38
Figura 18: Informações necessárias para estimar o GSI por meio visual.....	40
Figura 19: a) ruptura planar; b) ruptura por cunha; e c) ruptura circular.	43
Figura 20: tombamentos secundários. a) por erosão no pé; b) movimentos associados.	44
Figura 21: Ilustração de movimento por tombamento flexural.	44
Figura 22: Ilustração de movimento por tombamento de blocos.....	45
Figura 23: Ilustração de movimento por tombamento bloco-flexural.	45
Figura 24: Descontinuidades do talude sujeito a tombamento.	46
Figura 25: Estereograma mostrando a condição cinemática para tombamento.....	47
Figura 26: Estereograma representando as condições cinemáticas favoráveis para tombamento. a) Flexural; b) blocos ou bloco-flexural.....	48
Figura 27: Representação dos polos da análise cinemática da mina de Candiota	49
Figura 28: Representação estereográfica da condição cinemática favorável ao tombamento.	49
Figura 29: Modelo proposto por Goodman e Bray (1976)	51

Figura 30: Forças atuantes nos blocos.....	52
Figura 31: Condição de estabilidade para blocos em um plano.	53
Figura 32: Forças atuantes em um bloco.	55
Figura 33: Interface do software Roctopple.	56
Figura 34: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 1.....	59
Figura 35: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 2.....	60
Figura 36: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 3.....	60
Figura 37: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 4.....	61
Figura 38: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 5.....	61
Figura 39: Orientação das tensões próximas a face do talude.....	62
Figura 40: Desenvolvimento de um plano basal por tensões cisalhantes	63
Figura 41: Modelos físicos utilizados para os testes centrífugos.	64
Figura 42: Modelo proposto por Aydan e Kawamoto para tombamento Flexural.....	64
Figura 43: Imagem dos testes em modelos físicos realizados por Adhikary <i>et al</i> (1997).....	67
Figura 44: Representação de forças atuantes entre camadas sobrepostas.	68
Figura 45: Diagrama de flexão de duas vigas sobrepostas.	68
Figura 46: Diagrama de flexão de duas vigas sobrepostas de maneira crescente.....	69
Figura 47: Parâmetros geométricos sugeridos por Amini para cálculos de FS.	70
Figura 48: Descrição geométrica do método de Amini, Majdi e Aydan para a primeira bancada.	72
Figura 49: Descrição geométrica do método de Amini, Majdi e Aydan para a segunda bancada.	73
Figura 50: Resultados obtidos para as bancadas 1 e 2.....	73
Figura 51: Resultados obtidos para as bancadas 3, 4 e 5.	74
Figura 52: Descrição geométrica do método de Amini, Majdi e Aydan para o talude global.	74
Figura 53: Resultados obtidos para o angulo global.	75
Figura 54: a) coluna flexionando entre blocos b) bloco entre colunas que flexionam.....	77
Figura 55: Discretização em malha triangular em torno de uma escavação.....	81
Figura 56: Discretização do modelo em malha triangular com seis nós.	83
Figura 57: Modelo contínuo equivalente mostrando condições de estabilidade.....	84
Figura 58: Vetores de deslocamento do modelo.....	84
Figura 59: Tendência da direção dos deslocamentos do maciço.	85
Figura 60: Modelo contínuo com as descontinuidades inseridas dentro do problema.	86
Figura 61: Simulação do movimento de tombamento de blocos para ângulos globais	87

Figura 62: Estereograma com os polos das descontinuidades mostrando condições cinemáticas favoráveis ao tombamento.....	89
Figura 63: Malha utilizada para simulação de tombamento Flexural.....	90
Figura 64: Malha utilizada para simulação de tombamento Bloco-flexural.....	91
Figura 65: Resultado do modelo 1 para tombamento Flexural.....	91
Figura 66: Resultado do modelo 2 para tombamento Flexural.....	92
Figura 67: Resultado do modelo 3 para tombamento Flexural.....	92
Figura 68: Resultado do modelo 4 para tombamento Flexural.....	93
Figura 69: Resultado do modelo 5 para tombamento Flexural.....	93
Figura 70: Resultado do modelo 6 para tombamento Flexural.....	94
Figura 71: Resultado do modelo 7 para tombamento Bloco-flexural.....	95
Figura 72: Resultado do modelo 8 para tombamento Bloco-flexural.....	95
Figura 73: Resultado do modelo 9 para tombamento Bloco-flexural.....	96
Figura 74: Resultado do modelo 10 para tombamento Bloco-flexural.....	96
Figura 75: Resultado do modelo 11 para tombamento Bloco-flexural.....	97
Figura 76: Resultado do modelo 12 para tombamento Bloco-flexural.....	97
Figura 77: Resultado da relação entre SRF e o espaçamento da família F1.....	98
Figura 78: Fluxograma para escolha de metodologias de análises em tombamentos.....	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Orientação das famílias de descontinuidades.	21
Tabela 2: Classificação do espaçamento para maciços.	23
Tabela 3: Classificação da persistência das descontinuidades.	25
Tabela 4: Resultado dos ensaios de carga pontual.	30
Tabela 5: Resultado dos ensaios de compressão triaxial.	32
Tabela 6: Parâmetros de resistência obtidos para o filito.	39
Tabela 7: Descrição geométrica das bancadas e descontinuidades.	50
Tabela 8: parâmetros utilizados no método de Goodman e Bray (1976).	59
Tabela 9: Parâmetros utilizados no modelo contínuo equivalente.	83
Tabela 10: Parâmetros geomecânicos usados no segundo modelo.	86
Tabela 11: Parâmetros de resistência das descontinuidades.	86
Tabela 12: Características das descontinuidades inseridas no segundo modelo.	86
Tabela 13: Resultados dos fatores de segurança dos métodos utilizados em Candiota.	88
Tabela 14: Características das juntas inseridas nos modelos.	89
Tabela 15: Parâmetros das variáveis inseridas nos modelos numéricos.	90

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVOS	13
1.2 METODOLOGIA	14
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	16
CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA	17
2.1 MAPEAMENTO GEOMECÂNICO.....	19
2.2 ENSAIOS EM LABORATÓRIO E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	28
2.3 CRITÉRIOS DE RUPTURA E CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA.....	33
2.3.1 Critério de Mohr-Coulomb	34
2.3.2 Critério de Hoek-Brown	36
2.3.3 Classificações Geomecânicas	38
CAPÍTULO 3 – MÉTODOS ANALÍTICOS PARA TOMBAMENTO	41
3.1 INTRODUÇÃO.....	41
3.2 TALUDES ROCHOSOS.....	42
3.3 ANÁLISE CINEMÁTICA DE TOMBAMENTO	46
3.4 TOMBAMENTO DE BLOCOS	50
3.5 USO DO MÉTODO DE GOODMAN E BRAY (1976) EM CANDIOTA.....	58
3.6 TOMBAMENTO FLEXURAL	62
3.7 USO DO MÉTODO DE AMINI, MAJDI E AYDAN (2009) EM CANDIOTA....	71
3.8 TOMBAMENTO BLOCO-FLEXURAL.....	75
CAPÍTULO 4 – MODELOS NUMÉRICOS EM ANÁLISES DE TOMBAMENTO	79
4.1 MÉTODOS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS	79
4.2 USO DE MODELOS NUMÉRICOS NA MINA DE CANDIOTA	82
4.3 SIMULAÇÃO DO EFEITO ESCALA EM TOMBAMENTO	88
CAPÍTULO 5 – SUGESTÃO PARA DEFINIR METODOLOGIAS DE ANÁLISE....	100
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES	104
REFERÊNCIAS	106
ANEXO I – PLANILHAS DO MAPEAMENTO POR SCANLINES	111
ANEXO II – PLANILHAS UTILIZADAS NO MÉTODO DE AMINI, MAJDI E AYDAN (2009)	123

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

Uma das maiores preocupações nas minerações a céu aberto são as condições da estabilidade dos taludes, porque taludes instáveis podem comprometer a segurança das operações de lavra e proporcionar aumento de custos.

Embora que os estudos relacionados a tombamentos tenham evoluído desde o método proposto por Goodman e Bray (1976) ainda há uma grande dificuldade em entender os mecanismos que controlam as rupturas por tombamento e definir fatores de segurança a partir de métodos numéricos ou de equilíbrio limite.

Rupturas planares e cunhas ocorrem em um estado de equilíbrio-limite, dominado por uma ou mais família de descontinuidades. As rupturas por tombamentos também podem ocorrer por esse princípio, no caso de tombamento de blocos. Entretanto, tombamentos também podem estar relacionados a um estado de tensão-deformação, como no caso de tombamento flexural, onde a resistência a tração é o principal parâmetro.

Independente do método escolhido para avaliar a segurança de taludes é necessário determinar os parâmetros geomecânicos dos maciços rochosos e os parâmetros de resistência das descontinuidades, uma vez que este último parâmetro pode ser o fator decisivo na estabilidade de um talude.

Para obter o conhecimento do comportamento geomecânico de um maciço rochoso é necessário a realização de ensaios em laboratório (com amostras de rochas) ou *in situ* (por meio de equipamentos portáteis) e com realização de mapeamento geomecânico, que pode ser por meio de *scanlines* ou Sondagens. Esses mapeamentos são realizados para caracterizar em termos de orientação, quantidade e qualidade as descontinuidades das faces dos taludes.

A mina de Candiota, que está localizada no município de Pinheiro Machado, estado do Rio Grande do Sul, extrai calcário calcítico para a indústria de cimento. Os taludes finais da cava são compostos por xistos e filitos, que são as rochas encaixantes das lentes de calcário e em um dos taludes globais finais foi identificada potencialidade para ruptura por tombamento, com famílias de descontinuidades que mergulham em sentido perpendicular ao mergulho do filito.

Uma vez que o talude em estudo tenha sido escavado no filito entende-se que exista potencialidade para tombamento flexural, pois não há um plano basal bem definido (Goodman e Bray, 1976; Aydan e Kawamoto, 1992; Wyllie e Mah, 2004), porém há famílias de descontinuidades que mergulham em sentido perpendicular à direção do mergulho da foliação do filito e pode desenvolver, a partir dessas descontinuidades, um plano basal de ruptura formando blocos de pequena espessura, dessa forma deve-se proceder com análises relacionadas a tombamento de blocos ou bloco-flexural.

Os problemas citados anteriormente abrem margem para uma discussão e avaliação sobre qual caminho e quais métodos de estudos devem ser seguidos em um talude sujeito a tombamentos. Portanto, qual tipo de análise deve ser utilizado para calcular os fatores de segurança para taludes susceptíveis a tombamento?

Segundo Majdi e Amini (2011), na prática, muitas análises relacionadas a tombamentos, independente do modo, são realizadas pelo método de Goodman e Bray (1976), porém as diferenças entre os tipos de tombamentos são de grande relevância para uma análise correta da estabilidade de taludes.

Em análises de estabilidade mais complexas modelos numéricos podem ser uma alternativa, porém essa ferramenta pode tornar-se complexa dependendo do problema porque cada método tem sua característica específica e é aplicado em função do tipo do problema apresentado (Zingano, 2002).

De maneira geral há três formas de tratar problemas em modelos numéricos: i) considerando o maciço como um meio descontínuo; ii) contínuo e com as descontinuidades inseridas (Pritchard e Savigny, 1990); e iii) contínuo equivalente (Adhikary, Dyskin e Jewel, 1996). Esta dissertação propõe abordar uma discussão sobre métodos analíticos e numéricos em análises de estabilidade de taludes susceptível a tombamento com aplicação em um estudo de caso e com simulação em outros 12 modelos.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é abordar uma discussão sobre o uso de métodos numéricos e analíticos em tombamentos, utilizando a mina de Candiota como um

estudo de caso para calcular fatores de segurança por meio de modelagens numéricas, utilizando elementos finitos, e por meio das metodologias analíticas proposta por Goodman e Bray (1976) e Amini, Majdi e Aydan (2009). Pretende-se também verificar se modelos numéricos por elementos finitos podem representar movimentos de rupturas por tombamento e se os movimentos de tombamento nas modelagens obedecem a um efeito de escala. Será também proposto um fluxograma que pode ser utilizado para decidir qual caminho escolher entre as metodologias apresentadas nas referências.

1.2 METODOLOGIA

Análises experimentais por método de elementos finitos, utilizando o Phase2 V.8 da Rocscience e análises por equilíbrio limite (Goodman e Bray, 1976; Amini, Majdi e Aydan, 2009) foram aplicadas no estudo de caso. Essas metodologias foram utilizadas para avaliar a estabilidade dos taludes, que por modelagem numérica foram construídos dois modelos, um contínuo equivalente e outro contínuo (com as descontinuidades explícitas), onde este último considera apenas as propriedades de resistência das descontinuidades. As simulações foram realizadas sem poropressão.

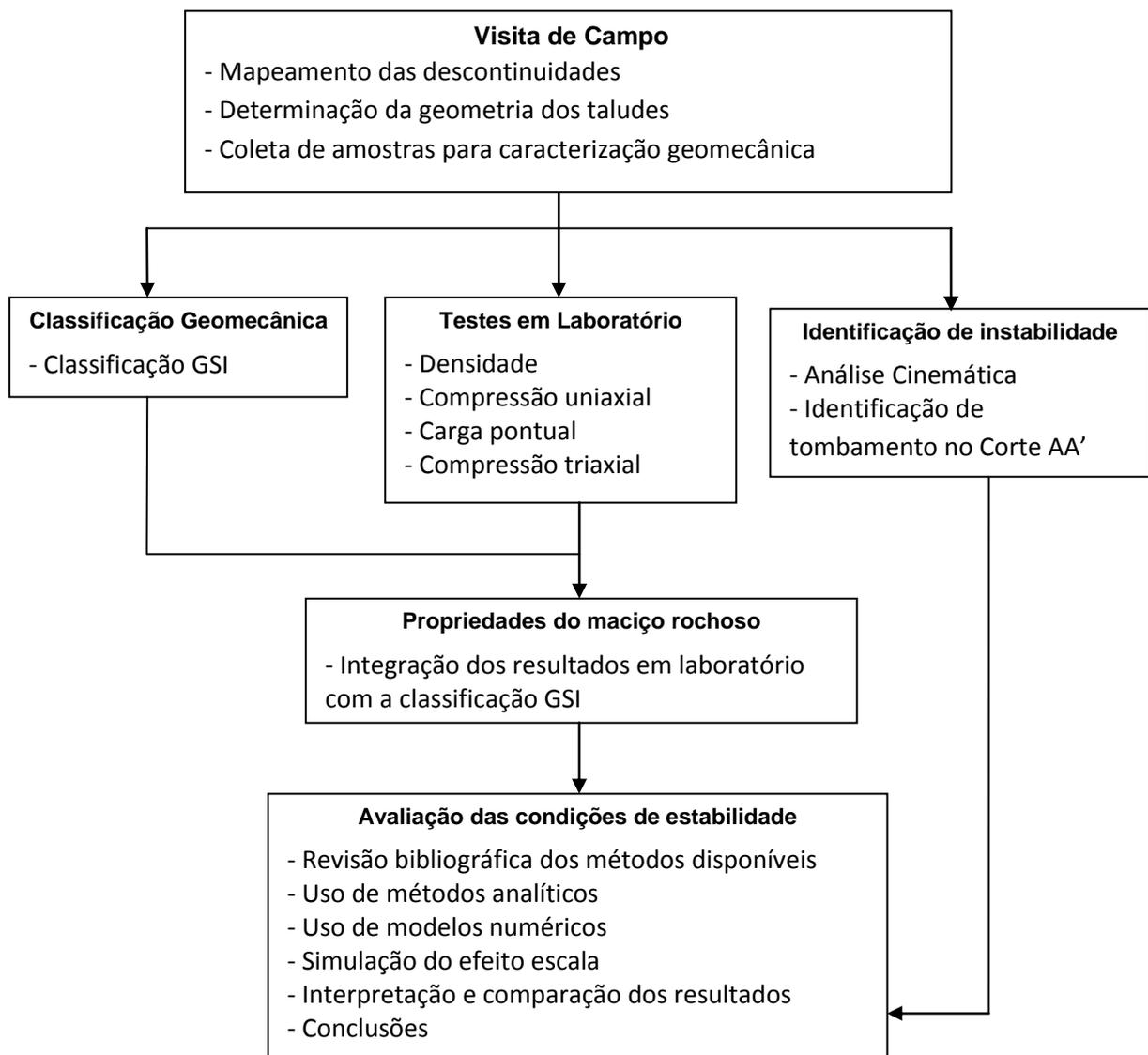
Para avaliar se os fatores de segurança e a forma de ruptura de um talude modelado por elementos finitos obedecem a um efeito escala, foi realizada uma simulação paralela à análise da mina de Candiota, onde doze modelos numéricos foram construídos com variações no espaçamento das juntas em um talude construído com ângulo de 81° e 30 m de altura. As descontinuidades foram inseridas nas simulações com condições cinemáticas favoráveis ao tombamento.

Um dos métodos mais difundidos de análise para tombamento flexural é o de Aydan e Kawamoto (1992), no entanto este método não será aplicado na mina de Candiota devido a relação entre a altura do talude e o espaçamento das descontinuidades estarem muito acima da relação experimental realizada por esses autores. A identificação de uma possível ruptura por tombamento ocorreu a partir de investigações de campo realizadas por scanlines que definiram as orientações das principais famílias de descontinuidades.

A caracterização geomecânica da mina foi realizada por meio da classificação GSI - Geological Strength Index (Hoek e Brown, 1997) e por testes em

amostras retiradas da face do talude e realizadas no laboratório de Mecânica de Rochas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Uma vez que uma das maiores dificuldades nas análises de equilíbrio limite é a identificação do plano basal de ruptura (Amini, Majdi e Veshadi, 2012), o resultado do modelo numérico, quando simulando em que condições poderiam ocorrer tombamento, mostrou um plano basal que nos métodos analíticos foram definidos por meio de duas hipóteses: (i) por meio de variação do ângulo (Adhikary *et al.*, 1997; Majdi e Amini, 2011) para o método proposto por Amini, Majdi e Aydan (2009) e (ii) por meio de estereograma para o método de Goodman e Bray (1976) para avaliar se existe uma família de descontinuidades que pode balizar a inclinação do plano basal. A seguinte sequência resume a metodologia utilizada neste trabalho para avaliar as condições de estabilidade dos taludes da mina de Candiota:



1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 1 é composto pela parte introdutória da dissertação onde constam os objetivos gerais, a metodologia e as justificativas para a realização deste trabalho a partir da problemática das análises relacionadas a tombamentos.

O capítulo 2 descreve o método de mapeamento, caracterização e classificação geomecânica que foi utilizada na mina de Candiota com uma abordagem na revisão bibliográfica das metodologias utilizadas. Nesse capítulo também já estão inseridos os resultados obtidos em campo e em laboratório, que são os parâmetros de entrada para os métodos numéricos e analíticos.

No capítulo 3 foi realizada uma revisão bibliográfica relacionada a tombamentos primários (bloco, flexural e bloco-flexural) descrevendo os principais métodos de análise por equilíbrio limite para cada tipo de tombamento. Neste capítulo fez-se também a aplicação do método de Goodma e Bray (1976), por meio do software RocTopple V.1 da Rocscience, e do método de Amini, Majdi e Aydan (2009) para calcular os fatores de segurança das bancadas individuais e para o talude global da mina de Candiota.

No capítulo 4 está descrito as metodologias de análise de modelos numéricos por método de elementos finitos. Neste capítulo foram feitas duas modelagens numéricas para calcular os fatores de segurança dos taludes da mina de Candiota e outras doze modelagens para avaliar se os fatores de segurança e a tendência de movimento em modelos numéricos obedecem a um fator de escala proporcionado pelo aumento no espaçamento das descontinuidades.

O capítulo 5 apresenta uma reflexão com sugestões e críticas sobre as metodologias das análises discutidas nos capítulos anteriores. É também apresentada uma proposta de fluxograma que pode ser utilizada para identificar possíveis metodologias para análise de tombamento.

CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

A maioria das escavações, seja à céu aberto ou subterrânea, ocorre em maciços rochosos. O sucesso da estabilidade dessas escavações, portanto, está relacionado ao conhecimento das características geomecânicas que controlam os parâmetros de resistência da rocha.

As informações necessárias são obtidas por meio de ensaios em laboratório e a estimativa da resistência do maciço é obtida por meio de critérios de ruptura, que é um fator que liga a resistência de amostras de rocha intacta à resistência do maciço, de acordo com o estado de tensões e da resistência das descontinuidades.

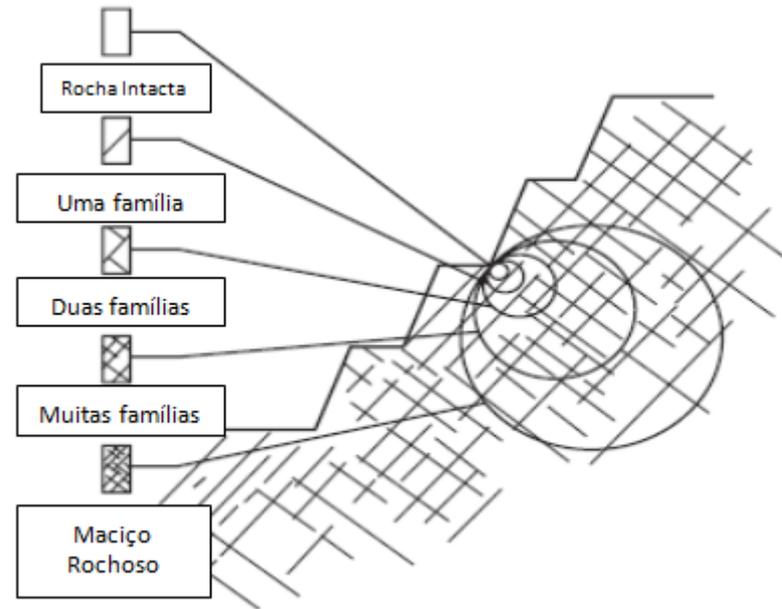
Os ensaios mais comuns são os de compressão uniaxial e triaxial, estes testes fornecem os parâmetros necessários para estimar a resistência do maciço como um todo. Uma vez que o maciço seja controlado por juntas, os parâmetros de resistência das descontinuidades também devem ser estimados, juntamente com suas características como espaçamento, abertura, preenchimento, rugosidade e persistência.

É importante entender o conceito de rocha e maciço rochoso uma vez que os parâmetros de resistência dos materiais rochosos são dependentes de um fator de escala, como demonstrado na Figura 1, que representa a diferença entre rocha intacta e maciço rochoso, mostrando que de acordo com o efeito escala o maciço terá comportamentos diferentes.

Para estimar o comportamento do maciço em diferentes estados de tensão deve-se seguir uma sequência lógica de trabalho, que vai desde levantamentos em campo até a determinação dos parâmetros geomecânicos do maciço (Figura 2). Segundo Zingano (2002) a seguinte sequência lógica pode ser utilizada como procedimento para caracterização geomecânica do maciço:

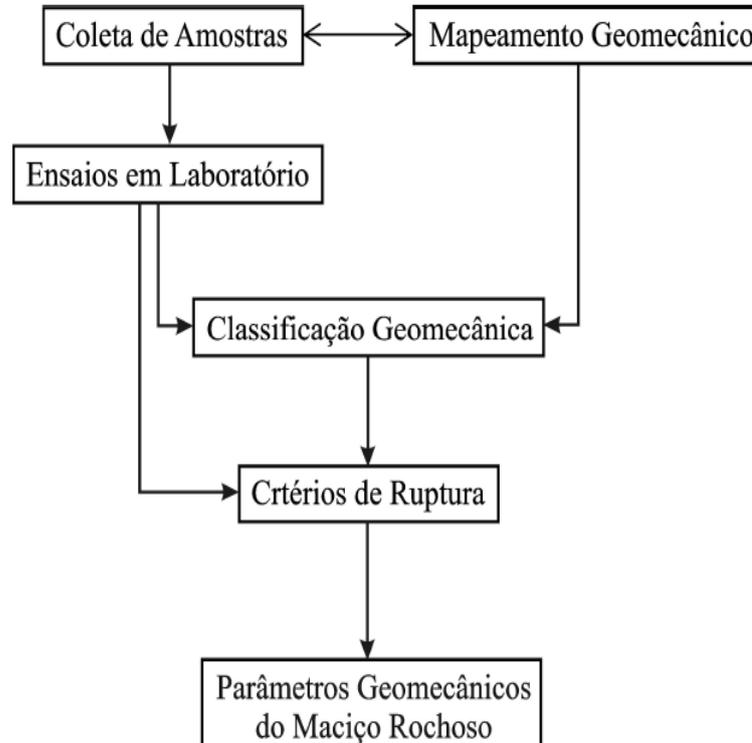
- Mapeamento geomecânico e coleta de amostras;
- Ensaios;
- Classificação geomecânica;
- Critérios de ruptura para estimativa dos parâmetros de resistência do maciço.

Figura 1: Fator de escala na transição de rocha para maciço



Fonte: Wyllie e Mah (2004)

Figura 2: Sequência lógica utilizada na caracterização geomecânica da mina



Fonte: Zingano (2002)

2.1 MAPEAMENTO GEOMECÂNICO

Uma vez que as descontinuidades contribuem para a redução da resistência do maciço rochoso, é importante mapear essas estruturas geológicas que contribuem para a heterogeneidade e anisotropia do maciço. O entendimento sobre o conceito de descontinuidades e a diferença entre os diversos tipos são os requisitos básicos para um bom mapeamento.

Em mecânica de rochas é comum tratar descontinuidades como um termo coletivo em referência aos planos de estratificação, foliação, falhas, juntas e zonas de cisalhamento (Bieniawski, 1973). Planos de estratificação são interfaces que dividem o maciço em diferentes unidades litoestratigráficas. Essas diferenças ocorrem devido a interrupções ou alterações no processo de deposição.

De acordo com Bhawani e Goel (1999) falhas são fraturas que podem estar relacionadas aos ambientes de zonas perturbadas por forças cisalhantes, mas podem também, segundo Teixeira *et al* (2009), serem encontradas em outros ambientes tectônicos tais como compressivos e distensivos. Juntas são descontinuidades muito comuns, que ocorre com a quebra de uma estrutura geológica sem um deslocamento visível e se estiverem dispostas de forma paralela é chamado de famílias de juntas (Brady e Brown, 2004).

Foliação é uma propriedade estrutural exibida em rochas que sofreram algum grau de metamorfismo (Fiori, 2001) ou rochas sedimentares como no caso dos folhelhos (Teixeira, 2009). Na mina de Candiota esse tipo de descontinuidades está presente em um dos taludes finais da cava, no qual podem provocar ruptura por tombamento.

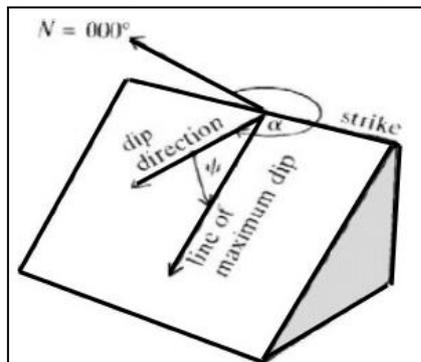
A Figura 3 mostra os planos de foliação em um dos taludes finais da cava da mina de Candiota. Essas foliações ocorrem no filito, que é a rocha encaixante do talude final e dependendo da atitude desses planos pode desenvolver potencialidades para escorregamento planar, caso a orientação desses planos esteja mergulhando para fora da face da bancada, ou tombamento, que nesse caso o mergulho dos planos ocorre para dentro da face.

Figura 3: Bancadas da mina com planos de foliação



Se o maciço for governado por descontinuidades, pequenas alterações nos parâmetros de resistência poderão produzir grandes diferenças nos fatores de segurança dos taludes, que tem a atitude e as propriedades das descontinuidades como os principais parâmetros que governam a estabilidade dos taludes rochosos.

A orientação das descontinuidades e faces dos taludes é definida pela atitude, que é descrita em termos de *dip* e *dip direction* (Hudson e Harrison, 1997). O mergulho (*dip*) é a inclinação da descontinuidade em relação ao plano horizontal e a direção de mergulho (*dip direction*) é o ângulo medido do norte verdadeiro até o eixo da linha de intersecção do mergulho, representado na Figura 4.

Figura 4: Representação do conceito de *dip* e *dip direction*

Fonte: Hudson e Harrison (1997)

A relação entre as descontinuidades e a face escavada, juntamente com os parâmetros de resistência, são os principais fatores que determinam se um maciço está em condições para escorregar ou tombar (Wyllie e Mah, 2004). O mapeamento geomecânico da mina de Candiota foi realizado por meio de *scanlines* e teve como princípio investigar a orientação, a quantidade e a qualidade das descontinuidades presente nas faces dos taludes.

Escorregamentos podem ocorrer de acordo com a relação entre as juntas e a face escavada. Portanto, para compreender o comportamento do maciço é necessário entender, além dos parâmetros de resistência das descontinuidades, os tipos de descontinuidades e as suas orientações. A Tabela 1 apresenta os valores das atitudes das famílias de descontinuidades que foram obtidas por meio de mapeamento por *scanlines* para o estudo de caso na mina de Candiota.

Tabela 1: Orientação das famílias de descontinuidades.

Família	Orientação (Dip Direction/Dip)
Foliação 1	317/74
Foliação 2	316/34
F1	156/69
F2	053/72
F3	098/32

Em termos de quantidade as descontinuidades são definidas por meio de medidas de espaçamento, frequência e densidade. Espaçamento é o termo definido como a distância perpendicular entre descontinuidades adjacentes (Brady e Brown, 2004). Essa propriedade é medida por meio da quantidade de descontinuidades por unidade ortogonal linear, unidade de área ou de volume do maciço e no caso de rupturas por tombamento é um dos principais parâmetros para avaliar condições de estabilidade (Goodman e Bray, 1976). O espaçamento é uma medida que influencia diretamente no comportamento geomecânico do maciço porque ele o divide em diferentes tamanhos de blocos de rochas limitados pelas descontinuidades (Jaeger, Cook e Zimmerman, 2007).

O espaçamento pode ser obtido por meio de mapeamentos da face de um talude ou de uma galeria, no caso de escavação subterrânea, pode ser por medidas de *scanline* ou por furos de sondagem. No mapeamento por *scanline* todas as

descontinuidades que cortam as linhas de referência são identificadas em termos de sua posição, orientação e qualidade (Hudson e Harrison, 1997). A Figura 5 mostra um exemplo de *scanline* realizada na face de um dos taludes da mina de Candiota.

Figura 5: Scanline realizada em um dos taludes da mina



Os dados das *scanlines* foram identificados em planilhas, onde todas as características das descontinuidades que interceptaram a linha de referência foram anotadas. A Figura 6 mostra um exemplo de planilha utilizada no mapeamento da mina de Candiota e que estão documentadas no anexo I.

Figura 6: Planilha utilizada no mapeamento por *scanline*

		Fundação Luiz Englert - FLE LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas Dados de Campo - Scanline						
Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro								
MINA:	Candiota	DATA:						
LOCAL:		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	61NE					
BANCADA:	Nível 110	DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	75/326					
SETOR:	NE	TAMANHO (m):	15					
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persistência (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0,75	80	65	F2	2	VII - JRC - 6; 8	1	seca

O espaçamento médio foi calculado por meio da relação entre a somatória do número de fratura entre duas descontinuidades adjacentes divididos pelo

comprimento total da linha de referência, conforme a equação 1. Onde x_i , é o espaçamento entre duas descontinuidades e N é o número de descontinuidades ao longo de uma linha de referência. A classificação do espaçamento das descontinuidades, conforme sugerido pela ISRM (1978), está demonstrada na Tabela 2.

$$X = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{N} \quad (1)$$

Tabela 2: Classificação do espaçamento para maciços.

Termo	Espaçamento
Extremamente denso	< 20 mm
Muito denso	20 – 60 mm
Denso	60 – 200 mm
Moderado	0,2 – 0,6 m
Espaçado	0,6 – 2 m
Muito espaçado	2 – 6 m
Extremamente espaçado	> 6 m

Fonte: ISRM (1978)

De acordo com a classificação sugerida pela Tabela 2, o talude em estudo neste trabalho tem descontinuidades com espaçamento de moderado a aberto uma vez que o espaçamento médio das descontinuidades da foliação varia de 0,2 a 0,4 metros e as outras famílias de 0,5 a 2 metros.

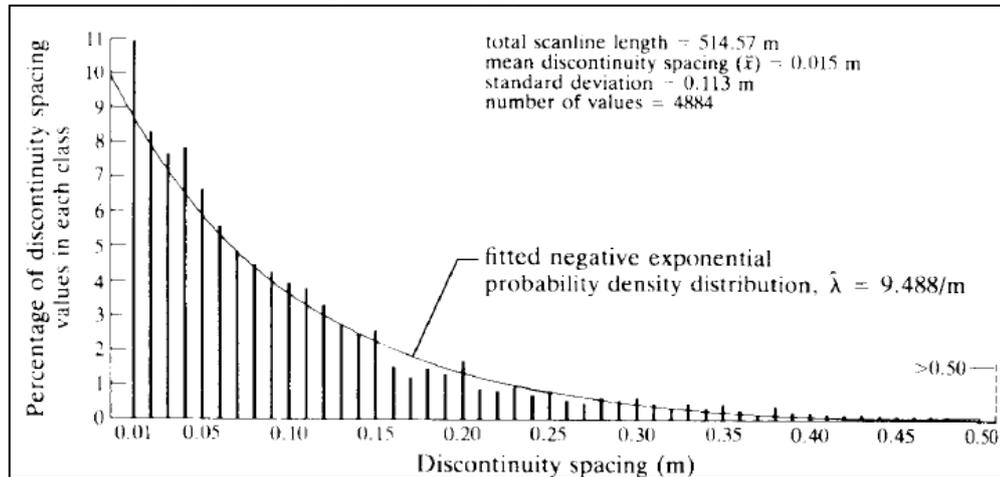
O espaçamento também pode ser definido em termos de distribuições estatísticas por meio da frequência das descontinuidades, que nesse caso mede-se a quantidade de descontinuidades por metro linear. Priest e Hudson (1976), analisaram várias medidas em rochas sedimentares, e verificaram que quando as descontinuidades forem distribuídas de forma aleatória e quando os intervalos de classe da porcentagem de espaçamento das descontinuidades tenderem a zero os histogramas de frequência do espaçamento das descontinuidades poderiam ser representados por uma distribuição exponencial negativa, dada pela equação 2.

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (2)$$

Se a população de medidas de espaçamento for grande a frequência média de descontinuidade (λ) pode ser estimada como o inverso do espaçamento médio

(1/x). A figura 7 mostra um exemplo de histograma, utilizado por Priest e Hudson (1976), exemplificando que o espaçamento de descontinuidades comporta-se como uma exponencial negativa.

Figura 7: Histograma do espaçamento de descontinuidades



Fonte: Priest e Udson (1976)

Scanlines também são muito úteis para a determinação da classificação geomecânica RQD* (Priest e Udson, 1976), que também é um dos parâmetros para a determinação do valor de outras classificações, tais como: RMR (Bienawisky, 1989) e índice Q (Barton, 1974). O RQD original foi um conceito introduzido por Deere (1963) e sua determinação por meio de Scanline foi sugerida por Priest e Udson (1976) por meio da equação 3.

$$RQD^* = 100e^{-0,1\lambda} (0,1\lambda + 1) \quad (3)$$

A utilização furos de sondagem pode ser uma alternativa para a determinação do espaçamento das descontinuidades, nesse caso os furos devem ser orientados e maior atenção deve ser dada na interpretação, uma vez que pode haver erros na interpretação entre o que pode ser descontinuidades ou fratura durante a execução da sondagem. O RQD calculado por sondagens segue a sugestão de Deere (1963), conforme a equação 4.

$$RQD = \frac{\Sigma \text{pedaços} \geq 0,10\text{m}}{\text{com.total da manobra}} \quad (4)$$

Goodman e Shi (1985) classificaram descontinuidades em termos de qualidade por meio dos parâmetros de abertura, preenchimento, persistência e rugosidade. De uma maneira geral as descontinuidades mapeadas na mina são fechadas e sem materiais de preenchimento. A abertura é a distância perpendicular entre as paredes das superfícies de descontinuidades, que é considerada aberta se estiver preenchida por água ou ar (Brady e Brown, 2004).

Quando as descontinuidades são preenchidas utiliza-se o termo preenchimento para descrever que há materiais dentro da descontinuidade. Tais materiais podem ser os mais variados possíveis e dependendo do tipo haverá uma maior ou menor contribuição para a resistência ao cisalhamento.

Persistência é o comprimento visível de descontinuidades (Zingano, 2002), podendo ser quantificado por observações da extensão do traço em superfícies expostas (Brady e Brown, 2004). Em termos de persistência, as descontinuidades do talude em estudo são classificadas como de baixa a média persistência uma vez que elas variam entre 0,5 a 4,0 metros. A tabela 3 mostra a classificação da persistência das descontinuidades segundo Bienawisky (1984).

Tabela 3: Classificação da persistência das descontinuidades.

Termo	Persistência
Muito baixa	< 1 m
Baixa	1 – 3 m
Média	3 – 10 m
Alta	10 – 20 m
Muito alta	> 20 m

Fonte: Bienawisky, (1984)

A propriedade que mais contribui na resistência ao cisalhamento das descontinuidades, caso não haja preenchimento, é a rugosidade, que é a medida da aspereza da superfície com alguma forma ondulada (Barton, 1973). Essa propriedade foi estudada por Barton (1973) e Barton e Bandis (1983) para estimar a resistência ao cisalhamento de descontinuidades e este foi o método utilizado nas descontinuidades da mina de Candiota.

Barton (1973) propôs que a rugosidade das juntas contribuía na resistência ao cisalhamento (equação 5) por meio de duas características: resistência (JCS) e

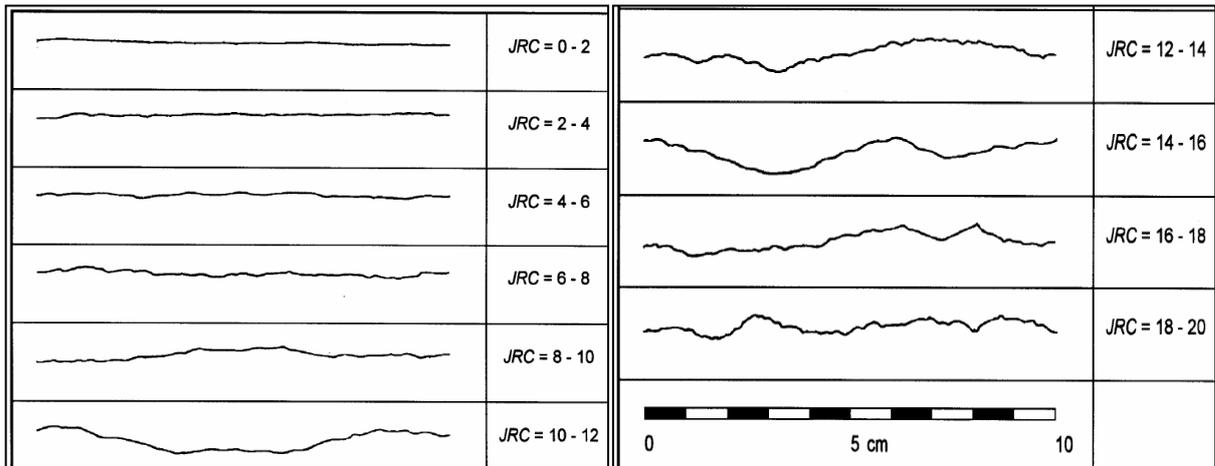
aspereza (JRC). De acordo com o mapeamento os perfis de rugosidade (JRC) das descontinuidades variam entre 4 e 10.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad (5)$$

Onde JRC é o coeficiente de rugosidade das juntas; JCS é a resistência a compressão na parede da descontinuidade; σ_n é a tensão normal na descontinuidade; e ϕ_b é ângulo de atrito básico da junta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995).

Os valores de JRC podem ser estimados comparando visualmente a superfície da descontinuidade com o modelo publicado (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995; Barton, 1973; ISRM, 1978). A Figura 8 mostra os diferentes tipos de perfis de ondulação e rugosidade sugeridos pela ISRM (1981).

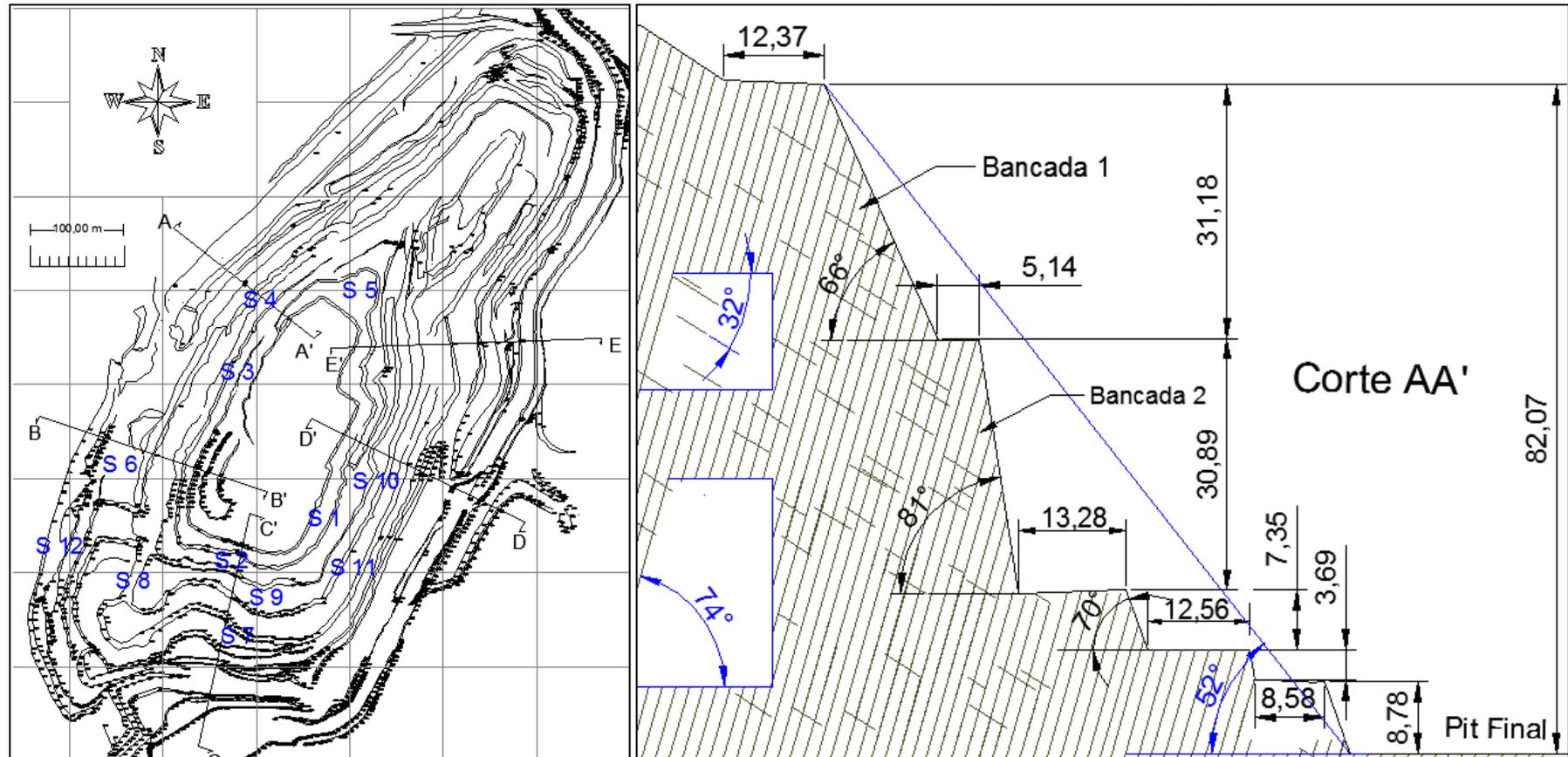
Figura 8: Perfis de rugosidade para JRC



Fonte: Barton (1973)

Os valores obtidos para a resistência a compressão das juntas (JCS) foram alcançados, como sugeridos por Barton, por meio de correlação com o martelo de Schmidt (Palmström, 1995), e por meio de carga pontual, com valor de 50 MPa. Para estimar a resistência das juntas por meio do critério de Mohr-Coulomb foi utilizada a metodologia sugerida por Barton (1973) e demonstrada em Hoek, Kaiser e Bawden (1995). Os valores obtidos para a coesão e ângulo de atrito das juntas foram de 0,057 e 42°, respectivamente. A Figura 9 mostra o layout da cava com a localização dos pontos de amostragem de cada *scanline* (S) realizada no mapeamento e o corte da seção AA' representando a geometria detalhada dos taludes em estudo da mina de Candiota.

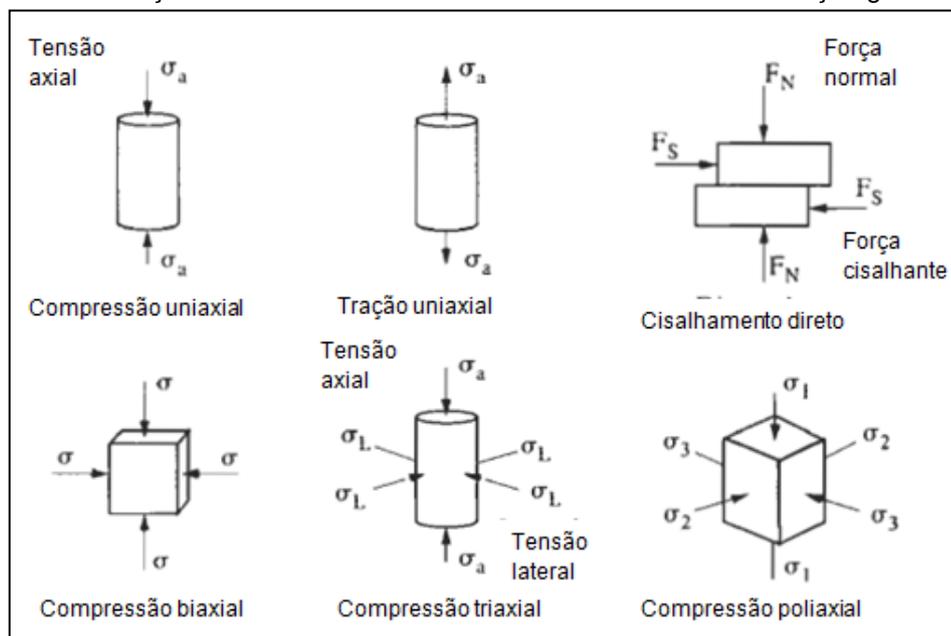
Figura 9: Layout da cava da mina de Candiota com a localização das Scanlines (S)



2.2 ENSAIOS EM LABORATÓRIO E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A determinação dos parâmetros de resistência do maciço rochoso ocorre através de testes em corpos de prova em laboratório, onde os principais ensaios são de compressão uniaxial, carga pontual, resistência à tração, triaxial e cisalhamento das discontinuidades. A Figura 10 mostra os tipos de ensaios com suas respectivas características.

Figura 10: Descrição dos ensaios mais comuns realizados na caracterização geomecânica



Fonte: Hudson e Harrison (1997)

Os procedimentos realizados para caracterizar o maciço da mina de Candiota seguiram as recomendações fornecidas pela Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas - ISRM (1981) e foram realizadas no Laboratório de Mecânica de Rochas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul em 19 amostras de filito. Os seguintes procedimentos, que também estão descritos em Brady e Brown (2004), foram adotados:

- Os corpos de prova utilizados foram cilindros com a relação entre altura e diâmetro 2,5 a 3,0.
- As extremidades da amostra foram mantidas planas com menos de 0,02 mm de desníveis
- Não foram realizados tratamentos finais na superfície.

- As amostras foram armazenadas por menos de 30 dias, de tal forma que fosse preservado o teor natural de água.
- As cargas foram aplicadas na amostra com taxa de tensão constante de 0,5-1,0 MPa s⁻¹.

Segundo Hoek e Brown (1997) o tamanho da amostra é um dos principais fatores que influencia na resistência da amostra, pois aumentando o tamanho da amostra há uma tendência na redução da resistência. Isto ocorre porque quando se aumenta a amostra ocorre o aparecimento de microfissuras e a amostra tende a se comportar como um maciço uma vez que a resistência é dependente do tamanho (Hoek and Brown, 1980).

Os ensaios para a caracterização geomecânica foram realizados por carga pontual, para estimar a resistência a compressão, e triaxial em amostras retiradas do talude e de acordo com as normas da ISRM (1981). De acordo com Jaeger, Cook e Zimmerman (2007) a forma mais comum de estudar as propriedades mecânicas das rochas é por ensaios de compressão uniaxial, que podem ser realizada em amostras cilíndricas ou cúbicas, e de carga pontual que são mais fáceis e levam menos tempo.

Na compressão uniaxial as cargas geradas pelo equipamento são aplicadas verticalmente na amostra e à medida que ocorre um aumento nas cargas ocorrem também deformações em sentido horizontal.

Na determinação da resistência à compressão por carga pontual estima-se de maneira indireta a resistência de pico que uma amostra de rocha oferece quando submetido a forças compressivas de um aço pontudo (Palmström, 1995). A vantagem deste método é que ele pode ser determinado em campo, sem preparação de amostras, utilizando equipamentos portáteis (Goodman, 1989).

As cargas são aplicadas de forma concentrada nas amostras a uma distancia de 0,5D da borda da amostra, onde D é o diâmetro da amostra. A resistência a compressão é estimada a partir de um índice de carga pontual (I_s), definido pela equação 6.

$$I_s = \frac{P}{De^2} \quad (6)$$

Onde De é o diâmetro equivalente da amostra e p é a força que rompe a amostra. Uma vez que o valor correto do diâmetro da amostra deve ser baseado em 50 mm, pode-se converter o valor de Is para $Is_{(50)}$ por meio da equação 7 e a correlação com a resistência a compressão é obtida pela equação 8.

$$Is_{(50)} = Is \times \left(\frac{De}{50}\right)^{0,45} \quad (7)$$

$$\sigma_c \sim (22 - 24) \times Is_{(50)} \quad (8)$$

Os testes de carga pontual foram realizados com as cargas aplicadas perpendicular e paralela a foliação em 16 amostras de filito. A Figura 12 mostra o ensaio de carga pontual realizado em um dos corpos de prova e a tabela 4 mostra os resultados obtidos nos ensaios. Os resultados dos ensaios de carga pontual e o comportamento do corpo de prova foram considerados para definir os limites de tensão confinante nos ensaios triaxiais.

Figura 11: Ensaio de carga pontual



Tabela 4: Resultado dos ensaios de carga pontual.

Orientação da carga	Filito (Mpa)
Perpendicular	48,41
Paralela	41,71
Maciço	45,69

Uma vez que a maior resistência ocorreu com a carga perpendicular à foliação, há um indício de que a resistência ao cisalhamento das juntas controlem os processos de instabilidade quando em orientação favorável ao movimento de ruptura do talude, seja escorregamento ou tombamento. Isto fica evidente na Figura 11 onde mostra a ruptura do corpo de prova ocorrendo na orientação das descontinuidades.

Figura 12: Plano de fratura na direção das descontinuidades



Dois parâmetros importantes para a determinação das propriedades de resistência dos maciços são a coesão e o ângulo de atrito interno, estimados por meio de ensaios triaxiais utilizando o critério de Mohr-Coulomb.

Os ensaios triaxiais utilizam o critério de resistência de pico em função das tensões confinantes para estimar a resistência a compressão da rocha, além de também obter o comportamento pós-ruptura da rocha, que é expressa de acordo com o tipo de fragilidade da rocha. Os resultados dos ensaios triaxiais foram simulados a partir do critério de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown com auxílio do software RocLab V.1 da Rocscience para obter os parâmetros de resistência. Estes ensaios foram simulados em 3 amostras de filito.

No ensaio triaxial a amostra é colocada dentro de um aparelho, no qual é aplicado uma pressão constante radial σ_3 por meio de um fluido, geralmente óleo. Uma vez que a amostra seja inicialmente carregada com tensão constante σ_3 uma tensão axial com aumento progressivo σ_1 conduz ao ponto de ruptura de pico da curva tensão-deformação. Isso ocorre devido a um processo de fraturamento interno da amostra com aumento de volume (Hoek e Brown, 1997). Os resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados estão demonstrados na Tabela 5.

Tabela 5: Resultado dos ensaios de compressão triaxial

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Axial σ_1 (MPa) Filito
1,0	49,5
2,0	53,8
4,0	60,1

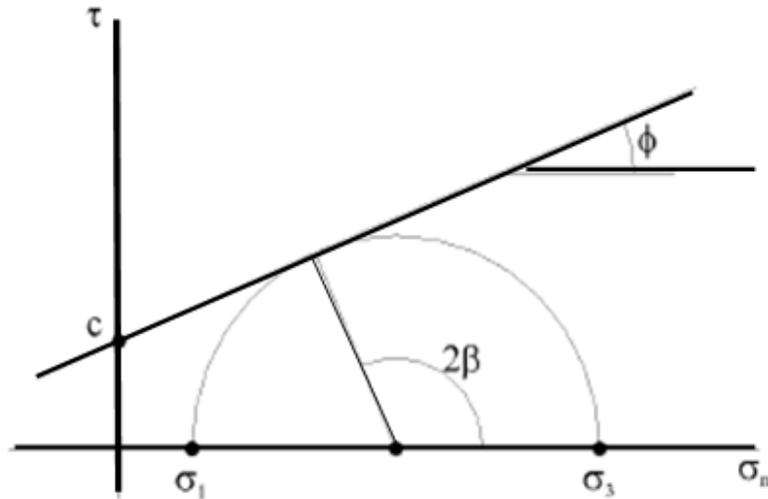
Hoek e Brown (1997) recomenda que a máxima pressão confinante (σ_3) seja equivalente a 25% da resistência a compressão uniaxial da rocha, mas para a realização dos ensaios das amostras da mina de Candiota as tensões σ_3 foram consideradas conforme as tensões confinantes em subsuperfície, pois a profundidade máxima da cava é de 90,00 metros, tensões confinantes maiores não representariam a realidade da tensão σ_3 máxima. A Figura 13 mostra uma imagem da célula triaxial utilizada nos teste de compressão triaxial.

Figura 13: Célula triaxial utilizada para caracterização do maciço



Os valores de σ_1 e σ_3 obtidos a partir dos testes foram plotados no eixo das coordenadas do gráfico tensão normal-resistência ao cisalhamento com auxílio do software RocLab V.1, da Rocscience. Como ilustrado na Figura 14 e de acordo com o critério de Mohr-Coloumb a inclinação da reta que tangencia os círculos e o ponto que intercepta o eixo de resistência ao cisalhamento foram os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos, respectivamente, para as amostras.

Figura 14: Envoltória de Mohr utilizado para determinação da coesão e ângulo de atrito



Fonte: Hudson e Harrison (1997)

2.3 CRITÉRIOS DE RUPTURA E CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

Segundo Brady e Brown (2004), um critério de resistência de pico é uma relação entre componentes de tensão que permite que a resistência de pico da rocha seja prevista considerando várias combinações de tensões. Uma vez que a resistência da rocha é função das tensões confinantes, quanto maior a tensão de confinamento, maior é a resistência de pico (Hoek e Brown, 1997). Portanto, os critérios relacionam os resultados obtidos em laboratório, por meio de amostras de rochas, e o maciço.

Os valores das tensões confinantes simulados por meio dos ensaios triaxiais das amostras de Candiota foram aplicados nos critérios de Mohr-Colomb e Hoek-Brown (1997), que são os mais utilizados para estimar os parâmetros de resistência de maciços rochosos. De maneira geral os critérios se apresentam em função das tensões principais (equação 9) ou em termos de tensões normais (σ_n) e resistência ao cisalhamento (τ), demonstrado pela equação 10.

$$\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3) \quad (9)$$

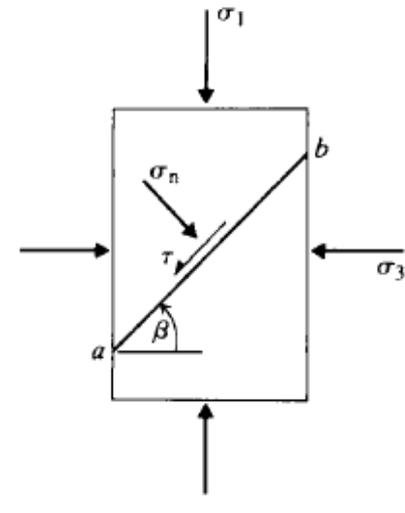
$$\tau = f(\sigma_n) \quad (10)$$

Uma vez que a tensão principal intermediária (σ_2) tem menos influencia que a tensão principal menor (σ_3), os critérios de Mohr-Coloumb e Hoek-Brown são reduzidos em termos de tensões σ_1 e σ_3 (equação 11).

$$\sigma_1 = f(\sigma_3) \quad (11)$$

A Figura 15 mostra um elemento rochoso sujeito a tensões confinantes e o desenvolvimento de um plano de fratura no segmento a-b. Baseando-se nos critérios de ruptura pode-se determinar a resistência ao cisalhamento do segmento ab.

Figura 15: Ruptura por cisalhamento no plano ab



Fonte: Brady e Brown (2004)

2.3.1 Critério de Mohr-Coulomb

Coloumb (1776, In Brady e Brown, 2004) postulou que a resistência ao cisalhamento de solos e rochas é descrita em função da coesão (c) e do ângulo de atrito (ϕ), definido pela equação 12. Esse critério pode também ser expresso em termos das tensões principais.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (12)$$

A tensão normal (σ_n) pode ser estimada por meio da equação 13 e a resistência ao cisalhamento (τ) pela equação 14.

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \quad (13)$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \quad (14)$$

A equação 15 pode ser utilizada para definir a tensão de pico em função da coesão, ângulo de atrito e tensão confinante em qualquer plano definido por β .

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\beta + \tan\phi(1 - \cos 2\phi)]}{\sin 2\beta - \tan\phi (1 + \cos 2\phi)} \quad (15)$$

Uma vez que $\sin 2\beta = \cos\phi$ e $\cos 2\beta = -\sin\phi$, a equação 15 é reduzida apenas em função de c , ϕ e σ_3 , conforme a equação 16.

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \quad (16)$$

Se $\sigma_3 = 0$, pode-se obter a forma reduzida da equação 16 para estimar a resistência a compressão uniaxial do maciço por meio da equação 17. Se $\sigma_1 = 0$, a equação 16 torna-se reduzida e estima a resistência a tração do maciço por meio da equação 18.

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (17)$$

$$\sigma_{tm} = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (18)$$

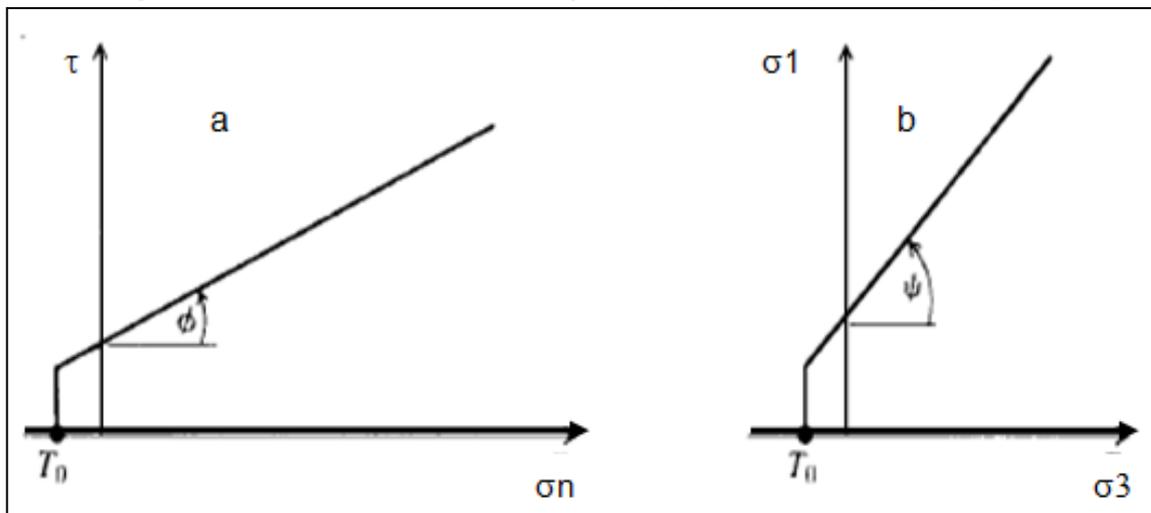
Em função das tensões principais o critério de Mohr-Coloumb pode ser definido pela equação 19. Onde ψ é a inclinação da reta, definida pela equação 20, e que relaciona as tensões σ_1 e σ_3 em função do ângulo de atrito interno.

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + \psi \sigma_3 \quad (19)$$

$$\tan \psi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (20)$$

A Figura 16 mostra a representação do critério de Mohr-Coloumb em função das tensões normais e resistência ao cisalhamento (a); e em função das tensões principais (b). É importante observar que no Critério de Mohr-Coloumb a parte inferior da reta representa a área de estabilidade de um elemento qualquer. Segundo Azevedo e Marques (2002) um dos problemas desse critério é que ele considera a ruptura em rochas apenas por cisalhamento, fato que nem sempre é observado.

Figura 16: Critério de Coulomb em função de a) τ e σ_n ; e b) tensões principais.



Fonte: Brady e Brown (2004)

2.3.2 Critério de Hoek-Brown

A partir de vários testes triaxiais e baseando-se em estudos de resistência de vários tipos de rochas, Hoek e Brown (1980) propuseram um critério empírico para rochas intactas. Esse critério, definido pela equação 21, se apresenta como uma curva que tangencia os círculos de Mohr.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^a \quad (21)$$

O critério consiste em determinar a resistência da rocha sob tensões confinantes em função das constantes m_i e s , que são dependentes das características de cada rocha (Hoek e Brown, 1997). Para rocha intacta o valor de s é igual a 1 e a é 0,5. No caso do filito da mina de Candiota adotou-se o valor de m_i de 6 (Hoek, Karranz e Corkum, 2002).

O critério generalizado para maciço (Hoek e Brown, 1997; Hoek, Karranz e Corkum, 2002), é definido pela equação 22, e estima a resistência e a deformação de maciços por meio da resistência a compressão uniaxial da rocha, da constante m_b e por observações geológicas por meio das classificações geomecânicas GSI (Hoek e Brown, 1997) ou RMR (Bienawisky, 1989).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^a \quad (22)$$

Onde σ_{ci} é a resistência à compressão simples da rocha; m_b é o valor reduzido da constante m_i , definido pela equação 23; as constantes s e a são definidas pelas equações 24 e 25; e D é o fator de perturbação em função do desmonte de rocha (Hoek, Karranz e Corkum, 2002).

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (23)$$

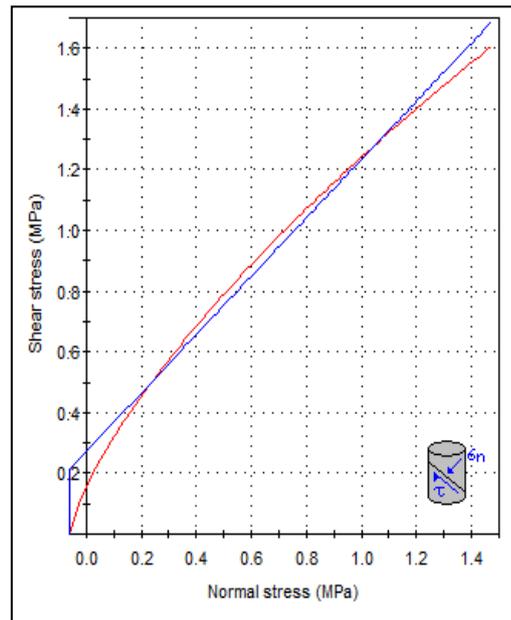
$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (24)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (25)$$

Muitos problemas relacionados à estabilidade de maciços devem ser tratados em termos de tensões normais e cisalhantes (Hoek e Brown, 1997). Isto fica evidente nas análises de estabilidade de taludes, onde os principais parâmetros de resistência são definidos em termos de coesão e ângulo de atrito do maciço e das descontinuidades, quando as juntas dominam os processos de instabilidade.

Uma vez que o critério de Mohr-Coloumb é uma reta e o critério de Hoek e Brown se apresenta como uma curva, pode-se obter uma relação de equivalência entre os dois critérios para estimar os valores de coesão e ângulo de atrito em termos das tensões principais (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995). A Figura 17 mostra a relação obtida entre os dois critérios para as amostras de filito (b).

Figura 17: Relação entre os critérios de Mohr-Coloumb e Hoek-Brown para amostras de filito.



2.3.3 Classificações Geomecânicas

As classificações geomecânicas são metodologias que utilizam sistema de check list de alguns parâmetros para estimar a qualidade de maciços. As classificações mais utilizadas em análises de estabilidade de taludes são o RMR (Bienawisky, 1989) e o GSI (Hoek e Brown, 1997). Uma vez que esta dissertação é voltada para análise de taludes, serão discutidos apenas esses dois tipos de classificação geomecânica, embora que somente a classificação geomecânica GSI tenha sido utilizada para a caracterização dos taludes da mina de Candiota.

A classificação RMR foi desenvolvida por Bienawyski (1973) como uma forma de facilitar os procedimentos de dimensionamento de escavações. Esse sistema é utilizado para classificar os maciços rochosos em termos de qualidade e para prever os tipos de suporte mais adequados ou o tempo de autossustentação de um maciço. Os principais parâmetros que devem ser analisados para obter o valor do RMR são: i) resistência a compressão da rocha intacta; ii) RQD; iii) espaçamento das descontinuidades; iv) qualidade das descontinuidades e v) condições de fluxo d'água na escavação.

O valor do RMR básico é obtido por meio dos parâmetros citados anteriormente e ajustados de acordo com a orientação e com o tipo da escavação

(se em uma galeria, fundação ou talude). A partir destes ajustes pode-se obter a classificação geomecânica do maciço, segundo os parâmetros propostos por Bienawisky (1989).

O GSI foi desenvolvido por Hoek, Kaiser e Bawden (1995) para solucionar um problema entre o RMR e o critério empírico de Hoek-Brown. O problema consistia na determinação dos parâmetros geomecânicos dos maciços rochosos, uma vez que a aplicação do RMR diretamente no critério Hoek e Brown não correspondia com as observações em campo. Utilizando a equação 26, o índice GSI pode ser determinado por meio do RMR (Bienawisky, 1989), considerando o índice de água igual a 15.

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{89} - 5 \quad (26)$$

O GSI também pode ser obtido por meio de observações geológicas referente ao grau de fraturamento e condições das superfícies das fraturas, e tem seu valor estimado em uma escala que vai de zero, para um maciço muito fraturado, até cem, que representa o valor da rocha intacta.

As características do maciço rochoso, definidas na Tabela 6, foram obtidas a partir da classificação geomecânica GSI – Geological Strength Index e calculado por meio do critério de Hoek-Brown (Hoek, Carranz e Torres, 2002). A Figura 18 apresenta as informações necessárias para estimar o GSI a partir da visualização de diferentes condicionantes geológicos e estruturais com o ponto estimado para o filito.

Tabela 6: Parâmetros de resistência obtidos para o filito

Parâmetro	Rocha Intacta	Maciço
GSI	100	35
Resistência σ_c (MPa)	46,00	1,108
Resistência σ_t (MPa)	4,60	0,00
Módulo de Elasticidade (MPa)	18.000	2,086,60
s (critério Hoek-Brown)	1,0	0,0007
a (critério Hoek-Brown)	0,5	0,516
m (critério Hoek-Brown)	6,000	0,588
Coesão – c (MPa)	10,78	0,273
Ângulo de atrito interno ϕ	-	21,86

Figura 18: Informações necessárias para estimar o GSI por meio visual.

Escolher a o quadro de intersecção que melhor se aproxima das condições geológicas e estruturais do maciço rochoso.		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	35	30
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces					20
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Fonte: RocLab V.1.0

CAPÍTULO 3 – MÉTODOS ANALÍTICOS PARA TOMBAMENTO

3.1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas algumas pesquisas relacionadas a tombamentos primário foram propostas com objetivo de facilitar o uso das técnicas baseadas em equilíbrio-limite para o cotidiano da engenharia. Entretanto, o uso desses métodos pode ser de difícil aplicação, uma vez que além de um conhecimento profundo dos diferentes tipos de tombamento são necessários vários cálculos para alcançar o resultado final.

Baseado no modelo de Goodman e Bray (1976) alguns métodos analíticos foram sugeridos para analisar tombamento de blocos (Bobet, 1999; Sagaseta, Sánchez e Cañizal, 2001; Liu, Jaksá, e Meyers, 2008 e 2009). Esses métodos tentaram sugerir algumas formas de análises para tombamento de blocos quando a espessura das camadas são pequenas em relação a altura do talude. Atualmente o método de Goodman e Bray (1976) ainda é o mais difundido e o seu uso no cotidiano da engenharia pode ser facilitado por meio do software RocTopple V.1, da Rocscience.

Desde o método sugerido por Aydan e Kawamoto (1992), estudos realizados por Adhikary *et al.* (1997) e Amini, Majdi e Aydan (2009) mostraram possibilidades de um estado de equilíbrio limite para tombamento flexural. O método sugerido por Aydan e Kawamoto (1992) para tombamento flexural tem sido bastante utilizado em trabalhos acadêmicos, mas o seu uso pode ser limitado para altos valores da relação H/t , uma vez que os testes físicos realizados por esses autores consideravam uma relação H/t de 5 a 14.

Recentemente, Amini, Majdi e Veshadi (2012) propuseram uma metodologia para calcular tombamento bloco-flexural. Embora haja o conhecimento sobre esse tipo de tombamento, o método proposto por estes autores torna-se de difícil aplicação no dia-dia da engenharia, visto que o conhecimento detalhado dos blocos livres ou engastados do plano basal é uma das premissas para esse método e na prática são de difíceis obtenções.

3.2 TALUDES ROCHOSOS

No Capítulo 2 foram abordados os requisitos mínimos necessários que devem ser utilizados nas análises de estabilidade de maciços rochosos. Além do conhecimento detalhado da descrição geomecânica, as análises de estabilidade de taludes rochosos dependem da correta aplicação desses parâmetros nos vários métodos de estabilidade sugeridos na literatura.

Uma das premissas das análises que envolvem estabilidade de taludes é entender os tipos de rupturas que estão associados às rochas e solos. Uma vez que a estabilidade dos taludes rochosos seja dominada por descontinuidades, as análises devem ser tratadas em termos de ruptura planar, cunha e tombamento. Rupturas Planares são dominadas por uma ou mais famílias de descontinuidades, orientadas com direção de mergulho aproximadamente paralelo ao *dip direction* da face do talude, aproximadamente 30° (Hudson e Harrison, 1997). O ângulo da face (ψ_f) deve ser maior que o mergulho do plano da descontinuidade (ψ_d), como demonstrado na Figura 19.a.

De acordo com Goodman (1989), escorregamentos por cunhas podem ocorrer quando dois conjuntos de planos se interceptam formando uma linha de intersecção que sai à face do talude definindo um bloco tetraédrico. A Figura 19.b mostra a forma de rompimento por cunha e a condição cinemática necessária para ruptura de taludes em cunha e planar está representada pela equação 27, onde ϕ é o ângulo de atrito.

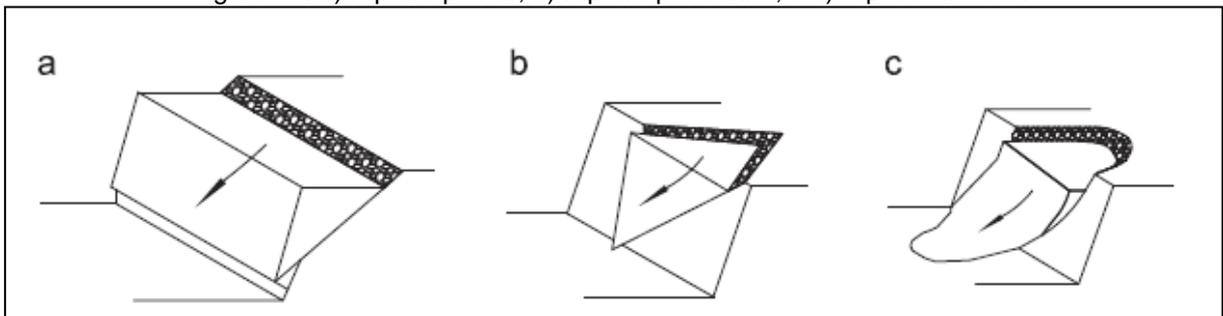
$$\psi_f > \psi_d > \phi \quad (27)$$

A ruptura circular é bem característica de solos ou maciços rochosos muito fraturados, mas pode também ocorrer em taludes sujeitos a ruptura por tombamento para ângulos globais. Pritchard (1989) observou evidências de deformações associadas a tombamentos em larga escala.

A forma circular de uma superfície de escorregamento (Figura 19.c) está relacionado às condições geológicas e estruturais do talude, que são de natureza contínua (Hudson e Harrison, 1997) e que pode desenvolver uma superfície de

ruptura circular crítica quando as descontinuidades são pequenas em relação ao tamanho do talude (Wyllie e Mah, 2004). Portanto, a ruptura circular em taludes rochosos, dependendo da altura e da resistência do maciço, tende a ocorrer para ângulos globais.

Figura 19: a) ruptura planar; b) ruptura por cunha; e c) ruptura circular.



Fonte: Hoek and Bray (1977)

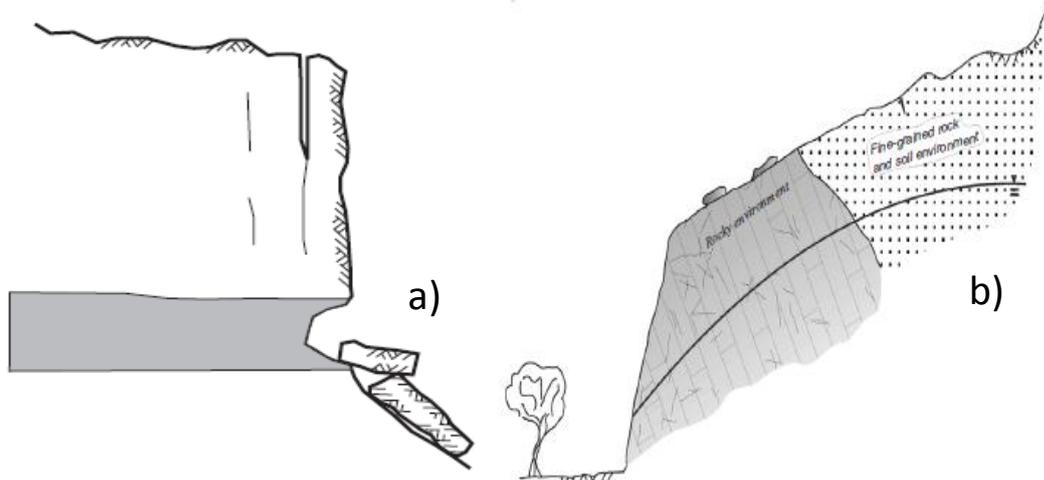
Entende-se por tombamentos como um processo de movimento de massa caracterizado pela rotação ou flexão de blocos ou colunas de rochas em uma base fixa (Pritchard e Savigny, 1990). Apesar de os primeiros estudos sobre esse tipo de movimento de massa ter sido realizado por Muller (1968) somente em 1976 Goodman e Bray classificaram as formas de rompimento por tombamento primário como: blocos, flexural e em forma bloco-flexural. Atualmente, essa é a divisão aceita na comunidade científica.

Mecanismos de ruptura por tombamento estão fortemente associados a atitude das famílias das descontinuidades do talude, essas descontinuidades dividem o talude em blocos espaçados ou colunas de rochas bastante persistentes. Além de tombamentos primários, Goodman e Bray (1976) classificaram outro grupo de tombamentos como secundários, que envolve uma combinação de movimentos mais complexos, proporcionado algum movimento de tombamento associado a outros tipos de movimentos, como planar ou circular (Mohtarami, Jafari e Amini, 2014).

Tombamentos secundários podem ter início no pé do talude (Wyllie e Mah, 2004), geralmente provocado por causas naturais (erosão) ou pela ação humana (escavação). Podem também ser provocados pelo peso da massa de solo que contribuem para o movimento de tombamento (Mohtarami, Jafari e Amini, 2014). A Figura 20 ilustra dois exemplos das possíveis formas de rupturas por tombamentos

secundários. Este assunto não será aprofundado porque não é o foco desta dissertação.

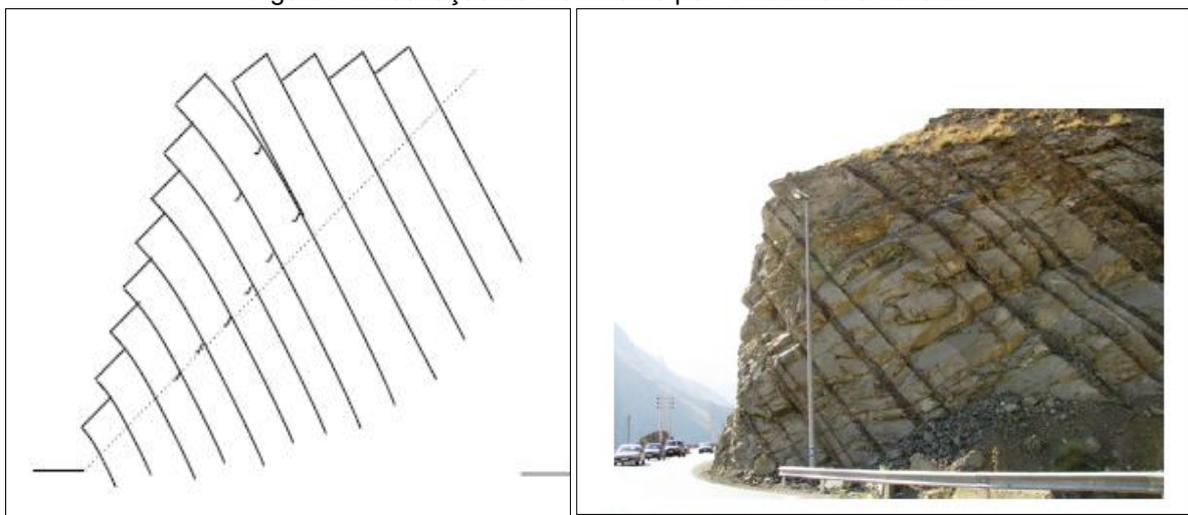
Figura 20: tombamentos secundários. a) por erosão no pé; b) movimentos associados.



Fonte: a) Wyllie e Mah (2004); b) Mohtarami, Jafari e Amini (2014).

Taludes tornam-se susceptíveis a movimentos por tombamentos quando descontinuidades mergulham para dentro da face em direção perpendicular ou subparalelo a crista do talude (Pritchard e Savigny, 1990) e quando forem satisfeitas as condições cinemáticas de Goodman e Bray (1976). As Figuras 21, 22 e 23 mostram os três tipos de rupturas por tombamentos primários classificados por Goodman e Bray (1976).

Figura 21: Ilustração de movimento por tombamento flexural.

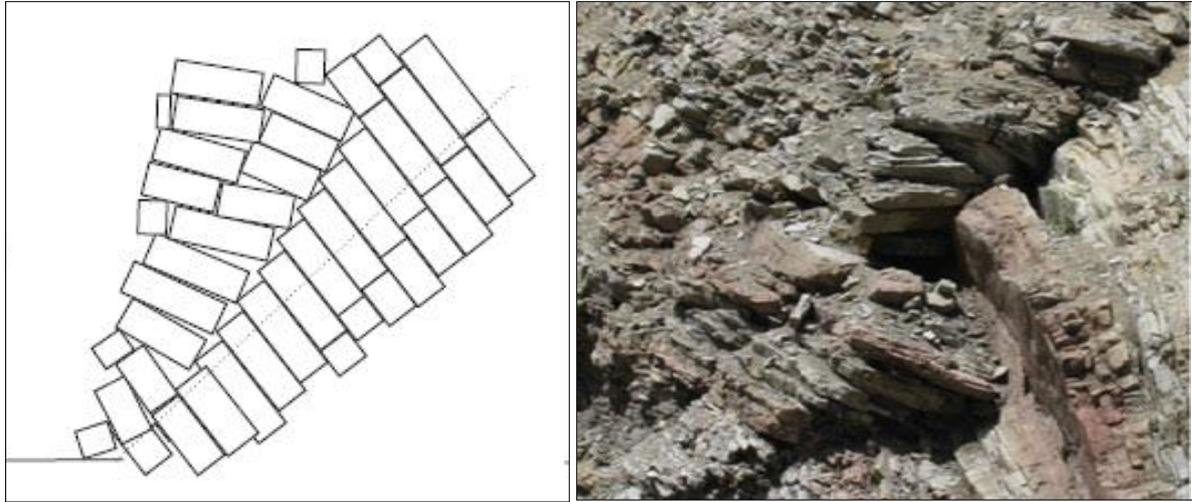


Fonte: Majdi e Amini (2011).

A persistência das descontinuidades claramente demonstrada na Figura 21, sem uma segunda família de descontinuidades, sugere que esse talude seja

analisado como tombamento flexural por meio de uma análise que considere um estado de tensão-deformação.

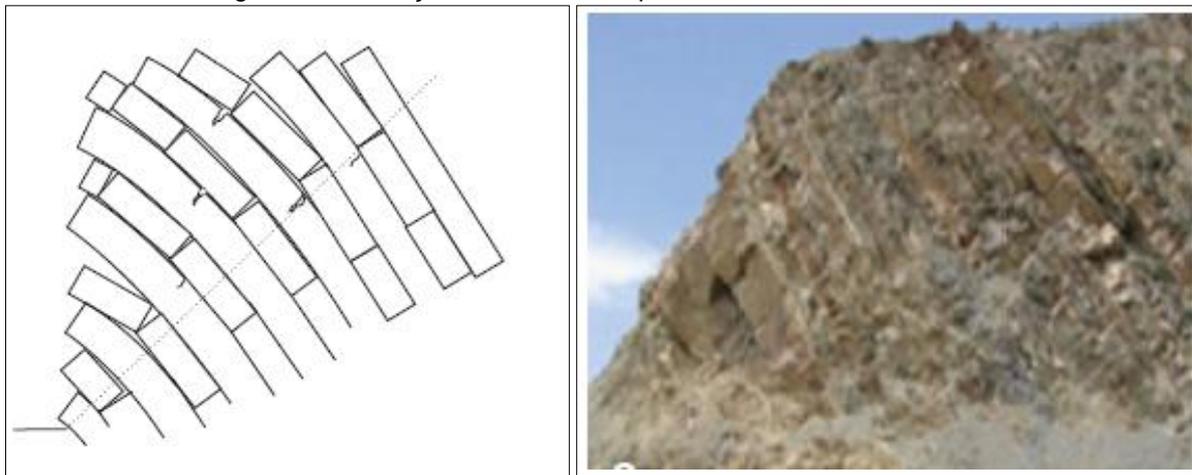
Figura 22: Ilustração de movimento por tombamento de blocos.



Fonte: Majdi e Amini (2011).

A ilustração da Figura 22 mostra que tombamento de blocos é dominado por um estado de equilíbrio limite, onde nota-se o desenvolvimento de um plano basal bem definido, como citado em Goodman e Bray (1976).

Figura 23: Ilustração de movimento por tombamento bloco-flexural.



Fonte: Majdi e Amini (2011).

Na Figura 23 se observa famílias de descontinuidades pouco persistentes mergulhando em sentido perpendicular ao mergulho das descontinuidades do talude. Nesse caso, há blocos que são divididos por uma ruptura na base e outros estão em um estado de tensão-deformação (Amini, Majdi e Veshadi, 2012). A Figura 24 mostra o talude em estudo dessa dissertação, onde se observa os planos de foliação com mergulho para dentro da face do talude.

Figura 24: Descontinuidades do talude sujeito a tombamento.



3.3 ANÁLISE CINEMÁTICA DE TOMBAMENTO

A análise cinemática é uma forma de identificar, por meio de projeção estereográfica, as condições favoráveis para rupturas por escorregamento planar, cunha e tombamento. A análise consiste em plotar as atitudes das descontinuidades e do talude em uma projeção para verificar se as relações que proporcionam condições cinemáticas favoráveis para os três tipos de rompimentos são satisfeitas.

A análise cinemática relacionada a tombamentos foi inicialmente proposta por Goodman e Bray (1976), no qual propuseram que a condição para movimento flexural ocorre quando a equação 29 for satisfeita. Onde θ é o ângulo da face do talude; ϕ e α são o ângulo de atrito e o mergulho das descontinuidades, respectivamente.

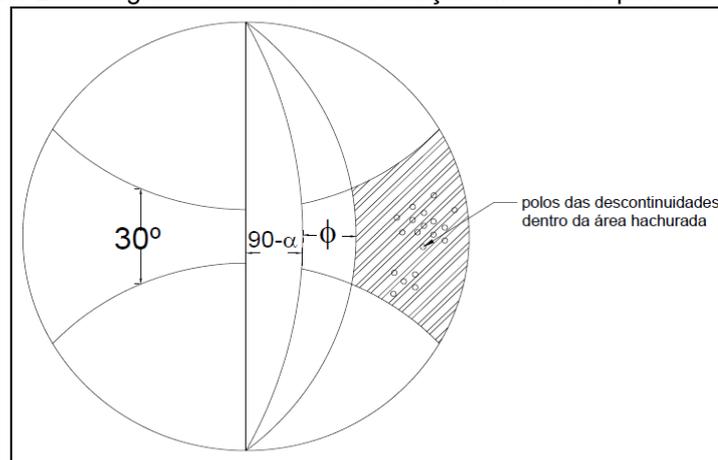
$$\theta \geq (90 - \alpha) + \phi \quad (28)$$

O fator de segurança pode ser determinado por essa metodologia (Hudson e Harrison, 1997), mas esse método fornece apenas uma indicação de possibilidade de movimento flexural ocasionado pelo princípio de que a resistência ao

cisalhamento das discontinuidades é excedida pelas tensões cisalhantes, uma vez que a maior tensão principal está direcionada em sentido paralelo a face do talude (Sjöberg, 1999). O problema desse método é que ele não considera outros mecanismos que controlam o escorregamento entre as camadas (Adhikary *et al.*, 1997).

A outra condição que deve ser obedecida para ocorrer tombamentos relaciona a direção de mergulho das camadas (*dip direction*), que segundo Goodman e Bray (1976) deve estar dentro de 30° da direção de mergulho da face do talude. Quando as duas condições forem satisfeitas os polos das famílias de descontinuidade estarão dentro da região hachurada no estereograma, como representado na Figura 25.

Figura 25: Estereograma mostrando a condição cinemática para tombamento.



Madji e Amini (2011) sugerem que esse critério seja usado como uma análise inicial de potencialidade de movimento flexural, uma vez que somente a equação 28 não seja suficiente para avaliar uma ruptura por tombamento. Se a equação cinemática de Goodman e Bray (1976) não for satisfeita o talude estará estável para rupturas por tombamento flexural, caso contrário o talude pode estar seguro ou não. Portanto, esse método não fornece um fator de segurança decisivo que representa as condições do maciço (Madji e Amini, 2011) e a análise recorrendo somente este método deve ser feito com cuidados.

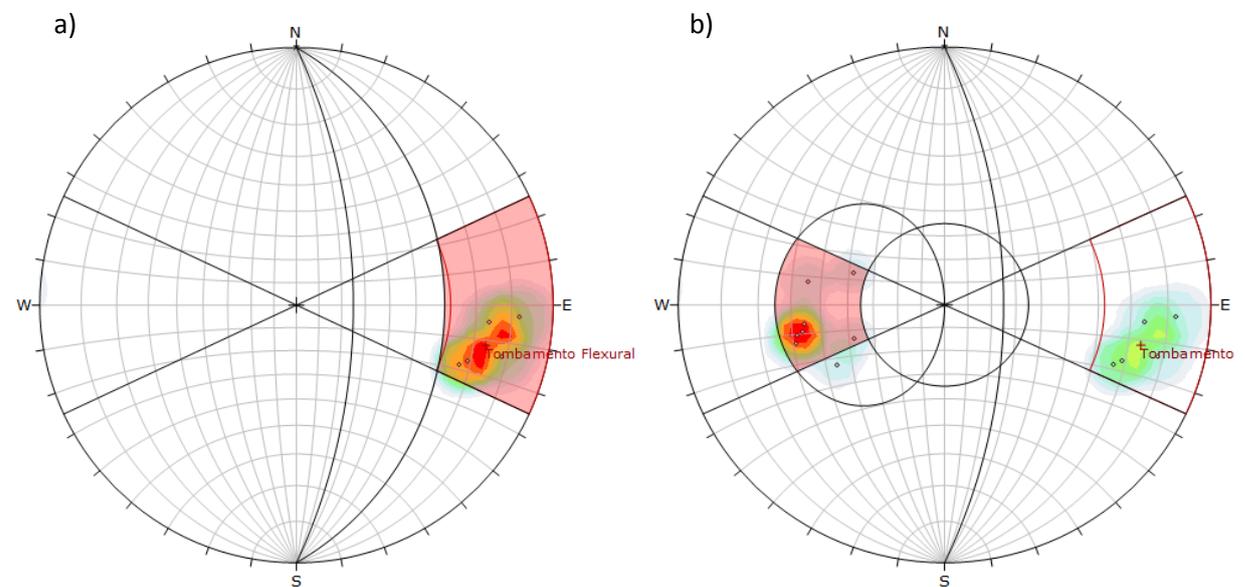
Embora essa análise tenha sido formulada para uso em tombamento flexural (Goodman e Bray, 1976) é muito comum na prática mineira ela ser utilizada como um indicativo de tombamento de blocos ou bloco-flexural, uma vez que essa

possibilidade seja favorecida por descontinuidades em condição de escorregamento planar, isso foi observado por Amini, Madji e Veshadi (2012) em análises de tombamento bloco-flexural.

A Figura 26 ilustra a diferença entre análises cinemáticas para um tombamento flexural puro (a); e tombamento de blocos ou bloco-flexural (b). No exemplo *a* não há descontinuidades mergulhando em sentido perpendicular às descontinuidades que contribuem para tombamento, isto proporciona análises que envolvam apenas tombamento flexural.

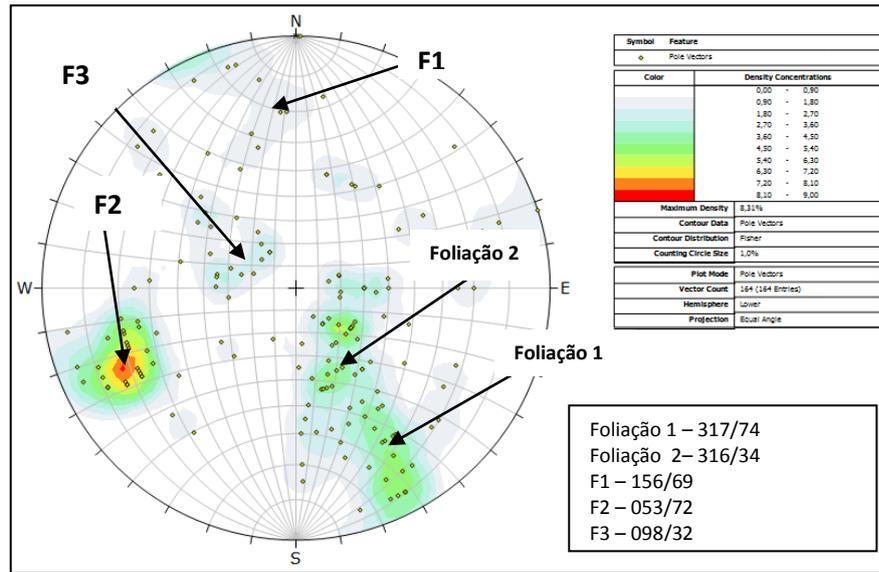
Em *b* nota-se alguns polos de uma família de descontinuidades na zona de escorregamento da face do talude, isto pode proporcionar o desenvolvimento de um plano de ruptura na base, onde há possibilidades de análises para tombamento de blocos ou bloco-flexural, de acordo com a persistência das descontinuidades.

Figura 26: Estereograma representando as condições cinemáticas favoráveis para tombamento. a) Flexural; b) blocos ou bloco-flexural.



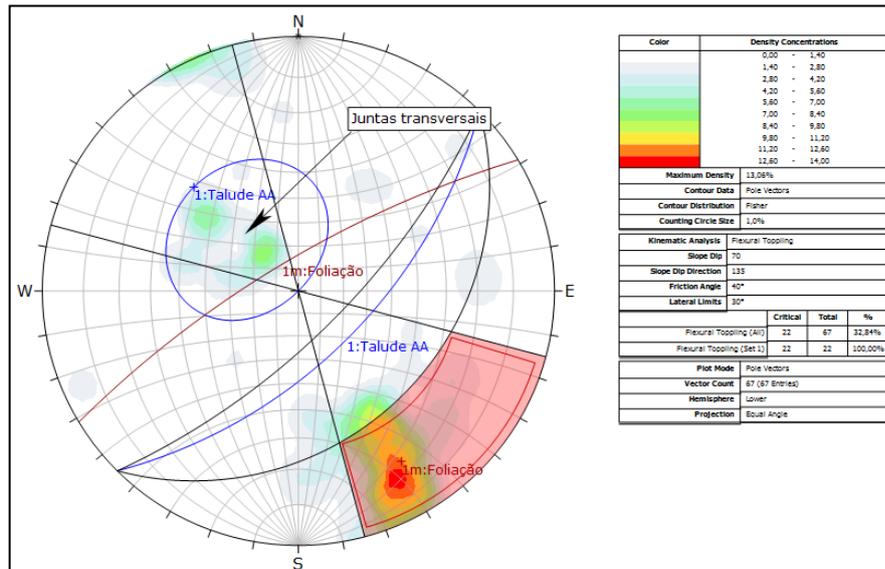
Uma das limitações da projeção estereográfica é que ela considera apenas as relações angulares entre linhas, pontos e planos, desconsiderando as dimensões que a análise está sendo realizada e outros fatores que influenciam na estabilidade, como forças externas. A Figura 27 mostra a representação estereográfica dos polos de todas as descontinuidades mapeadas na mina de Candiota, que foram coletadas em *scanlines* com comprimentos de 10 a 20 metros.

Figura 27: Representação dos polos da análise cinemática da mina de Candiota



A análise cinemática, realizada com o software Dips da Rocscience, identificou em um dos setores da mina de Candiota potencialidades para rupturas por tombamento. Uma vez que a equação 28 tenha sido satisfeita, a condição de instabilidade ocorreu porque os polos da família de foliação, que mergulham para dentro da face, estão dentro de 30° do *dip direction* da face do talude, isto está representado pela densidade de polos na análise da Figura 28.

Figura 28: Representação estereográfica da condição cinemática favorável ao tombamento.



Observa-se que o talude do corte AA' possui possibilidades de tombamento condicionado pela densidade de foliação que representa 12% do total das

descontinuidades levantadas da mina (Figura 27) e 43% do total da foliação mapeada.

As condições de estabilidade foram realizadas pelo método de Goodman e Bray (1976) para taludes de bancada, métodos de Amini, Majdi e Aydan (2009) para taludes de bancadas e ângulo global e modelos numéricos para ângulo global que também já considera as bancadas.

Como se observa na análise cinemática da Figura 28, os polos da família de das juntas transversais, que são pouco persistentes, estão dentro da zona de escorregamento do talude e os polos da família de foliação encontram-se na zona de tombamento, sugerindo um possível plano basal balizado pelas descontinuidades.

A Tabela 7 define a relação entre o mergulho das descontinuidades e a face do talude AA', no qual teve as bancadas ilustradas na figura 9, e possui *dip direction* de 135.

Tabela 7: Descrição geométrica das bancadas e descontinuidades

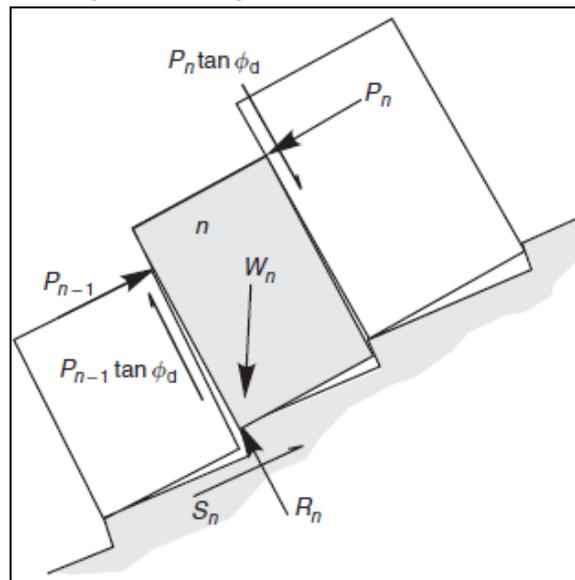
Bancada	Altura (m)	Ângulo face (θ)	Foliação 1 (δ)
1	31,18	66	74
2	30,89	80	74
3	7,35	70	74
4	3,70	79	74
5	8,78	70	74

3.4 TOMBAMENTO DE BLOCOS

Segundo Pritchard e Savigny (1990) os primeiros estudos relacionados às análises via Equilíbrio Limite voltados a tombamentos de blocos em pequenas escalas foram propostos por Goodman e Bray (1976) e serviu de base para a evolução de pesquisas relacionadas a tombamentos.

Esse tipo de análise considera a determinação da geometria dos blocos e o estado de forças atuantes como requisitos fundamentais para sua determinação. O desenvolvimento de forças que podem provocar tombamentos ou escorregamentos

Figura 30: Forças atuantes nos blocos.



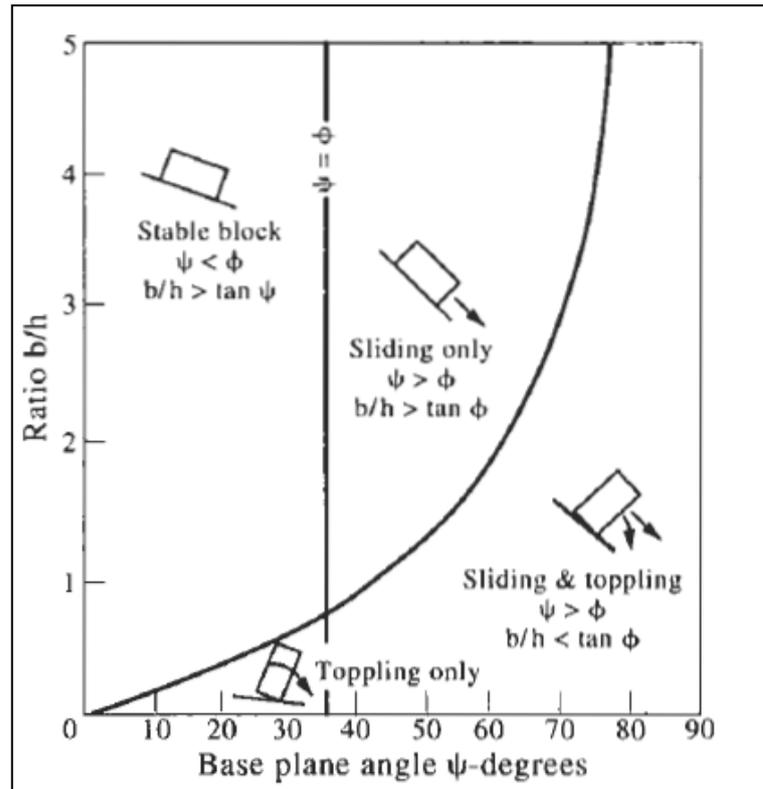
Fonte: Wyllie e Mah (2004)

O método avalia se cada um dos blocos que constituem o talude está em uma das seguintes situações: estáveis, tombando ou escorregando. A forma analítica para determinar as condições de instabilidade para blocos, proposto por Goodman e Bray (1976), considera a determinação dos seguintes parâmetros:

- Geometria e pesos dos blocos do talude;
- Determinação da força P_n gerada como resultado do tombamento do bloco imediatamente acima do bloco n em um ponto de altura M_n da base;
- Força P_{n-1} que proporciona o tombamento do bloco analisado;
- Forças de atrito desenvolvidas nas faces laterais dos blocos;
- Forças normais e cisalhantes atuantes na base de cada bloco;
- Pressões d'água atuantes nas faces e base dos blocos.

Os cálculos para determinar a condição de estabilidade parte do princípio da discretização e da força momento que causa a rotação, estabilidade ou escorregamento de cada bloco em um plano inclinado de acordo com a esbelteza do bloco. A Figura 31 mostra a condição de estabilidade de um bloco com diferentes condições de largura (b) e altura (h) em um plano inclinado (ψ).

Figura 31: Condição de estabilidade para blocos em um plano.



Fonte: Hoek e Bray (1977)

Após a determinação da forma geométrica de cada bloco é realizado um procedimento de cálculo que se inicia do bloco superior até o primeiro bloco, no pé do talude. O procedimento para calcular o fator de segurança consiste em prosseguir da seguinte forma:

- i. Determinar a geometria;
- ii. Determinar as forças atuantes;
- iii. Localizar os pontos de aplicação.

Goodman e Bray (1976) sugeriram que a número de blocos que constitui um talude em análise pode ser determinado por meio da equação 29.

$$n = \frac{H}{\Delta x} \left[\operatorname{cosec}(\psi b) \left(\frac{\cot(\Psi b) - \cot(\Psi f)}{\sin(\Psi b - \Psi f)} \right) \sin(\psi s) \right] \quad (29)$$

A altura Y_n de cada bloco do talude pode ser obtida pelas formulas 30, para blocos abaixo da crista do talude, e 31 para blocos acima da crista. As constantes a_1 , a_2 e b são determinados pelas formulas 32, 33 e 34.

$$Y_n = n (a_1 - b) \quad (30)$$

$$Y_n = Y_{n-1} - a_2 - b \quad (31)$$

$$a_1 = \Delta x \tan (\psi_f - \psi_p) \quad (32)$$

$$a_2 = \Delta x \tan (\psi_p - \psi_s) \quad (33)$$

$$b = \Delta x \tan (\psi_b - \psi_p) \quad (34)$$

A maior força entre tombamento ($P_{n-1,t}$) ou escorregamento ($P_{n-1,s}$) define o modo de instabilidade do bloco e são obtidas pelas equações 35 e 36. Se um bloco está em situação de tombamento a força p_n atua para tombá-lo, caso esteja em situação de escorregamento a força p_n atua para escorregá-lo (Zanbak, 1983).

O ponto de aplicação M_n e L_n são determinados pelas equações 37 e 38, caso os blocos estejam abaixo da crista; 39 e 40, se o bloco está na crista; 41 e 42, para blocos acima da crista. A figura 32 mostra as variáveis atuantes em um bloco com os respectivos pontos de aplicação.

$$P_{n-1,t} = [P_n (M_n - \Delta x \tan \phi_d) + (Wn/2) (Y_n \sin \psi_p - \Delta x \cos \psi_p)] / L_n \quad (35)$$

$$P_{n-1,s} = P_n - [Wn (\cos \psi_p \tan \phi_p - \sin \psi_p) / (1 - \tan \phi_p \tan \phi_d)] \quad (36)$$

$$M_n = Y_n \quad (37)$$

$$L_n = Y_n - a_1 \quad (38)$$

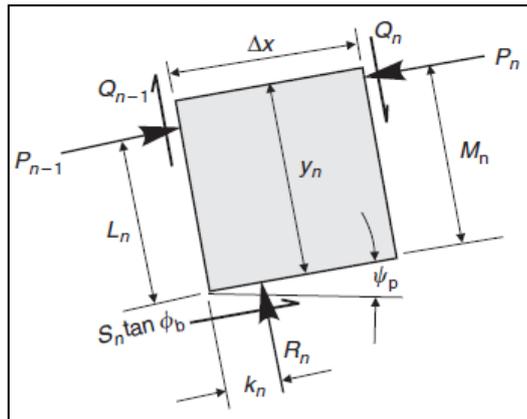
$$M_n = Y_n - a_2 \quad (39)$$

$$L_n = Y_n - a_1 \quad (40)$$

$$M_n = Y_n - a_2 \quad (41)$$

$$L_n = Y_n \quad (42)$$

Figura 32: Forças atuantes em um bloco.



Fonte: Wyllie e Mah (2004)

O produto de todos os cálculos é a determinação da força P_n , atuante no(s) primeiro(s) bloco(s), que promove a instabilidade do talude, para $P_n > 1$, ou instabilidade caso $P_n < 1$. O próximo passo é determinar as forças R_n e S_n do bloco 1 sem o tirante por meio das fórmulas 43 e 44, considerando que $S_n = R_n \tan \phi_p$.

$$R_n = W_n \cos \psi_p + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi_d \quad (43)$$

$$S_n = W_n \sen \psi_p + (P_n - P_{n-1}) \quad (44)$$

Goodman e Bray (1976) propõem a instalação de tirantes nos blocos do pé para estabilizar todo o talude, onde as forças necessárias são calculadas pelas equações 45, para tombamento, e 46 para escorregamento. A maior das duas forças deve ser considerada como a tensão necessária no tirante.

$$T_t = \frac{\left(\frac{W_1}{2}\right)(\sin \alpha y_1 - \cos \alpha \Delta x) + P_1 (y_1 - \varphi \Delta x)}{L_1 \cos(\alpha + \delta)} \quad (45)$$

$$T_s = \frac{P_1 (1 - \varphi^2) - W_n (\varphi \cos \alpha - \sin \alpha)}{\varphi \sin(\alpha + \delta) + \cos(\alpha + \delta)} \quad (46)$$

Após a determinação da força necessária a ser aplicada ao tirante os valores das forças normais (R_1) e cisalhantes (S_1) são calculados na base do bloco por meio das fórmulas 48 e 49, considerando também que $S_n = R_n \tan \phi_p$.

$$R_1 = \phi P_1 + T \sin(\alpha + \delta) + w_1 \cos \alpha \quad (47)$$

$$S_1 = P_1 - T \cos(\alpha + \delta) + w_1 \sin \alpha \quad (48)$$

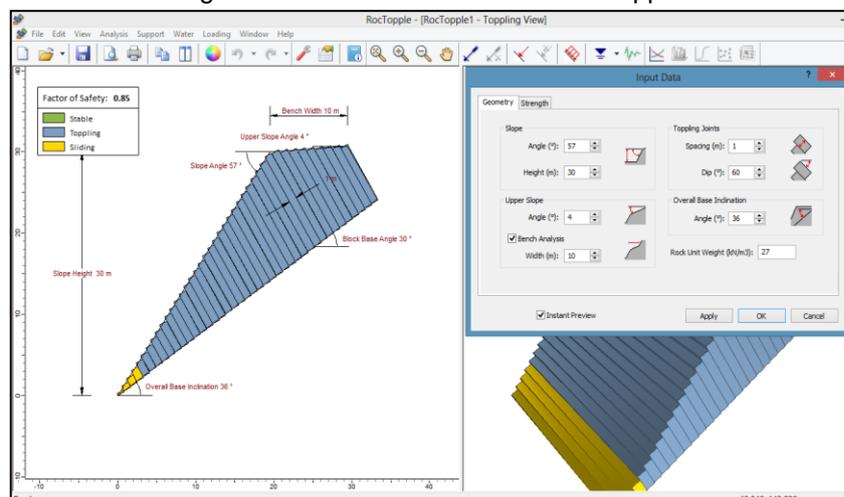
O fator de segurança para o talude pode ser definido pela razão entre o ângulo de atrito das discontinuidades sem suporte e o ângulo de atrito obtido após o suporte (Goodman e Bray, 1976), demonstrado pela equação 49.

$$F_s = \frac{\tan \phi \text{ sem suporte}}{\tan \phi \text{ com suporte}} \quad (49)$$

De acordo com Zambak (1983) o método de Goodman e Bray (1976) poderia ser utilizado para determinar a estabilidade de taludes susceptíveis a tombamento quando são conhecidas as dimensões das colunas individuais de rochas em uma base em forma de escadaria. Zambak (1983) também considerou que a estabilidade de um talude com potencial para tombamento seria definido pelos blocos que se encontram no pé do talude, que se torna estável se não houver necessidade de suporte no “bloco chave”.

A aplicação do método de Goodman e Bray (1976) tornou-se facilitada com o software RocTopples V.1, da Rocscience, uma vez que os cálculos dos fatores de segurança por esse método torna-se tedioso e gasta-se muito tempo, caso seja feito manualmente. O RocTopples, que utiliza o método de Goodman e Bray (1976), calcula todos os parâmetros descritos acima, simulando a aplicação de tirantes. A Figura 33 mostra a interface do software.

Figura 33: Interface do software RocTopples.



Zanbak (1983), utilizando o método de Goodman e Bray (1976), apresentou uma série de diagramas para determinar a força necessária de suportes para condições de equilíbrio limite de taludes drenados susceptíveis a tombamento com plano basal em forma de escadaria. Este autor considerou que as forças geradas pela rotação de colunas em maciços rochosos podem ser calculadas em função da altura do talude (H) e a largura (t) dos blocos de rocha para vários planos de inclinação de ruptura.

A construção desses diagramas teve o objetivo de mostrar a relação existente entre H/t e os componentes geométricos adimensionais das forças requeridas para o suporte (Zanbak, 1983).

Uma vez que a análise generalizada da estabilidade de tombamento feita por Zanbak (1983) é baseada no modelo de Goodman e Bray (1976), a altura das colunas individuais são controladas por seis variáveis geométricas: Altura do Talude, largura do bloco, ângulo geral do plano basal, ângulo da base, ângulo do Talude e ângulo acima da crista.

A força necessária do suporte para o bloco do pé do talude pode ser dividida em duas componentes: escalar e geométrica. Uma vez que a componente geométrica contém os parâmetros adimensionais obtidos pela relação H/t, o valor de P_{n-1} do último bloco torna-se constante para todos os blocos de rochas que contém a mesma relação H/t e com os mesmos parâmetros angulares.

A facilidade de aplicação dessa análise pode ser visualizada por meio de diagramas sugeridos pelo autor que relaciona a força P_{n-1}^* dos últimos blocos em função da relação adimensional de H/t.

Bobet (1999) apresentou fórmulas para um método de equilíbrio limite que considera a espessura dos blocos pequena em relação a altura do talude e trata o plano basal como uma linha reta. O método trata o maciço como um meio contínuo ao contrário do método de Goodman e Bray (1976) que considera o talude como um conjunto de blocos discretos e que necessita determinar todos os parâmetros geométricos para a análise.

O produto da análise é a força atuante no pé do talude que o torna instável, esta metodologia deve ser aplicável para relações H/t maior que 50, abaixo desse valor o método torna-se errático quando comparado a modelos numéricos.

Baseando-se também no modelo de Goodman e Bray (1976), Sagasetta, Sanchez e Cañizal (2001) propuseram a aplicação de um método contínuo que pode ser aplicado para taludes com alturas acima de 20 metros. Esse método de análise sugeriu que a linha da base de ruptura não fosse analisada somente em um mergulho normal as discontinuidades e, ao contrário do método de Bobet (1999), não trata o plano basal como uma linha reta, mas como uma base em forma de escadaria.

Liu, Jaksa e Meyers (2008 e 2009) utilizaram aproximações contínuas como solução para análises de tombamento de blocos quando a relação entre H/t estiver entre 15 a 20. Nesse método há uma região no talude onde há uma transição de escorregamento para tombamento (ou vice-versa) de conjunto de blocos. Estes autores introduziram dois conceitos, coeficiente de transferência e peso equivalente de tombamento do bloco para determinar regiões na face que estejam tombando ou escorregando com estruturas em conjunto.

Diante do exposto anteriormente entende-se que desde o método proposto por Goodman e Bray (1976) houve um grande esforço da comunidade científica para solucionar problemas relacionados a tombamento de blocos por meio de métodos analíticos, principalmente quando o espaçamento das discontinuidades é pequeno em relação a altura do talude.

Em casos onde as análises consideram a relação H/t muito grande algumas ferramentas, tais como modelos numéricos, podem ser mais úteis, uma vez que as modelagens envolvem alguns parâmetros não tratáveis nos métodos analíticos como estados de tensões, poropressão e ambientes geológicos, além de considerar a incorporação de várias famílias de discontinuidades. Métodos numéricos, baseado em elementos finitos, serão discutidos em detalhe no capítulo 4 desta dissertação.

3.5 USO DO MÉTODO DE GOODMAN E BRAY (1976) EM CANDIOTA

O uso de métodos analíticos que discretizam as bancadas em colunas individuais, como no caso do método Goodman e Bray, pode torna-se limitado para a situação apresentada na mina de Candiota, onde outras famílias de discontinuidades, além das camadas, compõem também o maciço.

Embora que haja esta possibilidade a hipótese do desenvolvimento de um plano basal, que seja balizado pelas descontinuidades das famílias de juntas transversais, foi utilizada para avaliar as condições dos taludes de bancada da mina de Candiota por meio do método de Goodman e Bray (1976) e com auxílio do software RocTopple V.1, da Rocscience.

Uma vez que a metodologia proposta de Goodman e Bray (1976) foi idealizada para níveis de bancada o uso deste método para o talude global não foi aplicado. A tabela 8 mostra os parâmetros utilizados nas bancadas com os fatores de segurança obtidos para cada simulação e as figuras de 34 a 38 mostram os resultados dos modelos discretizados, depois de serem tratados no software.

Tabela 8: parâmetros utilizados no método de Goodman e Bray (1976)

Parâmetros	Bancada 1	Bancada 2	Bancada 3	Bancada 4	Bancada 5
Altura do talude (m)	31,18	30,89	7,35	3,69	8,78
Ângulo do talude (°)	66	81	79	70	79
Largura da bancada (m)	12,37	5,14	13,28	12,56	8,58
Ângulo acima da crista (°)	0	0	0	0	0
Espaçamento (m)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Dip - descontinuidades (°)	74	74	74	74	74
Plano basal (°)	32	32	32	32	32
Densidade (g/cm ³)	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
Fator de Segurança	0,90	0,84	0,91	0,99	0,91

Figura 34: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 1

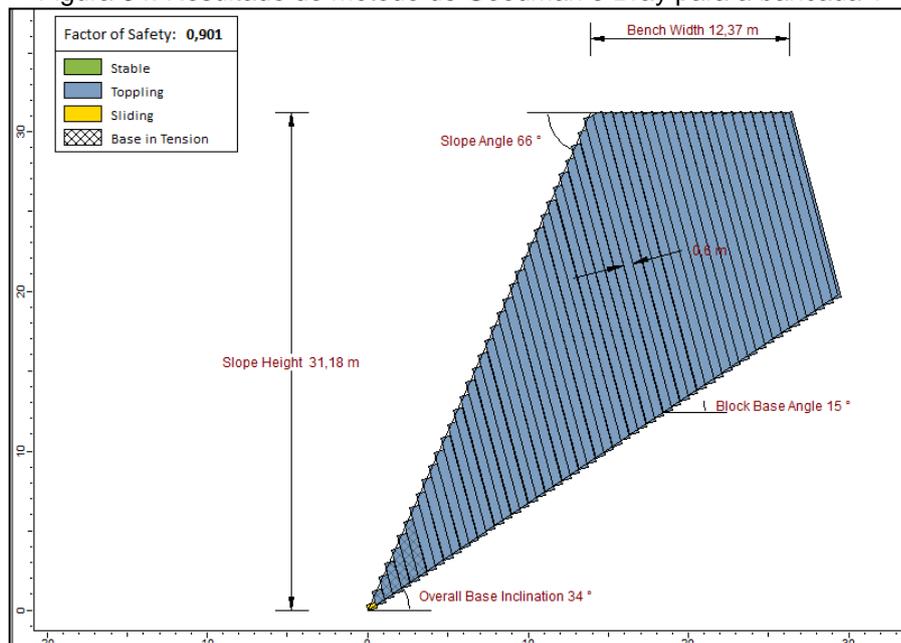


Figura 35: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 2

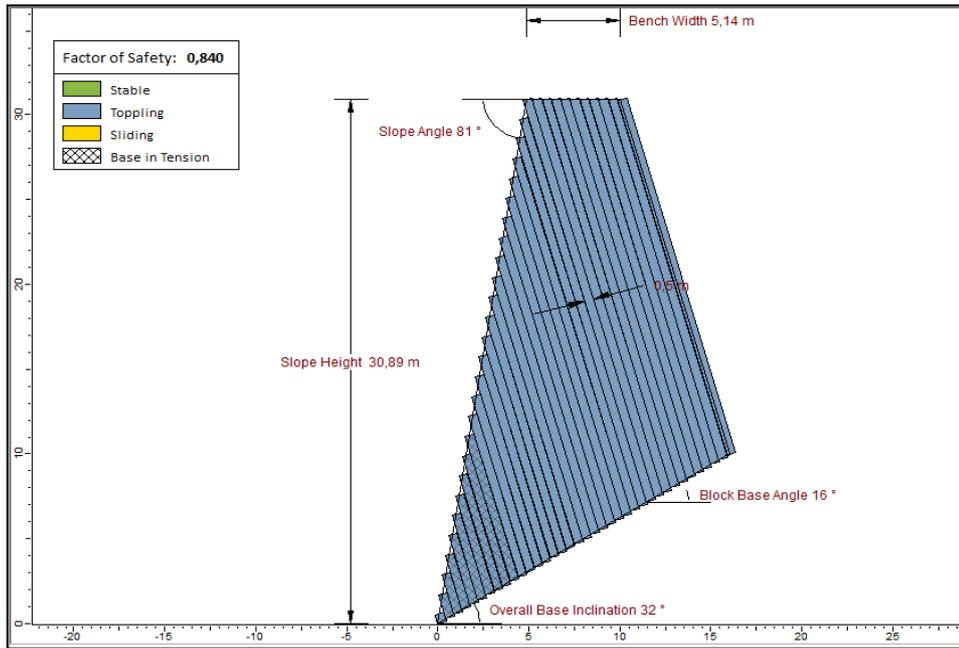


Figura 36: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 3

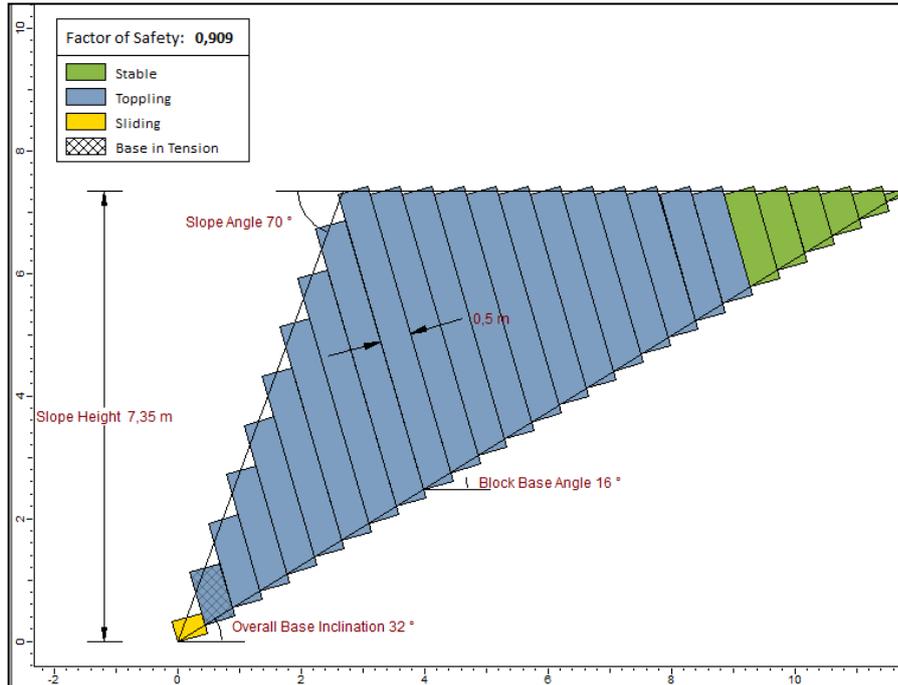


Figura 37: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 4

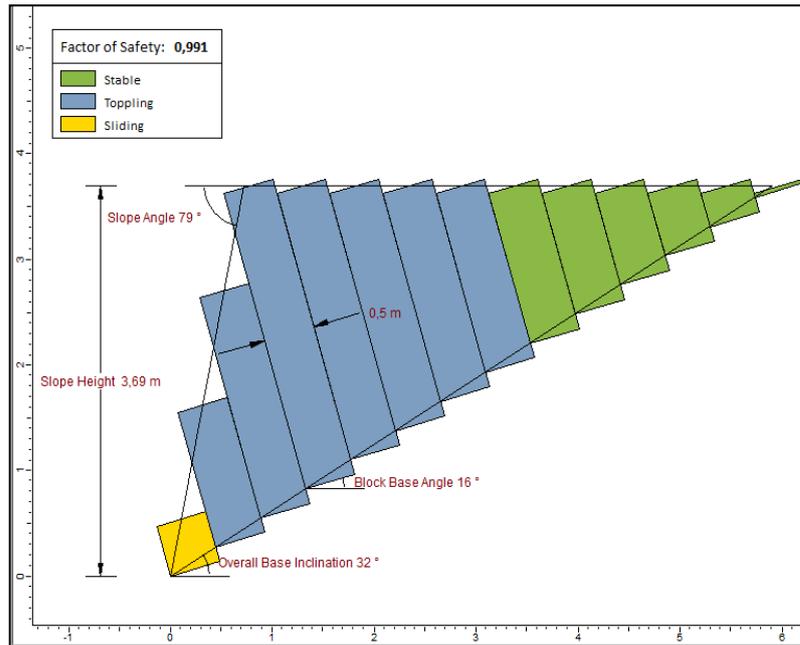
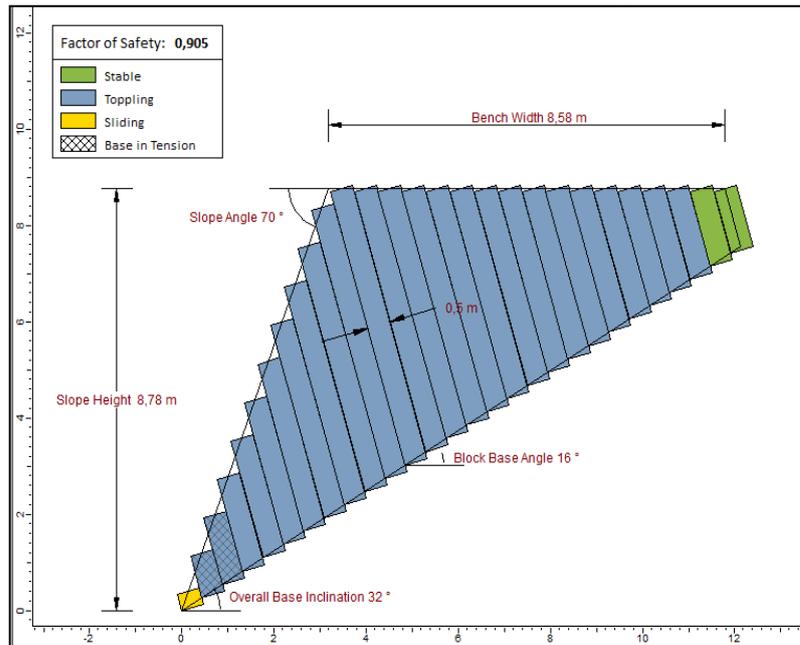


Figura 38: Resultado do método de Goodman e Bray para a bancada 5



Os resultados das simulações mostram fatores de segurança abaixo da margem de equilíbrio limite para todas as bancadas individuais. Se o estudo das bancadas fosse realizado por este método os ângulos de todas as bancadas deveriam ser reavaliados ou haveria necessidade da instalação de suportes. No caso da mina de Candiota este método pode ser limitado, uma vez que ele não considera outras descontinuidades que, conforme os mapeamentos, estão presentes

na estrutura e dependendo dos parâmetros de resistência podem contribuir para a estabilidade do talude.

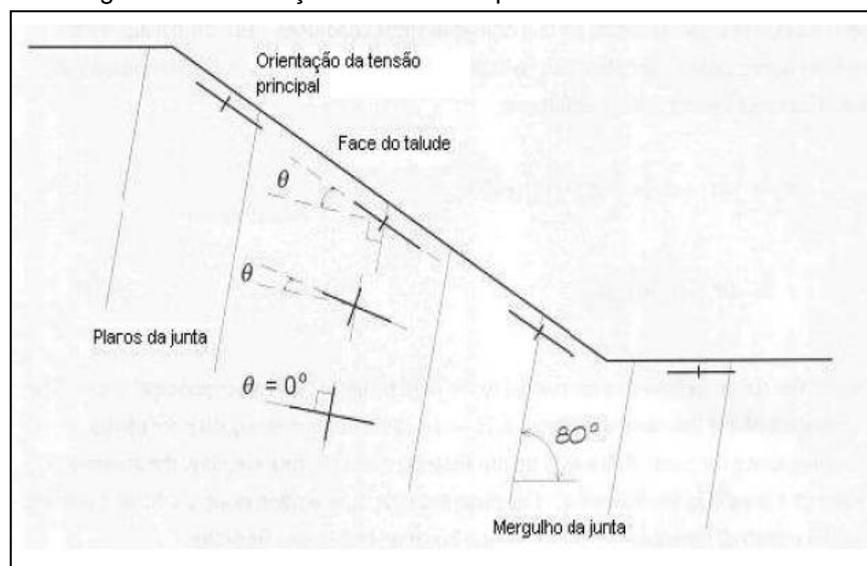
3.6 TOMBAMENTO FLEXURAL

Tombamento flexural é caracterizado por famílias de descontinuidades bastante persistentes que mergulham em sentido perpendicular a face do talude e o divide em forma colunas de rochas. Ao contrário de tombamento de blocos não há Juntas transversais formando um plano basal bem definido. Nesse caso, o plano basal é formado por um estado de tensão-deformação onde as lâminas ou colunas flexionam devido ao seu próprio peso (Aydan e Kawamoto, 1992).

Segundo Mohtarami, Jafari e Amini (2014) se as tensões de tração, provocada pelo peso da coluna, superarem a resistência a tração da rocha pode haver o desenvolvimento de um plano basal de deformação seguido de rupturas por tombamentos flexural.

O estado de tensão nas análises de tombamento flexural é importante porque esse tipo de instabilidade parte de um princípio onde as colunas de rochas engastadas estão em um estado de tensão-deformação. A Figura 39 mostra que próximo a face da escavação as tensões σ_1 tendem a se orientar em sentido paralelo a face.

Figura 39: Orientação das tensões próximas a face do talude.

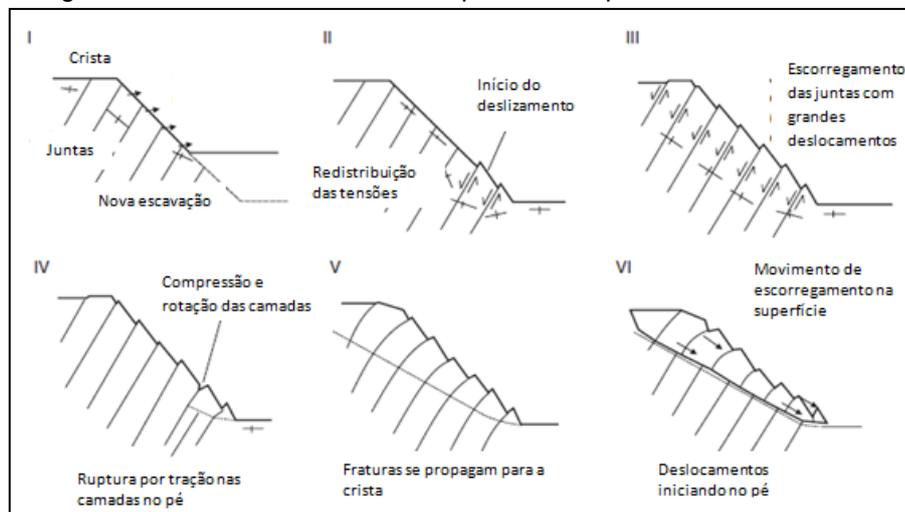


Fonte: Sjöberg (1999).

Partindo do princípio de que tensões normais em uma descontinuidade geram movimentos cisalhantes (Colomb, 1776, In Brady e Brown, 2004) o movimento de escorregamento das lâminas ou colunas de rochas engastadas ocorre devido às tensões que estão orientadas em sentido paralelo a face do talude e perpendicular as descontinuidades (Sjöberg, 1999).

O movimento de escorregamento ocorrerá se a resistência ao cisalhamento das descontinuidades for menor que as tensões cisalhantes. A Figura 40 mostra as possíveis etapas do desenvolvimento de um plano basal de ruptura.

Figura 40: Desenvolvimento de um plano basal por tensões cisalhantes



Fonte: Wyllie e Mah (2004)

A Figura 40 mostra em I que após a escavação as tensões tendem a se reorientar. Em II há acúmulo de tensões cisalhantes no pé do talude, logo depois (III) se inicia o processo de escorregamento entre as camadas. Em IV se nota o início da formação de um plano basal a partir do pé, que se propaga para a crista formando um plano basal de deformação (V).

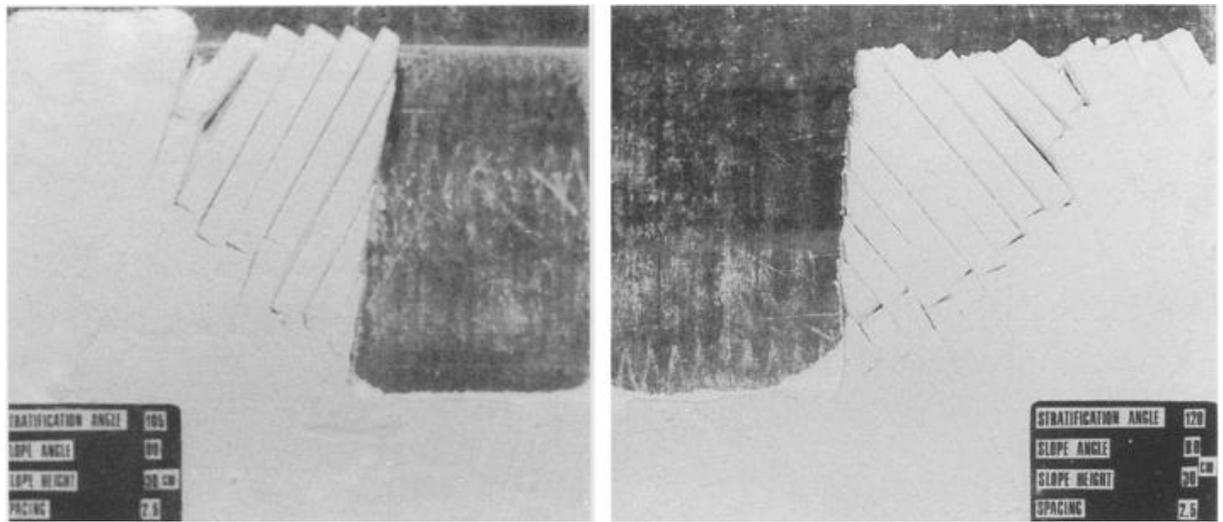
Em VI o plano basal está totalmente formado iniciando o movimento de tombamento. Estudos realizados por modelos físicos mostraram que o desenvolvimento de um plano basal se inicia no pé do talude devido a concentração de tensões cisalhantes e se propagam em direção à crista (Aydan e Kawamoto, 1992; Adhikary, Dyskin e Jewell, 1996; Adhikary *et. al.*, 1997).

Sjöberg (1999) observou que a condição cinemática de Goodman e Bray (1976) deveria ser aplicada às regiões próximas a face do talude, pois à medida que

as tensões se afastam da face elas tendem a se reorientar para seu estado normal de tensões virgens.

Os primeiros estudos baseado em equilíbrio limite para solucionar problemas de instabilidade por tombamento flexural foi proposto por Aydan e Kawamoto (1992). Esses autores utilizaram modelos físicos para simular o comportamento de taludes sujeitos a tombamento flexural. A Figura 41 mostra a imagem dos modelos físicos, que serviram de base para o desenvolvimento do método proposto por Aydan e Kawamoto (1992). Onde há o desenvolvimento de um plano de ruptura perpendicular ao mergulho das camadas.

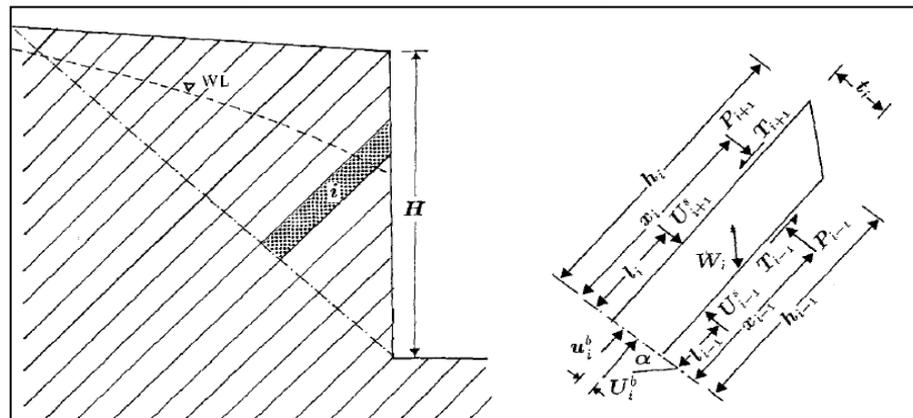
Figura 41: Modelos físicos utilizados para os testes centrífugos.



Fonte: Aydan e Kawamoto (1992)

O modelo proposto por Aydan e Kawamoto (1992), que está demonstrado na Figura 42, consiste em dividir o talude em fatias, que representam rochas engastadas e separadas por descontinuidades.

Figura 42: Modelo proposto por Aydan e Kawamoto para tombamento Flexural.



Fonte: Aydan e Kawamoto (1992)

Onde:

- $N_i = W_i \cos \alpha$
- $S_i = W_i \sin \alpha$
- $W_i = \gamma t_i (h_i + h_{i-1}) / 2$
- $h_i = (h_i + h_{i-1}) / 2$
- $A_i = t_i$
- U_{i+1}^s : Pressão da água no lado i+1
- U_{i-1}^s : Pressão da água no lado i-1
- U_i^b : Pressão uniforme da água na base
- u_i^b : Pressão excêntrica da água na base
- h_i : Altura da coluna no lado i+1
- h_{i-1} : Altura da coluna no lado i-1
- l_{bi} : Excentricidade da pressão da água na base
- l_{i+1} : Altura de ação da força da água no lado i+1
- l_{i-1} : Altura de ação da força da água no lado i-1
- t_i : Largura da coluna
- α : inclinação das camadas

As forças atuantes em cada coluna estão sujeitas a duas componentes: uma normal e outra paralela ao eixo longitudinal da coluna de rocha (Majdi e Amini, 2011). O cálculo das forças que atuam nas colunas de rocha é obtida pela equação 50 e o fator de segurança pode ser calculado por erros e tentativas considerando que:

Se $P_0 > 0$ Talude estável

Se $P_0 < 0$ Talude instável

Se $P_0 = 0$ Talude está em equilíbrio Limite

$$P_{i-1} = \frac{P_{i+1}(X_{hi} - \mu t_i / 2) + S_i h_i / 2 + \{u_i^b l_{bi} + u_{i+1}^s - u_{i-1}^s l_{i-1}\} - 2 l_i / t_i (\sigma_t / FS + (N_i - U_i^b) / A_i)}{(X_{hi} - \mu t_i / 2)} \quad (50)$$

Esse tipo de tombamento é bem observado em ambientes geológicos formados por xistos e filitos (Goodman e Bray, 1976), e em litologias formadas por espaçamento regular descontinuidades (Adhikary, Dyskin e Jewell, 1996). Entretanto, as referências não indicam um limite máximo ou mínimo de espaçamento, apenas relações entre a altura do talude e o espaçamento (H/t), obtidas nos modelos físicos.

O método de Aydan e Kawamoto (1992) torna-se muito dispendioso para taludes onde a relação H/t seja muito grande, uma vez que a identificação de estabilidade (ou instabilidade) ocorre por análises de maneira análoga ao método de Goodman e Bray (1976), onde as forças atuantes em uma coluna são transferidas para as outras até encontrar a situação de estabilidade no pé do talude.

Adhikary *et. al.* (1997), baseados no modelo de Aydan e Kawamoto (1992), desenvolveram uma metodologia para calcular o fator de segurança para tombamento flexural, demonstrado pela equação 51. Onde σ_t é a resistência à tração da rocha; H_{cr} é a altura crítica do talude (obtido por ábacos); t é a espessura da camada; γ é a densidade da rocha; e H é a altura do talude.

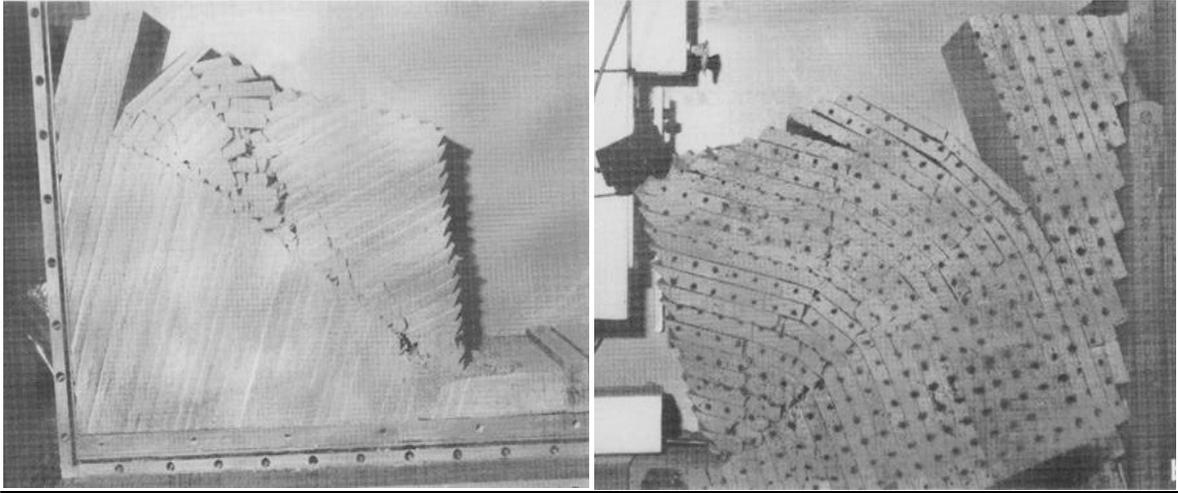
$$FS = \frac{\sigma_t H_{cr} t}{\gamma H^2} \quad (51)$$

Essa fórmula foi obtida a partir de ensaios centrífugos realizados em materiais que possuem comportamento dúctil e frágil. Os modelos físicos foram feitos com a relação H/t = 30 a 83, diferente dos modelos físicos de Aydan e Kawamoto (1992) que realizaram testes com relação H/b = 5 a 14 e considera que o desenvolvimento de um plano basal ocorre perpendicular ao mergulho das camadas.

Os testes realizados por Adhikary *et. al.* (1997) mostraram que as tensões de flexão são uniformes ao longo do caminho da falha, presumindo a existência de um estado de equilíbrio limite (Adhikary; Dyskin; Jewell, 1995, 1996).

A Figura 43 mostra os resultados dos testes em modelos físicos realizados com mistura de areia com gesso (a); e mistura de areia de quartzo com cimento Portland (b).

Figura 43: Imagem dos testes em modelos físicos realizados por Adhikary *et al*(1997).



Fonte: Adhikary *et. al.* (1997).

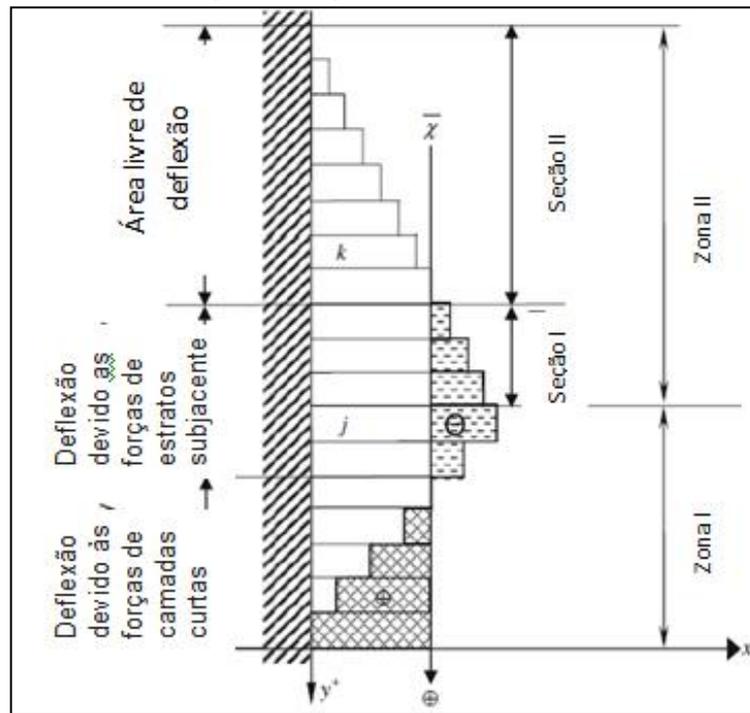
Durante os testes foram observados deslizamento ao longo das articulações, e flexão e fratura das colunas. As fraturas iniciaram no pé do talude e se propagaram quando as cargas de colapso foram atingidas (Adhikary *et. al*, 1997). Os principais caminhos das fraturas ocorreram em uma orientação de 12 a 20° acima do ângulo normal do mergulho das camadas.

Partindo de uma premissa, já descrita por Aydan e Kawamoto (1992), de que maciços rochosos sujeitos a tombamento flexural comportam-se como colunas engastadas sobrepostas, que dobram sobre seus próprios pesos transferindo as cargas para as colunas inferiores, Amini, Majdi e Aydan (2009) sugeriram que fatores de segurança não deveriam ser determinados somente por meio de equilíbrio limite mas também por um princípio de compatibilidade, onde as colunas de rochas se comportam como vigas engastadas.

A justificativa é que outros fatores tais como a magnitude das forças que atuam entre as colunas e os pontos de aplicação deve ser determinada, o maciço deve ser tratado como um meio dinâmico (Amini, Majdi e Aydan, 2009).

A metodologia proposta compara os taludes susceptíveis a tombamento flexural como vigas sobrepostas sujeitas a cargas normais constantes e analisadas por equações de compatibilidade. O gráfico representado na Figura 44 resume essa analogia.

Figura 44: Representação de forças atuantes entre camadas sobrepostas.

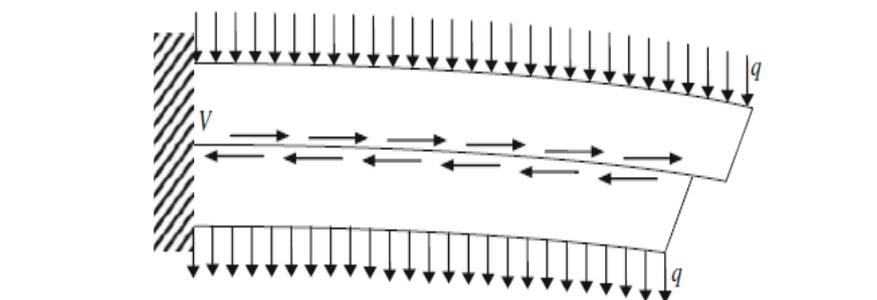


Fonte: Amini, Majdi e Aydan (2009)

Amini, Majdi e Aydan (2009) compararam os mecanismos de tombamento flexural como vigas sobrepostas, que flexionam de acordo com o comprimento, espessura e com as forças impostas às vigas.

Na primeira zona de séries de vigas paralelas sobrepostas (zona I) da figura 44, as forças de tensão e cisalhamento entre as camadas atuam de maneira acumulada. Como representado pela Figura 45, vigas dispostas de maneira decrescente tendem a flexionar por meio de um acúmulo de forças, onde uma desliza sobre a outra.

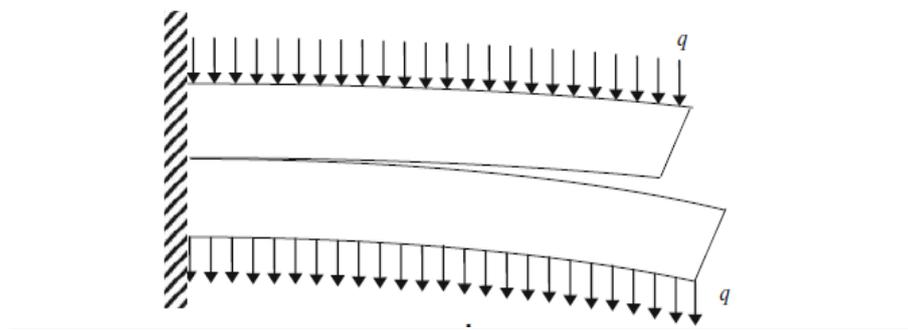
Figura 45: Diagrama de flexão de duas vigas sobrepostas.



Fonte: Amini, Majdi e Aydan (2009)

Na zona II a magnitude das forças entre as camadas será zero, isto porque vigas dispostas de maneira crescente tendem a flexionar de maneira independente, uma vez que a flexão da viga mais extensa será maior que a flexão da viga menor (Figura 46). Entretanto, as vigas da seção I, dentro da zona II, serão diferentes das demais porque a viga j está em outro estado de equilíbrio, um estado de transição em que estão dispostas de maneira descendente, a reação da viga j pode afetar o estado de equilíbrio de $j+1$.

Figura 46: Diagrama de flexão de duas vigas sobrepostas de maneira crescente.



Fonte: Amini, Majdi e Aydan (2009)

Amini, Majdi e Aydan (2009) sugeriram que a força resultante entre as vigas seja igual ao peso das áreas hachuradas, que estão divididas por uma linha em forças positivas e negativas. A área hachurada do lado direito da Figura 44 é igual a área do lado esquerdo. Como pode ser observado as áreas são equivalentes às forças internas, e de acordo com as equações de equilíbrio em qualquer corpo estável, a soma das forças internas deve ser igual a zero.

Rotacionando o diagrama da Figura 44 obtém-se as mesmas condições de um talude com potencialidade para tombamento flexural. Uma vez que a maior força de flexão tende a ocorrer na viga j , demonstrado por meio das equações de compatibilidade, Amini, Majdi e Aydan (2009) sugeriram que o menor fator de segurança tende a ocorrer naquela coluna de rocha e, portanto, esse deve ser o fator de segurança sugerido para o talude, nesse caso essa região seria a crista do talude.

Esta metodologia mostra que o fator de segurança do talude pode ser obtido por meio da determinação da altura da viga da área hachurada que está limitada pela linha que divide as forças positivas e negativas, que neste caso são tratadas

Como representado no modelo, uma reta paralela em uma distancia Γ do plano basal (φ) é traçada modo que o ponto médio da face do talude seja o ponto divisor das forças ativas (-) e passivas (+). Acima da crista, fora da área ativa, as forças entre as camadas de rocha são neutras e não atuam na instabilidade do talude. Utilizando relações geométricas e trigonométricas a magnitude (π) e o ponto de aplicação das forças atuantes (χ) podem ser determinadas por meio das equações 56 e 57.

$$P_i = \psi^i \cdot t \cdot \gamma \cdot \cos \delta \quad (56)$$

$$\chi_i = \Gamma_i \cdot \frac{\psi^i}{2} \quad (57)$$

O modelo geométrico proposto por Amini, Majdi e Aydan (2009), juntamente com base em equações de compatibilidade e equilíbrio limite de Aydan e Kawamoto (1992), foi utilizado para desenvolver a fórmula para calcular fatores de segurança para tombamento flexural, conforme a equação 58.

$$FS = \frac{t \sigma_t}{3\psi^2 \gamma \cos \delta} \quad (58)$$

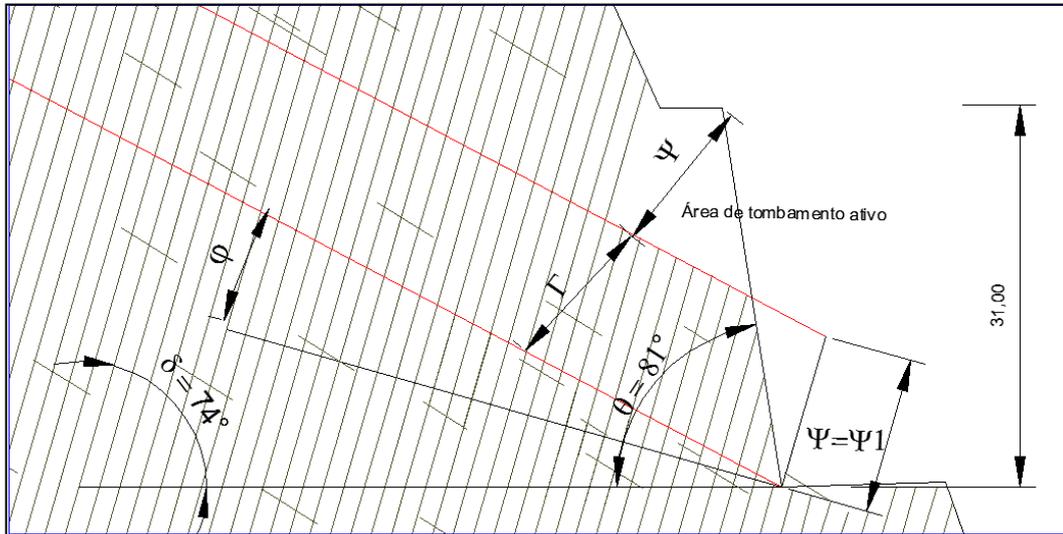
Onde t é a espessura média das colunas de rocha; σ_t é a resistência a tração da rocha; e γ é a densidade da rocha. O uso dessa metodologia pode levar a fatores de segurança conservadores. No entanto, os resultados desse método foram comparados com modelos físicos (base de atrição e modelos centrífugos) demonstrando haver aproximação entre modelos físicos e os métodos teóricos (Majdi e Amini, 2011).

3.7 USO DO MÉTODO DE AMINI, MAJDI E AYDAN (2009) EM CANDIOTA

O método de Amini, Majdi e Aydan (2009) já foi aplicado, de modo comparativo, em vários outros estudos de taludes que tiveram fatores de segurança calculados também por outros métodos tais como Aydan e Kawamoto (1992). Como

segurança estejam entre 2,02 e 2,42 para a primeira bancada e na bancada 2 entre 0,78 e 0,85, considerando planos basais entre 30° e 32° .

Figura 49: Descrição geométrica do método de Amini, Majdi e Aydan para a segunda bancada.



Os altos valores de fatores de segurança obtidos para as bancadas 3, 4 e 5, podem estar relacionados a baixa altura dos taludes, uma vez que isso proporciona um baixo valor de ψ devido a redução na altura da região de tombamento ativo. Por este método, estima-se que as bancadas 3, 4 e 5 estejam com fatores de segurança acima de 26, 60 e 19, respectivamente.

Figura 50: Resultados obtidos para as bancadas 1 e 2.

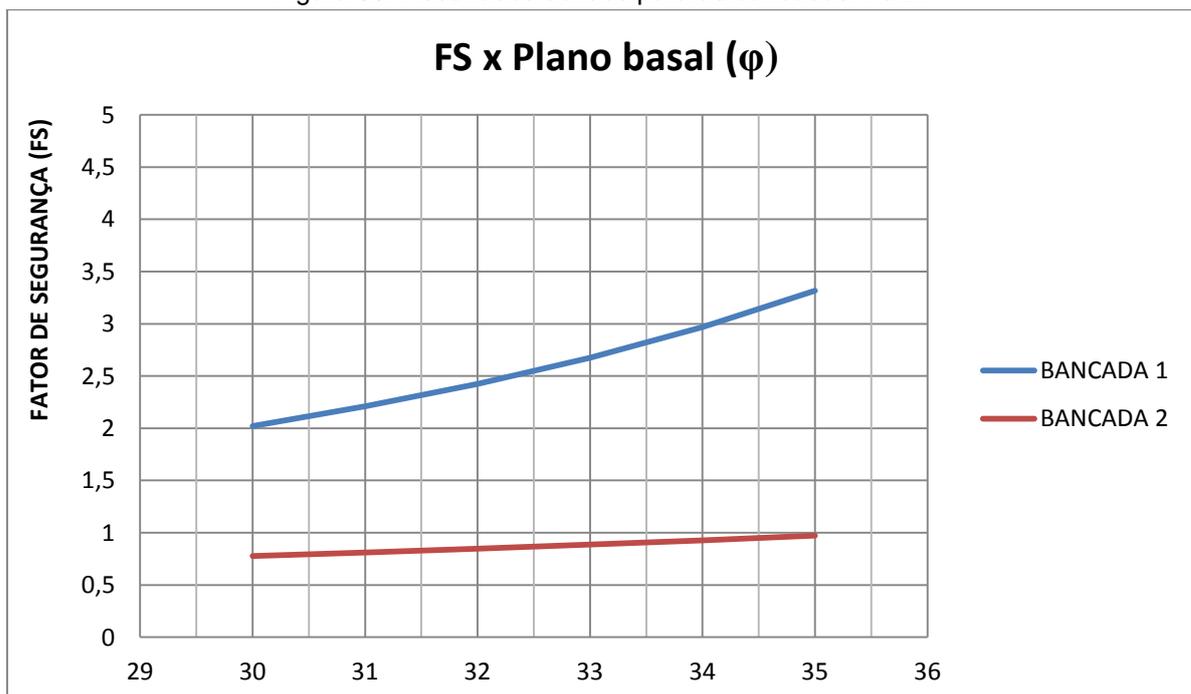
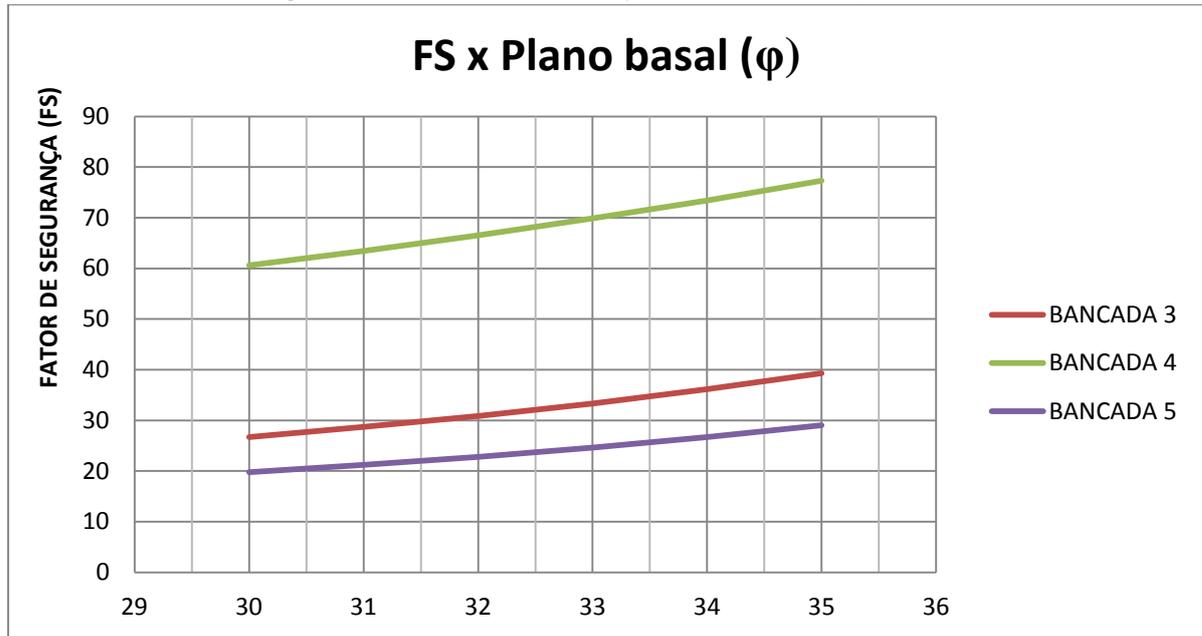


Figura 51: Resultados obtidos para as bancadas 3, 4 e 5.



Nas bancadas 1 e 2 os valores dos fatores de segurança estão mais baixos e os resultados sugerem uma redução na inclinação do ângulo da face da segunda bancada. Uma vez que a largura da segunda bancada é muito pequena, outra simulação foi realizada considerando as bancadas 1 e 2 como única, a Figura 52 mostra os parâmetros obtidos por este modelo e o gráfico da Figura 53 resume os fatores de segurança obtidos pela variação do plano basal.

Figura 52: Descrição geométrica do método de Amini, Majdi e Aydan para o talude global.

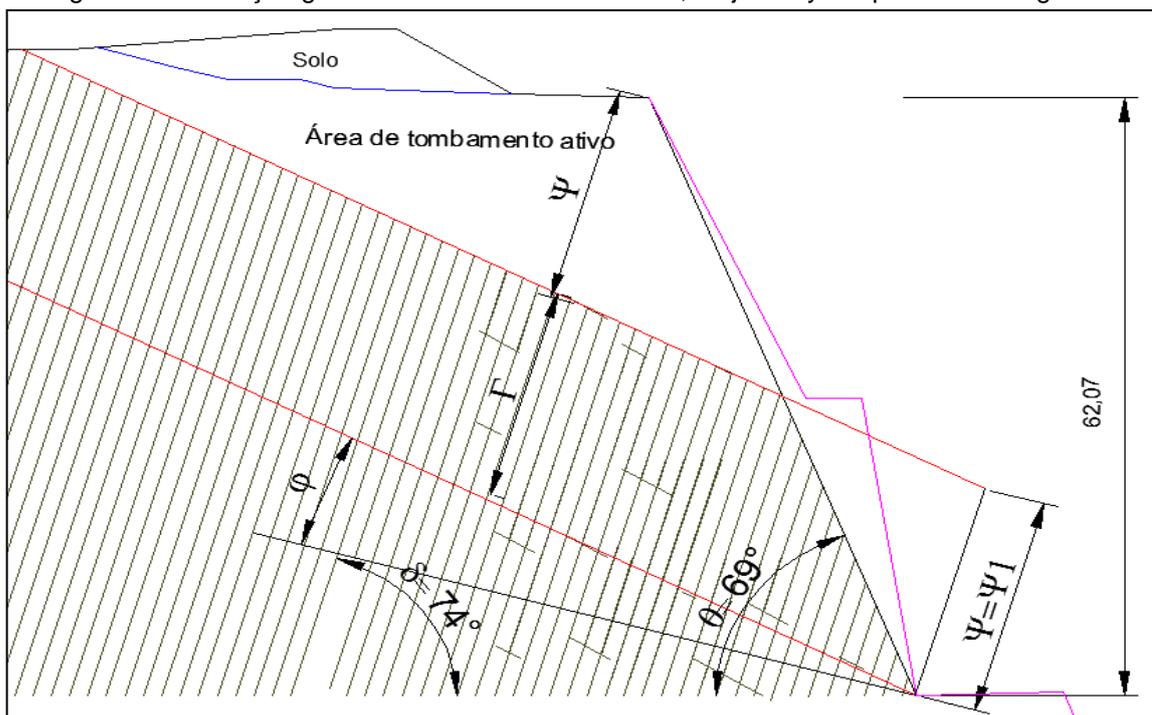
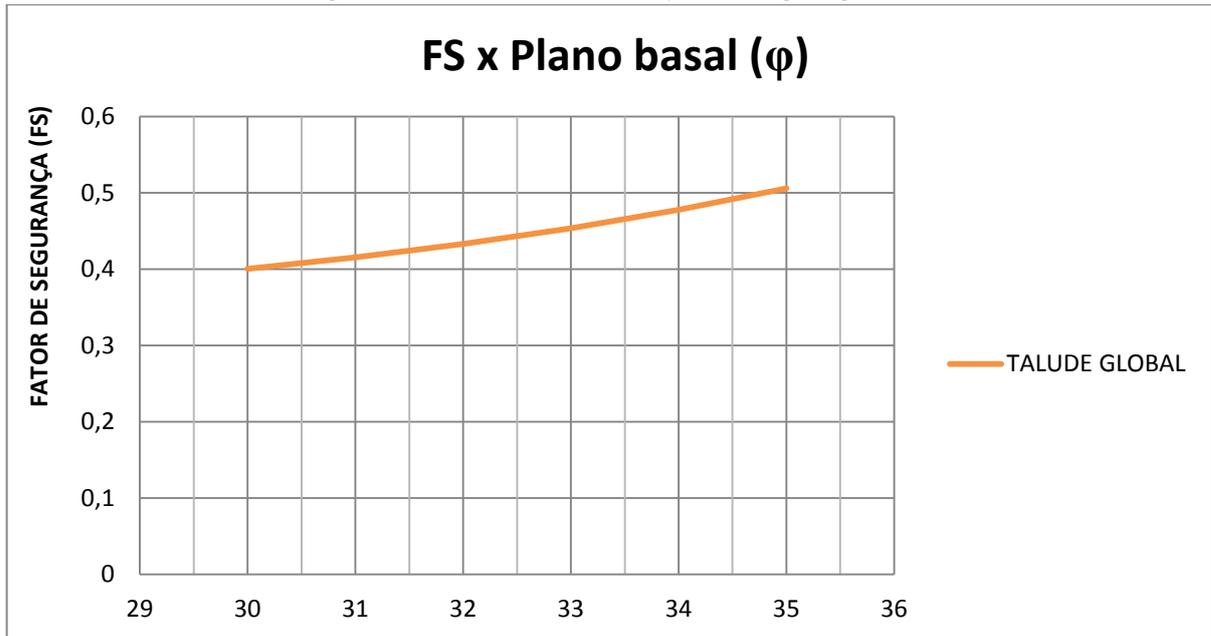


Figura 53: Resultados obtidos para o ângulo global.



Os resultados obtidos pelo gráfico da Figura 53 sugere que este método seja aplicado com cuidado para ângulos de talude global, uma vez que no caso demonstrado pela Figura 52 as descontinuidades tornaram-se muito pequenas se comparado ao tamanho da escavação e este método não considera outras famílias de descontinuidades além das camadas ou transversais às camadas, nesse caso sugere-se que os planos de foliação não dominam a estrutura para o ângulo global simulado.

Possivelmente os resultados obtidos no gráfico da Figura 53 estão incoerentes com os fatores de segurança reais para ângulo global, uma vez que os resultados mostraram fatores de segurança entre 0,40 e 0,43. Portanto, o uso de outros métodos que simulem condições globais de estabilidade deve ser utilizado e, nesse caso, modelos numéricos pode ser uma alternativa que será apresentada no Capítulo 4.

3.8 TOMBAMENTO BLOCO-FLEXURAL

Em relação aos outros tipos de tombamento, talvez este seja o tipo de instabilidade que mais ocorra em maciços rochosos. Isto porque o desenvolvimento de um plano basal perfeito em forma de escadaria (Goodman e Bray, 1976) ou escavações em maciços que possuem apenas uma família de descontinuidades e

que proporcionam instabilidade para tombamento flexural puro é difícil ocorrer nas estruturas geológicas. Amini, Majdi e Veshadi (2012) observaram isso ao relatarem que casos reais de perfeito tombamento de blocos ou flexural raramente são encontrados e tombamento bloco-flexural ocorre de maneira mais comum na natureza.

Análises relacionadas a tombamento bloco-flexural ainda é pouco difundida uma vez que as vastas pesquisas relacionadas a tombamentos primários estão direcionadas de maneira mais ampla para tombamento de blocos e flexural. Possivelmente, a dificuldade em desenvolver metodologias relacionadas a tombamento bloco-flexural pode estar associado a dificuldade em determinar, no plano basal, blocos ou colunas de rochas que estão em estado de equilíbrio limite ou tensão-deformação, uma vez que na prática da engenharia é de difícil obtenção.

Uma vez que as dinâmicas relacionadas a tombamento de blocos e flexural ocorrem de maneira distinta, tombamento bloco-flexural pode ser conceituado como uma combinação de mecanismos que envolvem a ruptura por rotação e escorregamento de blocos e flexão de colunas de rochas (Amini, Majdi e Veshadi, 2012). Goodman e Bray (1976) caracterizou tombamento bloco-flexural como colunas de rochas pseudo-contínuas que flexionam por meio de movimento acumulado ao longo numerosas juntas transversais.

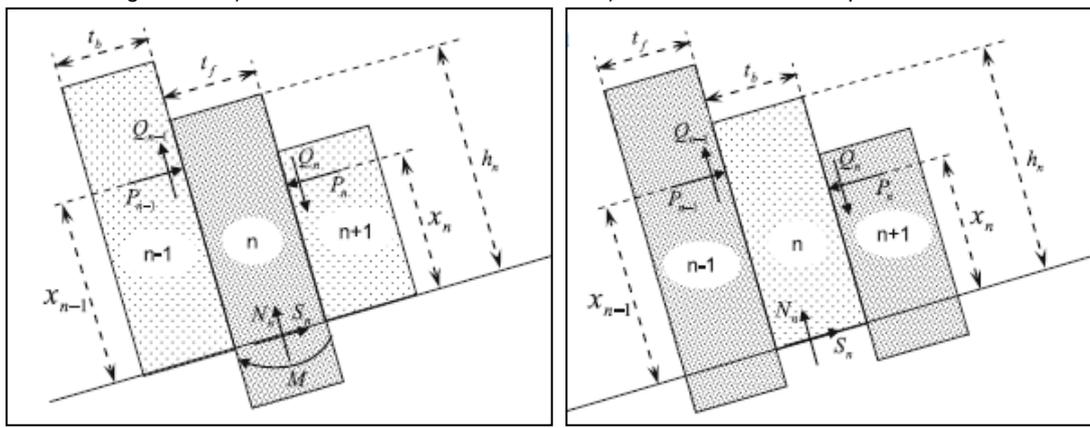
A identificação da instabilidade pode ser feita por meio do conhecimento de juntas transversais às descontinuidades que provocam tombamento (Goodman e Bray, 1976) e que tenham pouca persistência (Amini, Majdi e Veshadi, 2012), ocorrendo principalmente em arenitos, xistos e calcários com camadas finas e juntas transversais. Amini, Majdi e Veshadi (2012) propuseram uma metodologia para verificar condições estabilidade para taludes sujeitos à tombamento bloco-flexural. Segundo estes autores, a metodologia proposta foi a primeira apresentada para cálculos para este tipo de tombamento por meio de equilíbrio limite. O método consiste em determinar os blocos que tombam ou escorregam, e as colunas que podem estar sujeitas a flexão.

Nas análises de tombamento via equilíbrio limite um dos parâmetros mais importantes é a determinação do ponto de aplicação das forças que atuam para tombar, escorregar e flexionar os blocos ou colunas de rochas, alguns autores (Goodman e Bray, 1976; Aydan e Kawamoto, 1992) consideram que:

- Se um bloco n tem potencial para tombamento o ponto de aplicação no bloco de baixo é igual a altura do bloco n.
- Se um bloco n tem potencial para escorregamento o ponto de aplicação no bloco de baixo é igual a 0,25 da altura do bloco n.
- Caso um bloco n esteja flexionando, a força no bloco inferior atua entre 0,75-1 da altura do bloco n.

De acordo com o método proposto, quando as duas formas de tombamento (blocos e flexural) estão adjacentes a força resultante p_n de um dos tipos de instabilidade atua para a instabilidade do outro. A Figura 54 ilustra dois tipos de situação que pode ocorrer em taludes instáveis por tombamento bloco-flexural de acordo com sugerido por Amini, Majdi e Veshadi (2012).

Figura 54: a) coluna flexionando entre blocos b) bloco entre colunas que flexionam.



Fonte: Amini, Majdi e Veshadi (2012)

A Figura 54.a mostra uma situação onde a força que atua na coluna n, que tomba por instabilidade flexural, é proporcionada pela força p_n do bloco acima, que pode estar tombando ou escorregando. Na Figura 54.b ocorre a representação de uma coluna n+1 que está flexionando e atuando na instabilidade de um bloco n, que pode escorregar, tombar ou se manter estável.

De maneira análoga aos métodos sugeridos por Goodman e Bray (1976) e Aydan e Kawamoto (1992) a transferência de forças ocorre até os blocos do pé do talude onde se encontra a força necessária para estabilidade.

Para o caso ilustrado na Figura 54.b a força p_n que atua no bloco n é exercida pela coluna com potencial para tombamento flexural e a força $p_{n-1,t}$, que provoca o tombamento do bloco em análise, é calculada por meio da equação 59.

Para casos onde o bloco n tem potencial apenas para escorregamento a força de reação $p_{n-1,s}$ do bloco n é calculada pela equação 60 e quando o bloco n escorrega e tomba ao mesmo tempo (Sagasetta, 1986) calcula-se a força $p_{n-1,s,t}$ (equação 61).

$$P_{n-1,t} = P_n [\lambda_2 \cdot h_{n+1} - \tan \phi_1 t_b / FS] + 0,5 W_n [\sin \alpha \cdot h_n - \cos \alpha t_b] / h_n \quad (59)$$

$$P_{n-1,t} = P_n + [W_n (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi_2 / FS) / (1 - \tan \phi_1 \cdot \tan \phi_2) / FS] \quad (60)$$

$$P_{n-1,s,t} = (P_i [0,5 h_i (1 + \tan \phi_1 \cdot \tan \phi_2 / FS) - t_b \tan \phi_1] + 0,5 W_i \cos \alpha \quad (61)$$

$$(h_i \tan \phi_2 / FS - t_b)) / (h_{i-1} - 0,5 h_i (1 - \tan \phi_1 \cdot \tan \phi_2) / FS)$$

Para situações onde o bloco em análise esteja tombando por movimento flexural e a força p_n atua pelo movimento de rotação ou escorregamento do bloco adjacente superior a força p_{n-1} , que evita o tombamento flexural, é calculada por meio da equação 51 (Aydan e Kawamoto, 1992).

Esta metodologia poderia ser uma alternativa para analisar a estabilidade do talude da mina de Candiota, uma vez que as juntas transversais são pouco persistentes e mergulham em sentido perpendicular aos planos de foliação. Porém a dificuldade de obter uma correta descrição geométrica dos blocos que tombam, escorregam ou flexionam não permitiu que tal análise fosse realizada.

CAPÍTULO 4 – MODELOS NUMÉRICOS EM ANÁLISES DE TOMBAMENTO

4.1 MÉTODOS NUMÉRICOS POR ELEMENTOS FINITOS

Muitas análises devem ser feitas considerando os blocos ou colunas de rochas discretizadas ou pequenas, se comparadas ao tamanho do talude. Tais análises podem tornar-se de difícil aplicação e demandam muito tempo para alcançar algum resultado que represente a realidade, caso sejam utilizados métodos analíticos.

As maiores dificuldades nas metodologias propostas para caimento de taludes por tombamento de blocos (Bobet, 1999; Sagaseta, Sanchez e Cañizal, 2001; Liu, Jaksa, e Meyers, 2008 e 2009), flexural (Aydan e Kawamoto, 1992; Adhikary *et al.*, 1997) e bloco-flexural (Amini, Majdi e Veshadi, 2012) podem estar relacionadas aos vários procedimentos de cálculos necessários e ao fato de informações não são considerados nos parâmetros de entrada, tais como condições geológicas, estado de tensões e poropressão. Métodos numéricos podem ser uma alternativa para reduzir esses problemas e aumentar a confiabilidade dos resultados.

Modelos numéricos por elementos finitos foram utilizados por vários autores para solucionar problemas relacionados a tombamentos (Burman *et al.*, 1975; Pritchard, 1989; Santos, 2009; Pereira, 2012). A aplicação desses métodos tem o objetivo de analisar os deslocamentos induzidos pelo processo de deformação a partir do estado de tensão no modelo (Wyllie e Mah, 2004).

Os principais parâmetros para avaliar a estabilidade de taludes sujeito a tombamento são: i) resistência das descontinuidades; ii) geometria do talude; e iii) características geomecânicas do maciço. O campo de tensões é um fator importante na estabilidade de taludes, principalmente quando há tensões de origem tectônicas, porém em análises considerando a gravidade ela tem pouca influencia, pois a resistência dos maciços geralmente é maior que as tensões em superfícies.

Existem vários métodos numéricos para modelamento geomecânico, cada método tem sua característica e é aplicado em função do tipo de problema apresentado (Zingano, 2002). De um modo geral, há três tipos de problemas em que podem ser avaliados por modelos numéricos: contínuo, descontínuo e contínuo equivalente.

Modelos numéricos que tratam o problema como descontínuo são aqueles que consideram o maciço como um meio rochoso fraturado, heterogêneo e constituído por litologias que são limitadas pelas descontinuidades. Portanto, as rupturas ocorrem devido a processos de instabilidade que são controlados pelas descontinuidades.

Problemas para avaliar estabilidade de tombamento de blocos devem ser tratados como meios discretos (Goodman e Bray, 1976). Dessa forma, as descontinuidades dividem o domínio em blocos que podem ser rígidos ou deformáveis. O comportamento contínuo é assumido dentro do bloco deformável (Wyllie e Mah, 2004), que deve possuir características de rocha.

A discretização necessária para análise de tombamento de blocos pode ser feita por métodos de elementos distintos, que utiliza diferenças finitas para modelar os deslocamentos e a rotação dos blocos (Cundall, 1971). O maciço rochoso é representado por um conjunto de blocos divididos por descontinuidades que dominam o comportamento do maciço a partir das características de resistência ao cisalhamento (Pritchard e Savigny, 1990).

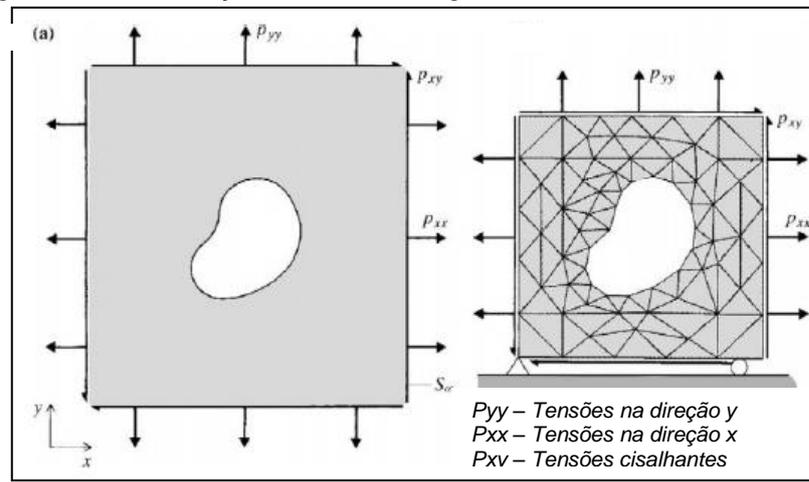
Quando os blocos ou descontinuidades são pequenos, em relação às características e ao tamanho da escavação, as estruturas não serão a causa de rupturas ou surgimento de planos preferenciais de deformação. Nesse caso, o problema deve ser tratado como um meio contínuo (Zingano, 2002). Modelos contínuos podem ainda serem analisados com a introdução das juntas dentro do problema que possui características geomecânicas de rocha, uma vez que a adição das descontinuidades na interface, com características de rocha, proporciona a equivalência de maciço.

Em outros casos, onde as descontinuidades também são muito pequenas, se comparado ao tamanho do talude como em maciços foliados, pode-se substituir as condições reais do maciço por um meio que forneça uma descrição média em larga escala (Adhikary *et al.*, 1997). Neste caso, o problema é tratado como um meio contínuo equivalente.

Elementos Finitos é um dos métodos numéricos que consiste em discretizar a geometria de um problema em elementos que interagem entre si, de modo a verificar as deformações sofridas nos nós quando submetido às tensões (Brady e

Brown, 2004). O modelo é tratado como um meio contínuo. A Figura 55 mostra um exemplo de discretização de uma escavação onde é utilizado elementos triangulares de três nós para definir as características do problema que contorna a escavação.

Figura 55: Discretização em malha triangular em torno de uma escavação.



Fonte: Brady e Brown (2004)

A solução do problema são deformações que ocorrem por meio de tensões aplicadas ao modelo, como representada pela equação 62. Onde K é a matriz de rigidez; U é a matriz de deformação; e F é a matriz de tensão aplicada no modelo.

$$[K] \{U\} = \{F\} \quad (62)$$

A vantagem desse tipo de modelam no estudo das condições de ruptura por tombamento da mina de Candiota é a capacidade de incluir informações geológicas para manter a heterogeneidade do maciço e por tratar de forma mais realística algumas limitações encontradas em métodos por equilíbrio limite, que segundo Pritchard e Savigny (1990), tais limitações são poro-pressão, condições geológicas e geométricas.

A modelagem do problema da mina de Candiota baseou-se em definir os parâmetros necessários para a construção do modelo e verificar as deformações dos nós dos elementos segundo o critério de Mohr-Coulomb para as descontinuidades e Hoek-Brown para o maciço. O modelo foi construído utilizando os seguintes parâmetros:

- Geometria da escavação

- Geologia
- Propriedades Geomecânicas e Estruturais do Maciço Rochoso
- Estado de Tensão
- Condições de borda do modelo

O Phase2 V.8, da Rocscience, é um software de simulação computacional que utiliza elementos finitos para verificar condições de estabilidade de escavações a céu aberto ou subterrâneas. Esta dissertação utilizou o Phase2 V.8 como ferramenta de modelamento numéricos por elementos finitos e a estimativa dos fatores segurança ocorreu por meio de um fator de redução de resistência (SRF – *Strength Reduction Factor*), onde o Phase2 reduz as propriedades de resistência (coesão e ângulo de atrito) por meio de um método iterativo, calculando as deformações de cisalhamento em cada elemento do modelo.

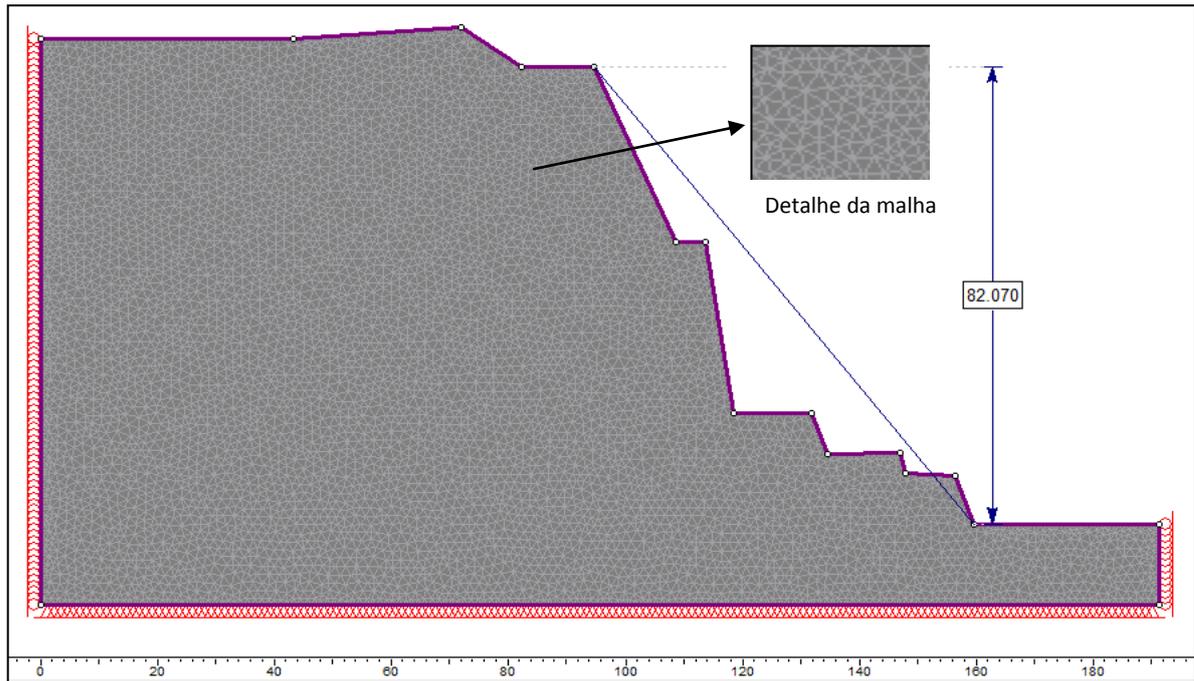
Quando as tensões de cisalhamento formam a superfície de ruptura ou deslizamento, o SRF dessa iteração é considerado o fator de segurança. O programa tem a capacidade de analisar os problemas em estudo como meios heterogêneos elásticos ou elasto-plásticos.

Nas análises considerando o meio como elástico as tensões induzidas pelo processo de escavação são redistribuídas no contorno da escavação e cada elemento do modelo resistirá aos esforços atuantes, independente da resistência de pico. Tratando o maciço como um meio plástico, as tensões se redistribuem para as zonas onde a resistência do maciço for maior que as forças atuantes, nesse caso as zonas de plasticidade, no Phase2, possuem fatores de resistência maior/igual a 1.

4.2 USO DE MODELOS NUMÉRICOS NA MINA DE CANDIOTA

Na mina de Candiota foram realizadas duas modelagens por elementos finitos. As análises utilizaram o critério de ruptura de Hoek e Brown (Hoek e Brown, 1997) com elementos triangulares de seis pontos nodais e as descontinuidades, quando inseridas no modelo, foram tratadas de acordo com o critério de Mohr-Coloumb. O estado de tensões para os dois modelos foram considerados como gravitacionais. A Figura 56 mostra a malha utilizada para discretizar o problema na primeira situação, onde o modelo foi tratado como um meio contínuo equivalente.

Figura 56: Discretização do modelo em malha triangular com seis nós.



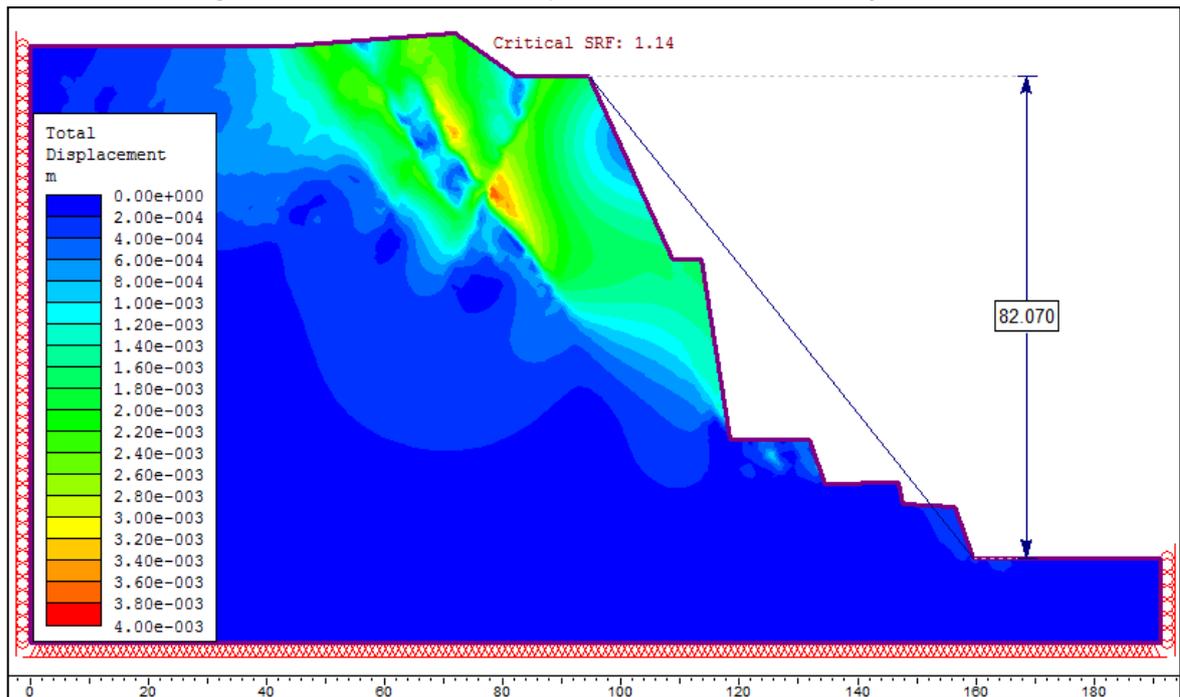
A primeira modelagem tratou o maciço como um meio contínuo, homogêneo e com os parâmetros das discontinuidades inseridos na classificação geomecânica GSI (Hoek, Karranz e Torres, 2002). O maciço também foi tratado como um meio elasto-plástico com os parâmetros de entrada definidos conforme a Tabela 9. Embora o modelo seja para maciço o valor de σ_{ci} é um parâmetro de entrada no Phase2.

Tabela 9: Parâmetros utilizados no modelo contínuo equivalente

Parâmetros do Maciço	Filito
GSI	35
Resistência σ_{ci} (MPa)	46
Módulo de Elasticidade - Em (MPa)	2.086,60
Poisson	0,3
s (critério Hoek-Brown)	0,00073
a (critério Hoek-Brown)	0.516
mb (critério Hoek-Brown)	0.559

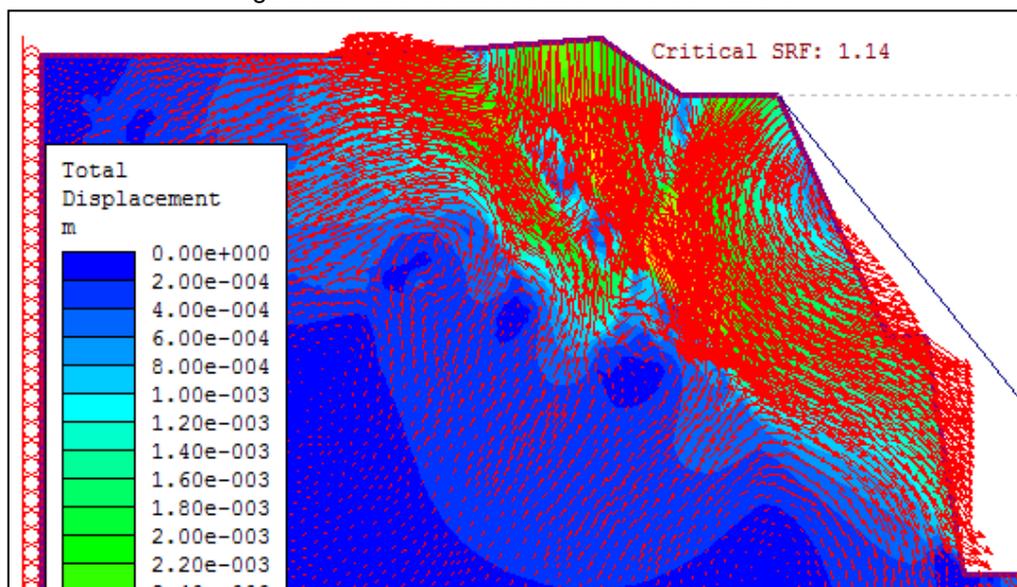
A Figura 57 mostra o resultado do modelo contínuo equivalente simulado para os taludes finais da mina de Candiota. Observa-se condição de estabilidade para o ângulo global com fatores de resistência de 1,14.

Figura 57: Modelo contínuo equivalente mostrando condições de estabilidade



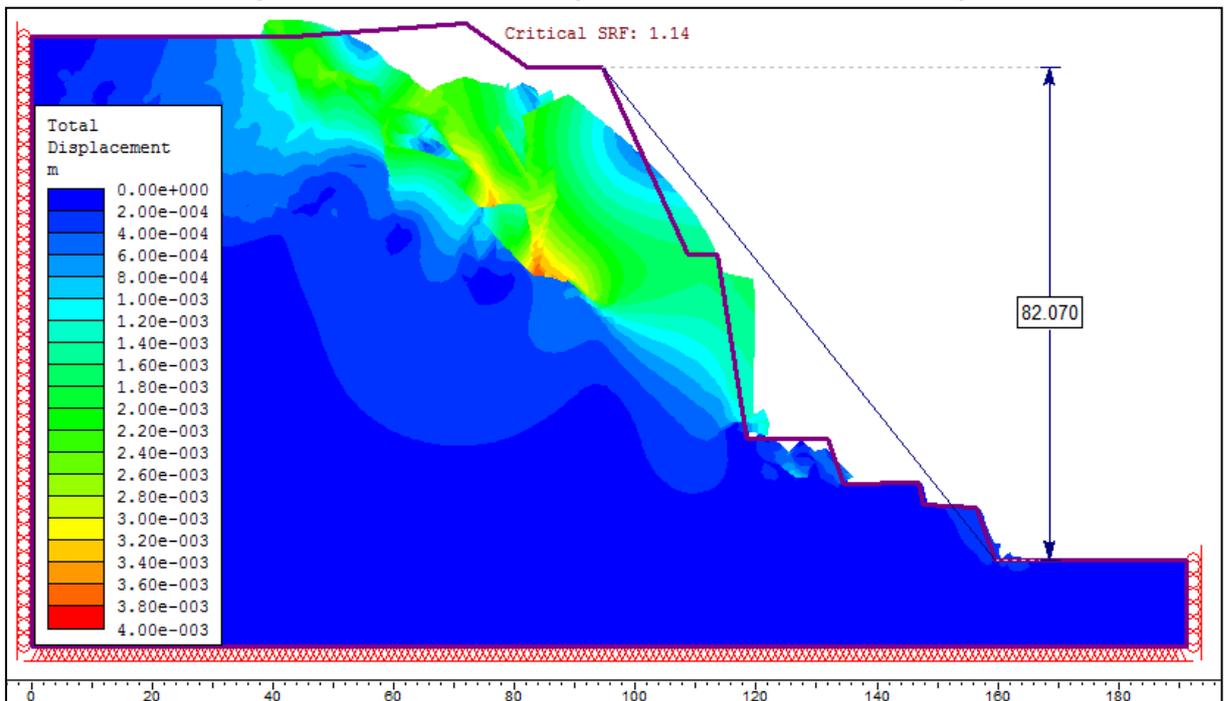
Os vetores de deslocamento, representado na Figura 58, mostram uma tendência desse talude romper por tombamento, uma vez que os vetores que atuam na segunda bancada se direcionam horizontalmente. Isto fica mais evidente na análise da tendência de deslocamento do maciço proporcionado pela função no phase2 *Display Deformation Contours*, onde nota-se um aparente movimento de rotação em uma base fixa na segunda bancada, demonstrada na Figura 59.

Figura 58: Vetores de deslocamento do modelo.



Na primeira bancada há uma tendência de deslocamento por escorregamento, mas possivelmente isto é condicionado devido ao movimento de tombamento que ocorre na segunda bancada. Modelos numéricos que tratam o meio como um equivalente contínuo não evidencia com grande clareza os deslocamentos dos blocos porque não há descontinuidades explícitas inserida no modelo, porém este método pode ser uma alternativa para análises em tombamentos, principalmente no maciço foliado da mina de Candiota.

Figura 59: Tendência da direção dos deslocamentos do maciço.



A segunda modelagem consistiu em discretizar o problema inserindo no modelo contínuo as descontinuidades, que possuem características capazes de contribuir para rotação ou flexão das colunas de rochas.

Nesse modelo, o maciço foi tratado como um meio elástico e com características de rocha, e as descontinuidades foram tratadas como elasto-plásticas, pois a ruptura do talude deveria ocorrer nas zonas em que as tensões cisalhantes fossem maiores do que a resistência ao cisalhamento das descontinuidades.

Nas Tabelas 10 e 11 estão definidos os parâmetros geomecânicos da segunda modelagem, na Tabela 12 os parâmetros estruturais e a Figura 60 mostra a discretização do problema com as descontinuidades inseridas no modelo contínuo.

Tabela 10: Parâmetros geomecânicos usados no segundo modelo

Parâmetros da Rocha (Hoek-Brown)	Filito
GSI	100
Resistência σ_{ci} (MPa)	46
Módulo de Elasticidade - E_i (MPa)	18.000
Poisson	0,3
s (critério Hoek-Brown)	1,0
a (critério de Hoek-Brown)	0,5
m_i (critério Hoek-Brown)	6

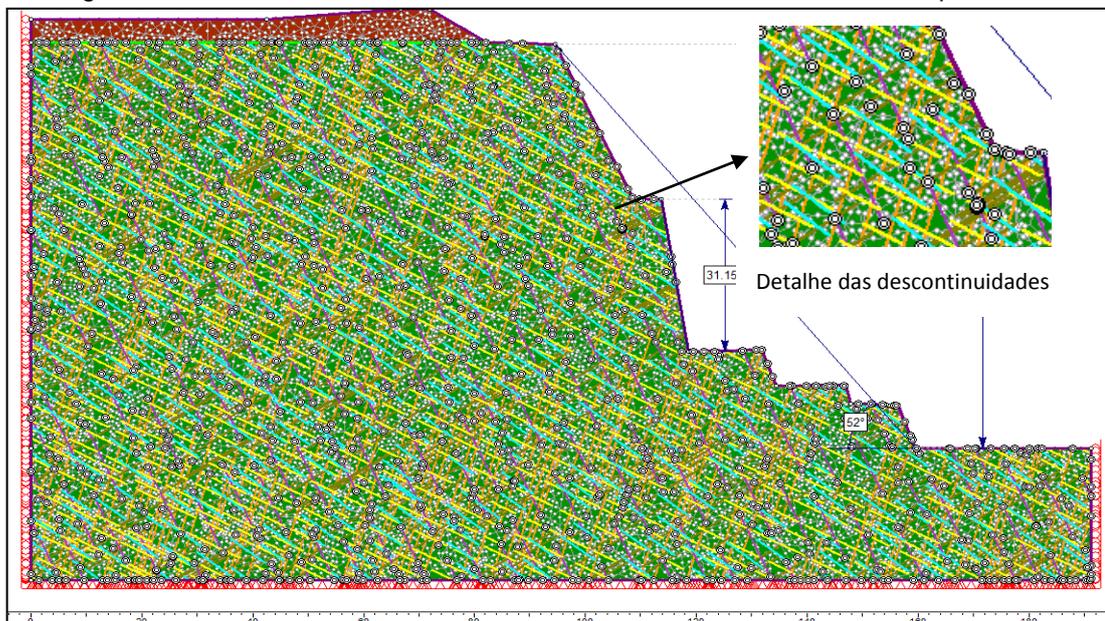
Tabela 11: Parâmetros de resistência das discontinuidades

Coesão (Mpa)	Ângulo de atrito
0,057	42

Tabela 12: Características das discontinuidades inseridas no segundo modelo

Família	Orientação	Espaçamento (m)	Persistência (m)
Foliação-1	74/317	0,4	0,5
Foliação-2	34/316	1,0	0,5
F1	69/156	5,0	0,7
F2	72/053	4,0	0,5
F3	32/098	3,0	0,8

Figura 60: Modelo contínuo com as discontinuidades inseridas dentro do problema.



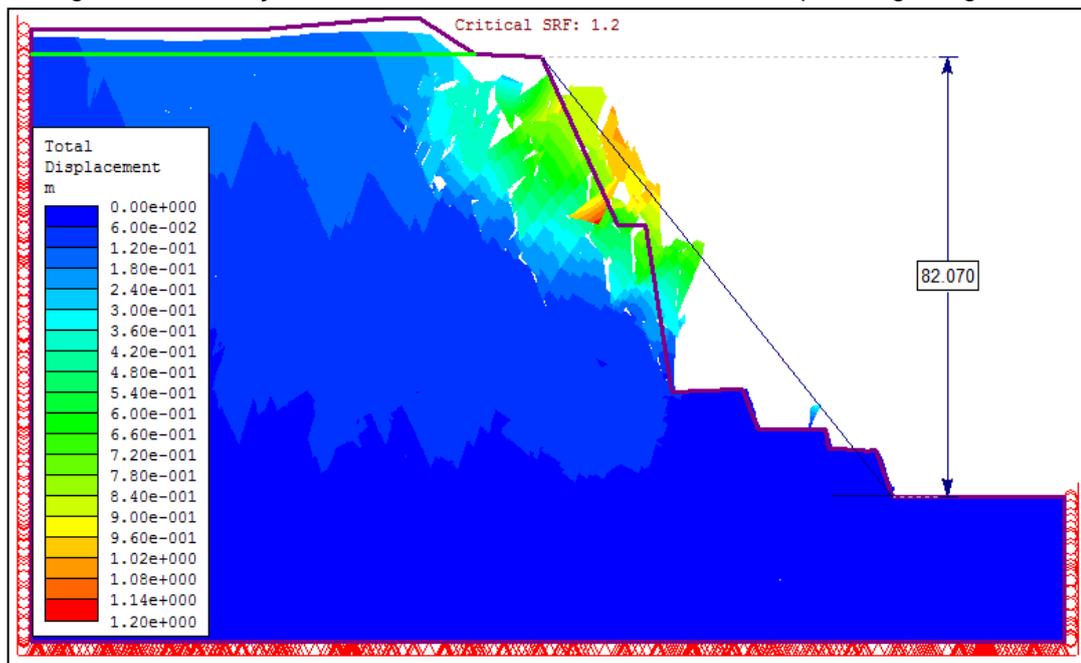
O fator de resistência estimado para o segundo modelo foi de 1,2. O resultado sugere uma equivalência entre o modelo contínuo, com as descontinuidades inseridas no modelo, e o contínuo equivalente, uma vez que os

fatores de segurança tiveram valores próximos. Portanto, os taludes de bancada e o talude global, segundo as modelagens numéricas, estão em condições de estabilidade.

A deformação foi estimada em cada nó dos elementos da malha e por meio da função SRF a simulação mostrou que a redução dos parâmetros de resistência em 20% provocaria o aparecimento de um plano basal de ruptura com inclinação de 33 a 38° acima do ângulo normal à foliação.

A Figura 61 mostra os pontos onde ocorrem zonas de plasticidade e prováveis pontos de ruptura. Nas zonas de plasticidade se observa a concentração de tensões cisalhantes e a tendência de deslocamento dos blocos na crista do talude global, simulando uma ruptura por tombamento para ângulos globais.

Figura 61: Simulação do movimento de tombamento de blocos para ângulos globais



O visível desprendimento dos blocos na Figura 61 está relacionado a um efeito escala, uma vez que as descontinuidades tornaram-se representativas no modelo. Na segunda bancada se observa a mesma tendência de rotação do maciço observada na primeira modelagem.

Os métodos analíticos utilizados nesta dissertação não consideram outras famílias de descontinuidades além das camadas principais que proporcionam o tombamento e juntas transversais às camadas. Portanto, problemas de instabilidade,

que envolvam outras famílias além das citadas (famílias de juntas principais e famílias de descontinuidades transversais), são tratáveis de uma maneira mais realista com uso de modelos numéricos.

A Tabela 13 resume os resultados obtidos dos métodos utilizados na mina de Candiota. O menor fator de segurança obtido nos modelos numéricos foi considerado para definir o fator de segurança das bancadas e do talude global. No caso do método de Amini, Majdi e Aydan (2009) o plano basal foi considerado entre 30° a 32°.

Tabela 13: Resultados dos fatores de segurança dos métodos utilizados em Candiota

Metodologia	Bancada 1	Bancada 2	Bancada 3	Bancada 4	Bancada 5	Talude global
Goodman e Bray (1976)	0,90	0,84	0,91	0,99	0,91	Não se aplica
Amini <i>et al.</i> (2009) $\phi = 30^\circ - 32^\circ$	2,02 – 2,42	0,78 – 0,85	>26	>60	>19	0,40 – 0,43*
Equivalente contínuo	-	-	-	-	-	1,14**
Descontinuidades explícitas no problema	-	-	-	-	-	1,2**

* considerando as bancadas 1 e 2 como única. ** Menor FS de todo o modelo

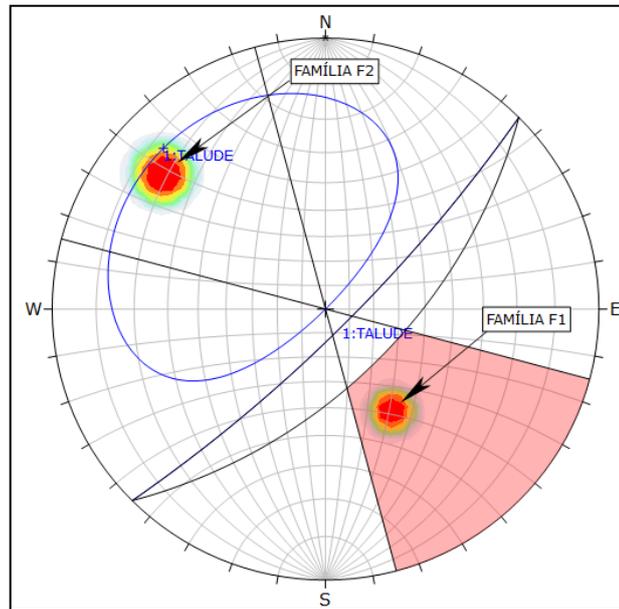
4.3 SIMULAÇÃO DO EFEITO ESCALA EM TOMBAMENTO

Para avaliar o efeito escala em modelos numéricos, 12 modelagens foram realizadas com as descontinuidades explícitas no problema, situação análoga à segunda modelagem da mina de Candiota. Os taludes foram definidos com geometrias de 30 m de altura e inclinação de 81°.

As 12 modelagens tiveram condições cinemáticas favoráveis à ruptura, onde os modelos de 1 a 6 estão relacionados a tombamento Flexural puro e os modelos de 7 a 12 referem-se a tombamentos Bloco-flexural. A Figura 62 mostra a definição da condição cinemática favorável utilizada para as modelagens.

Os parâmetros geomecânicos do maciço foram os da caracterização geomecânica da mina de Candiota que já foram descritos na Tabela 9.

Figura 62: Estereograma com os polos das discontinuidades mostrando condições cinemáticas favoráveis ao tombamento



Por meio da função SRF buscou-se verificar se os fatores de resistência, o comportamento e a tendência de movimento do talude são sensíveis quando ocorrem aumentos no espaçamento das discontinuidades da família F1.

Uma vez que a ruptura do talude deveria ocorrer nas discontinuidades, o maciço foi tratado como um meio elástico, com características de rocha, e as juntas tiveram seus parâmetros de resistência reduzidos para aumentar a possibilidade do movimento de tombamento e foram tratadas como elasto-plásticas. A Tabela 14 resume as características das discontinuidades adotadas nas simulações.

Tabela 14: Características das juntas inseridas nos modelos

Parâmetros	Juntas-F1	Juntas-F2
Dip	75	48
Dip Direction	130	327
Coesão (MPa)	0,057	0,057
Atrito (ϕ)	20	20

Os modelos foram constituídos com restrição em deslocamentos no eixo horizontal e utilizando malha triangular de seis pontos nodais com números de nós estipulados em 75, também foi considerando o estado de tensão como gravitacional.

A Tabela 15 mostra as características das discontinuidades inseridas em cada simulação e as Figuras 63 e 64 mostram as malhas de dois dos 12 modelos utilizados para tombamento Flexural e Bloco-flexural, respectivamente.

Tabela 15: Parâmetros das variáveis inseridas nos modelos numéricos

Tipo de tombamento	Modelo	Família de Juntas F1		Família de Juntas F2	
		Espaçam. (m)	Persistência	Espaçam. (m)	Persistência (m)
Flexural	1	0,3	Muito persistente	-	-
	2	0,6	Muito persistente	-	-
	3	1,5	Muito persistente	-	-
	4	3,2	Muito persistente	-	-
	5	4,2	Muito persistente	-	-
	6	5,0	Muito persistente	-	-
Bloco-flexural	7	0,3	Muito persistente	5,0	10,0
	8	0,6	Muito persistente	5,0	10,0
	9	1,5	Muito persistente	5,0	10,0
	10	3,2	Muito persistente	5,0	10,0
	11	4,2	Muito persistente	5,0	10,0
	12	5,0	Muito persistente	5,0	10,0

Figura 63: Malha utilizada para simulação de tombamento Flexural

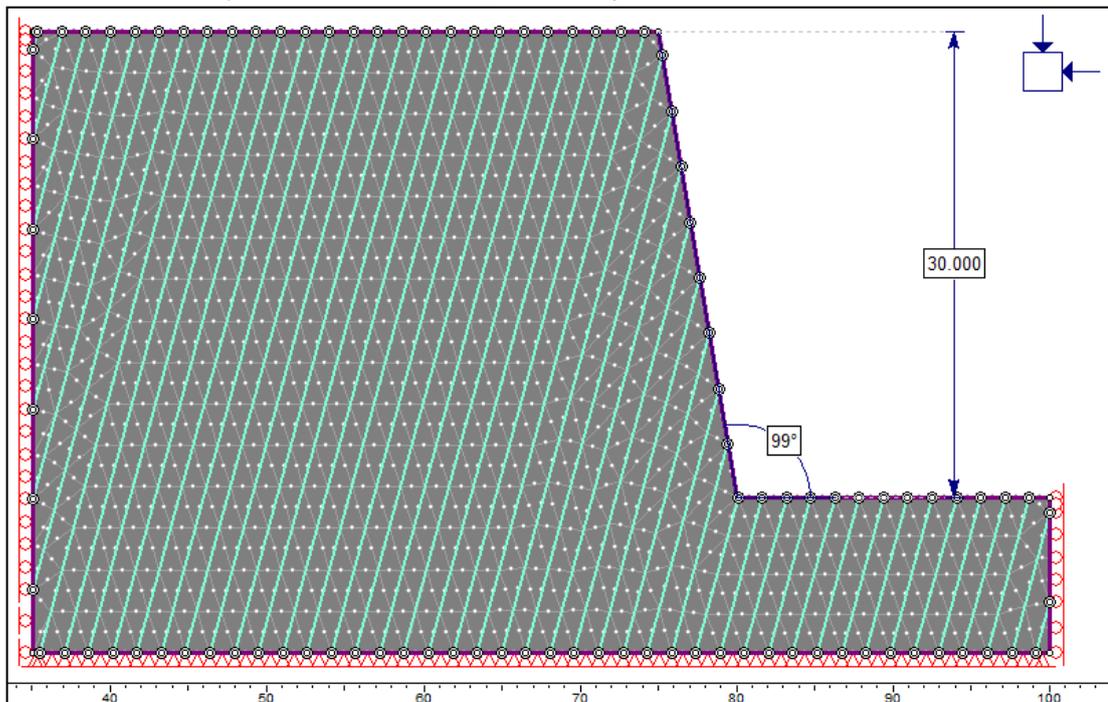
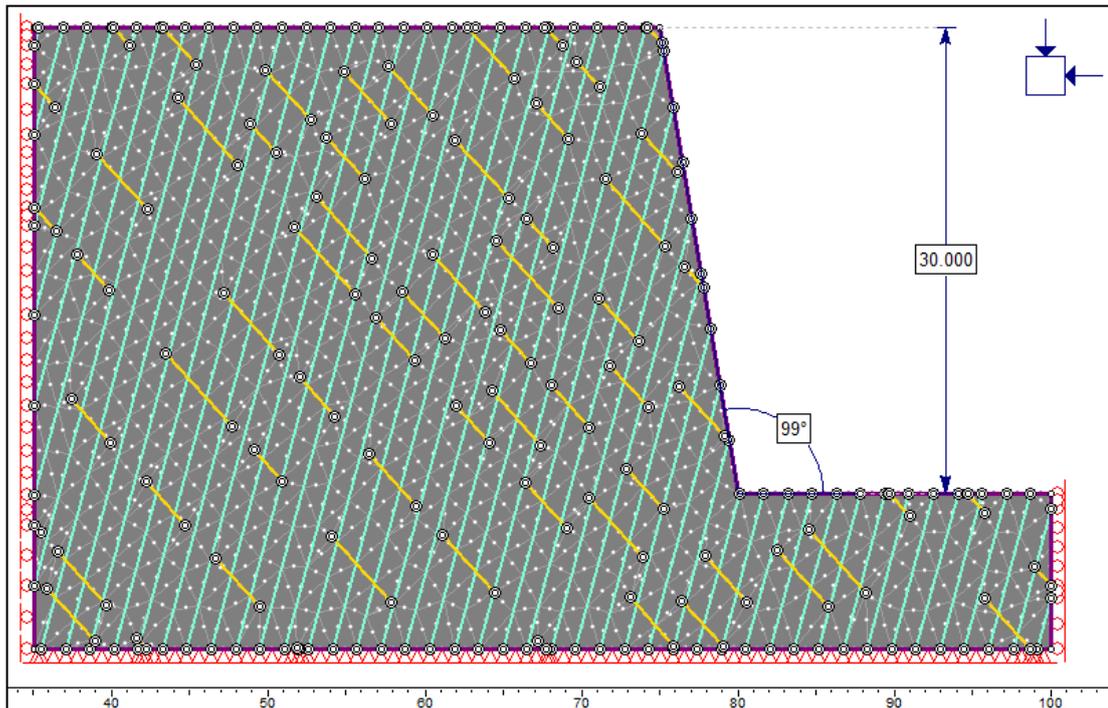


Figura 64: Malha utilizada para simulação de tombamento Bloco-flexural



Os resultados das simulações para tombamento Flexural (modelos de 1 a 6) estão representados nas Figuras 65 a 70, onde se observa que as discontinuidades tornaram-se mais representativas nos modelos à medida que o espaçamento tornou-se maior. O aumento progressivo no espaçamento das discontinuidades proporcionou uma visualização mais clara de abertura entre as camadas quando ocorre o movimento de tombamento por flexão.

Figura 65: Resultado do modelo 1 para tombamento Flexural

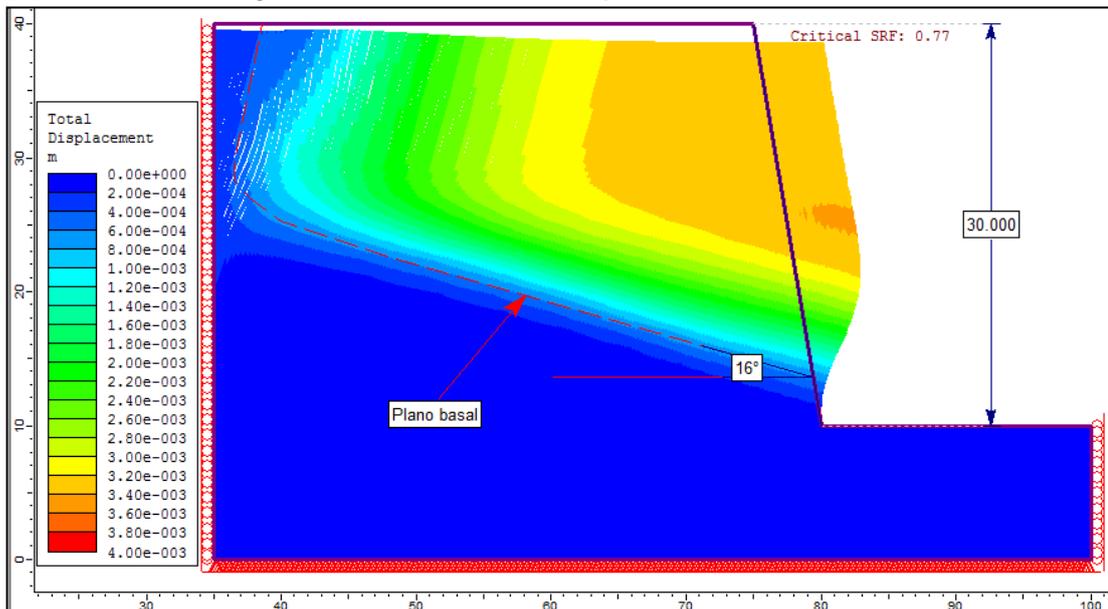
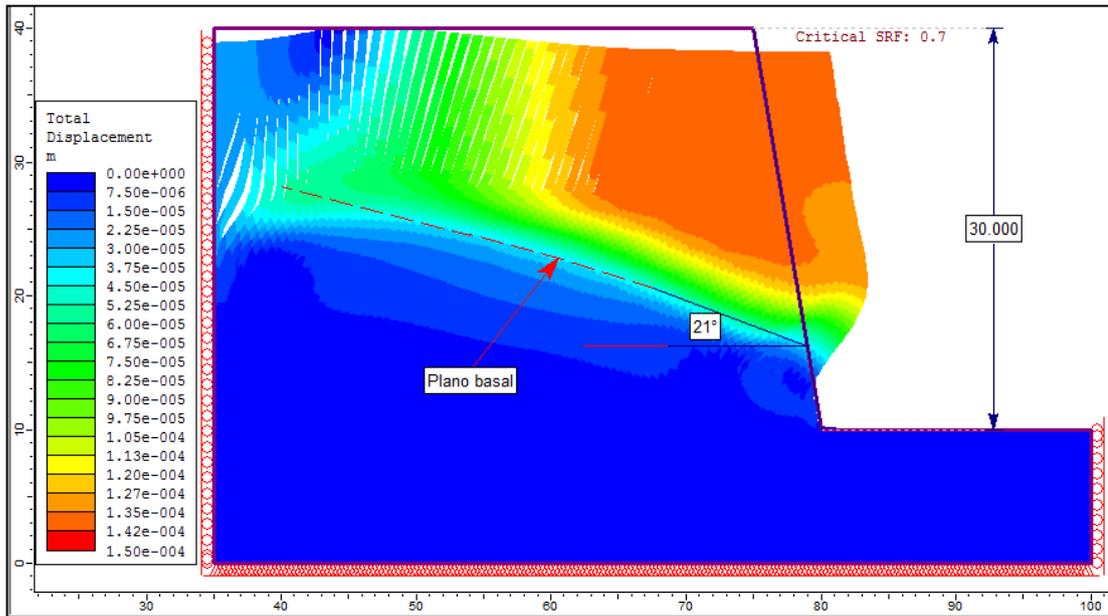
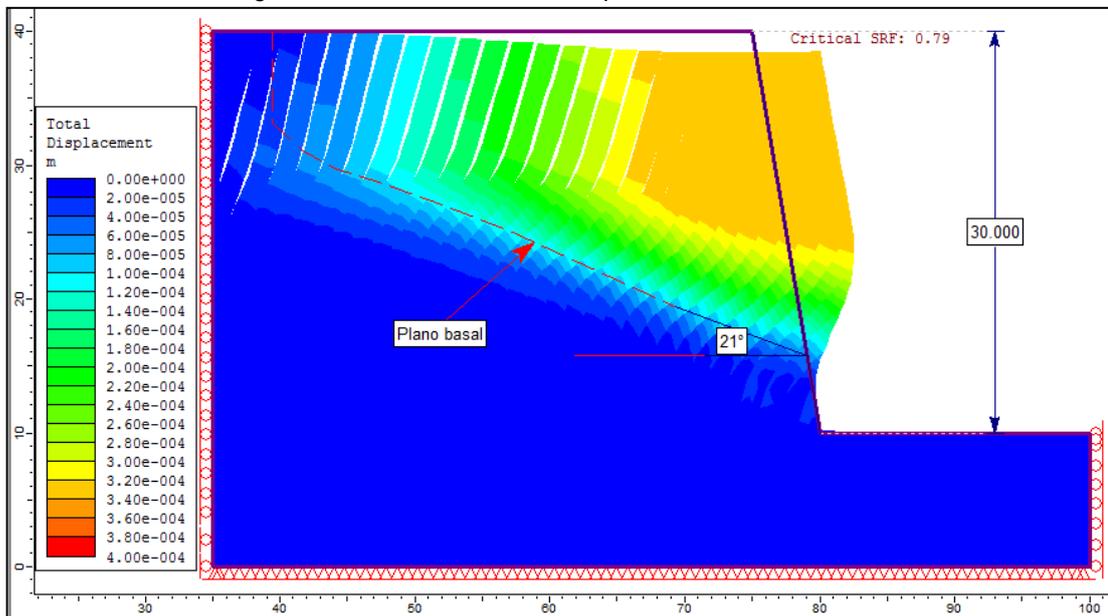


Figura 66: Resultado do modelo 2 para tombamento Flexural



As Figuras 65 e 66 mostram movimento de tombamento com maior flexão e menos abertura quando comparadas às Figuras 68, 69 e 70. A flexão ocorre, possivelmente, devido ao espaçamento das camadas serem menores e mais fáceis de serem dobradas, porém devido ao pequeno espaçamento o movimento tende a ocorrer como um conjunto de blocos, situação análoga ao modelo equivalente contínuo da mina de Candiota. A Figura 67 mostra uma situação onde o espaçamento das discontinuidades em 1,5 metros proporciona o início de um processo de maior abertura no interior do talude ainda com flexão próximo à face.

Figura 67: Resultado do modelo 3 para tombamento Flexural



A Figura 68 mostra que maiores aumentos no espaçamento proporcionam camadas mais rígidas, com maior abertura entre as descontinuidades. Nesse modelo nota-se o início de fatores de resistência acima da condição de equilíbrio limite, uma vez que a dificuldade na flexão das colunas são maiores devido a espessura das camadas. O exagero na escala com espaçamentos acima de 4,0 metros, demonstrados nas Figuras 69 e 70, proporcionam fatores de segurança em níveis de estabilidade.

Figura 68: Resultado do modelo 4 para tombamento Flexural

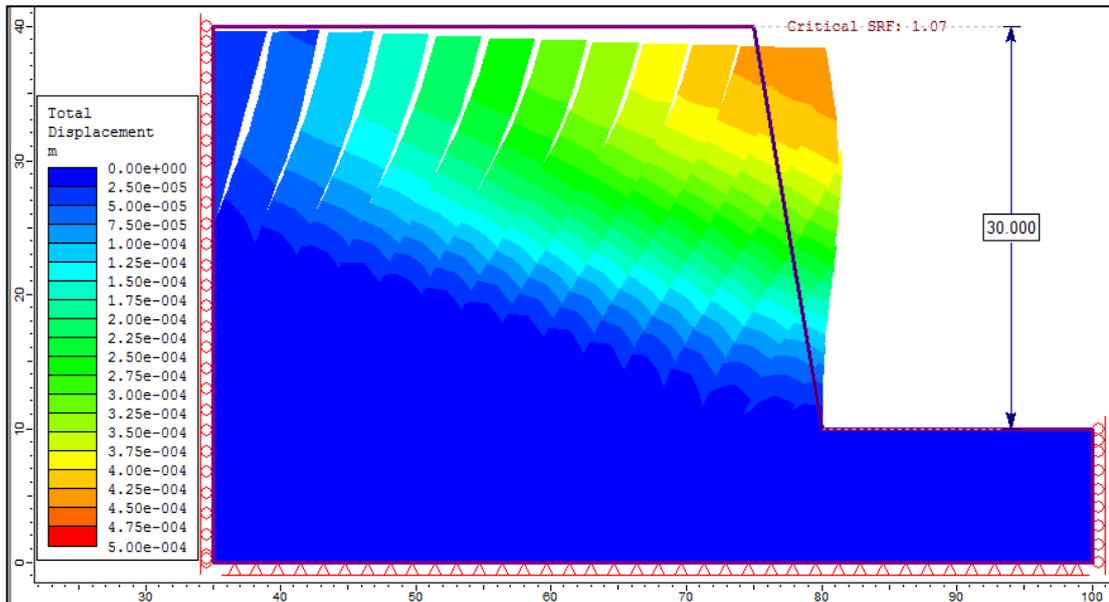


Figura 69: Resultado do modelo 5 para tombamento Flexural

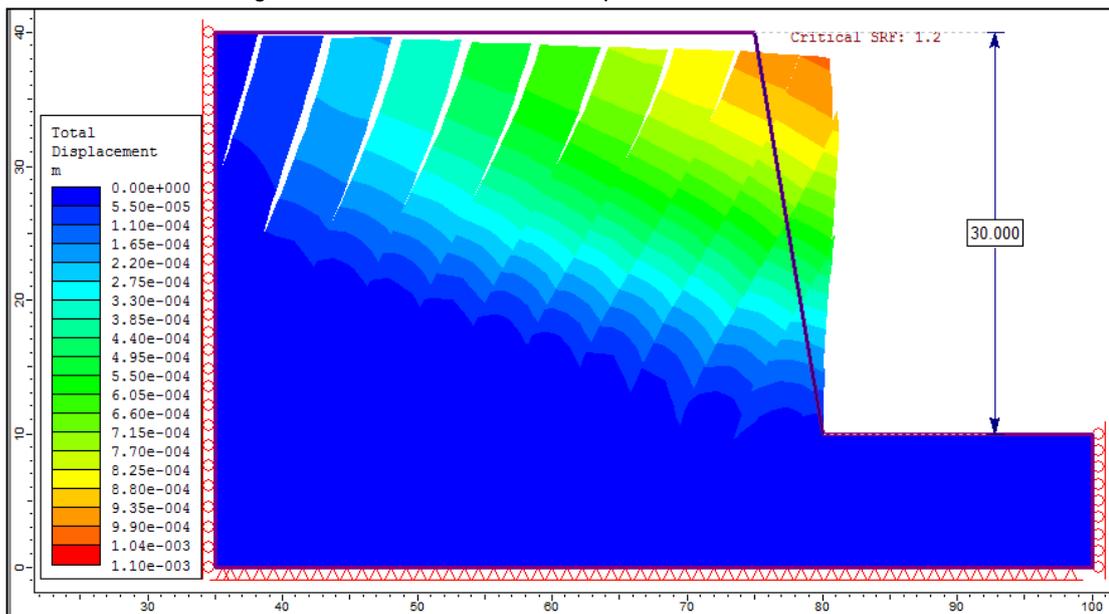
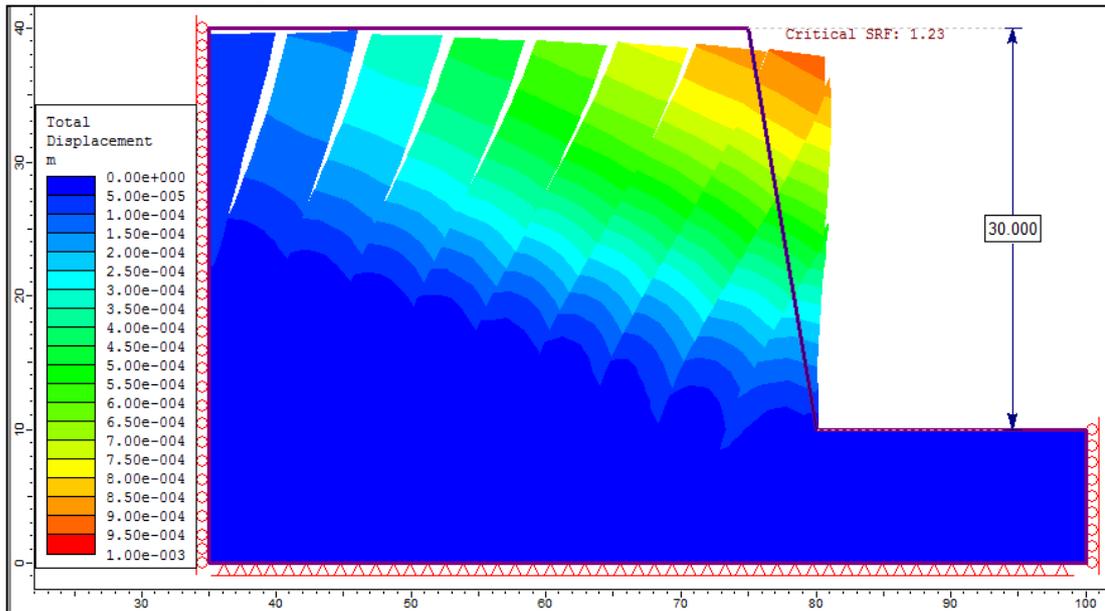


Figura 70: Resultado do modelo 6 para tombamento Flexural



Considerando todas as situações, os resultados mostraram que, para as mesmas condições geológico-estruturais, o fator de segurança é proporcional ao aumento do espaçamento das camadas. O plano basal foi mais notável em camadas menos espaçadas com desenvolvimento entre 7 a 12° acima do ângulo normal às camadas.

Os resultados das simulações para tombamento bloco-flexural estão representados nas Figuras 71 a 76. Nesta simulação, os parâmetros de persistência e espaçamento das famílias de descontinuidades F2 foram mantidos variando-se apenas o espaçamento das famílias F1.

Os resultados mostraram, de maneira similar às simulações para tombamento flexural, que os aumentos no espaçamento da família F1 proporcionam aumentos nos fatores de resistência dos taludes.

Entretanto, o comportamento do talude nas simulações 7 e 8 (Figuras 71 e 72) é similar ao resultado obtido nas análises com o movimento flexural, onde foram observadas pouco movimento de abertura entre as camadas e maior movimento de flexão próximo à face (Figuras 65 e 66). Uma hipótese para esse comportamento nas modelagens é que, próximo à face, houve tombamento por escorregamento ou rotação com movimentos em conjunto e as juntas transversais não formaram um plano basal bem definido. Alguns autores (Bobet, 1999; Sagasetta, Sánchez e Cañizal, 2001; Liu, Jaksa, e Meyers, 2008 e 2009) observaram este comportamento de movimento em conjunto, introduzindo conceitos que tratam o maciço como um

meio contínuo para blocos que possuem espaçamento pequeno em relação ao talude e se movimentam em conjunto seja escorregando, seja tombando.

Figura 71: Resultado do modelo 7 para tombamento Bloco-flexural

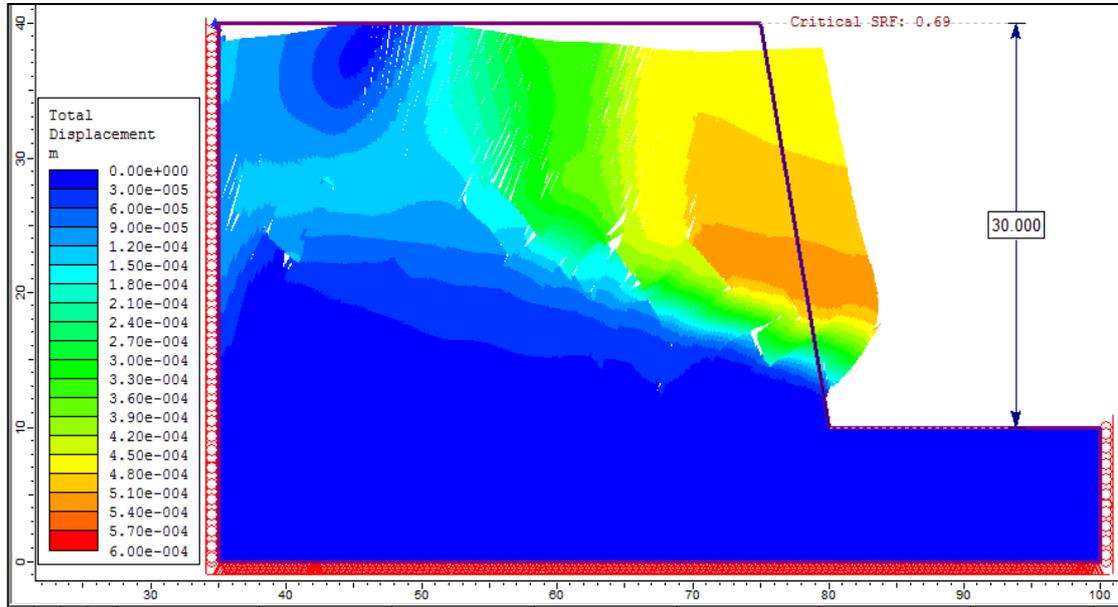
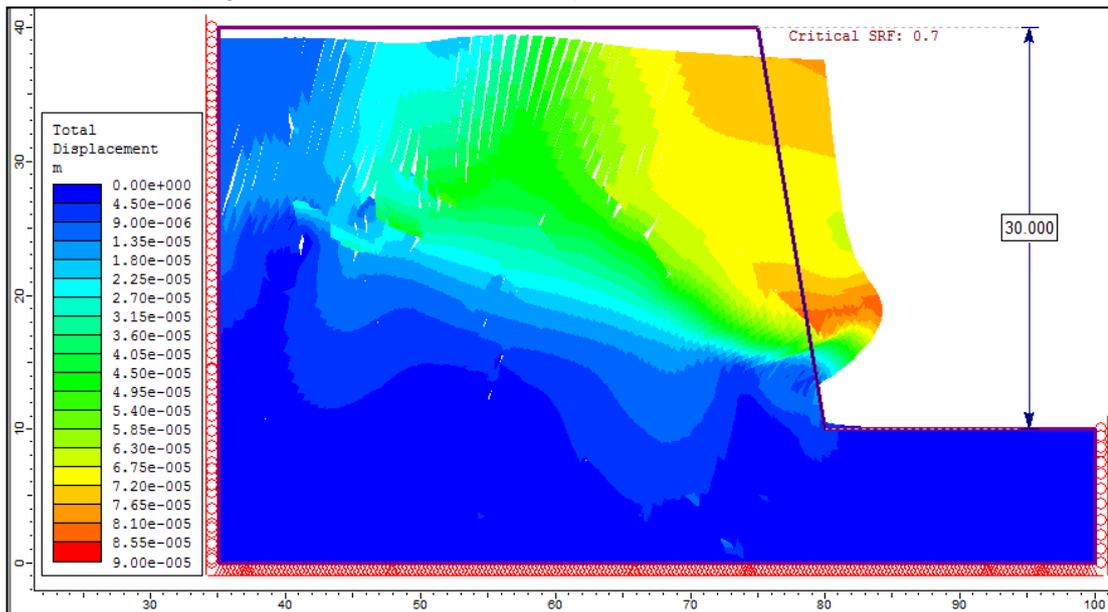


Figura 72: Resultado do modelo 8 para tombamento Bloco-flexural



À medida que o espaçamento das Juntas da família F1 tornou-se maior (Figura 73) os resultados mostraram, de uma forma mais evidente, que as colunas se deslocam de maneira independente com o aparecimento de blocos que flexionam e outros que tendem a escorregar ou tombar em movimento de rotação. Isto ocorre devido a maior abertura entre as camadas e por causa das juntas transversais, que

nesta simulação proporcionaram o início da formação de um plano basal mais definido.

Figura 73: Resultado do modelo 9 para tombamento Bloco-flexural

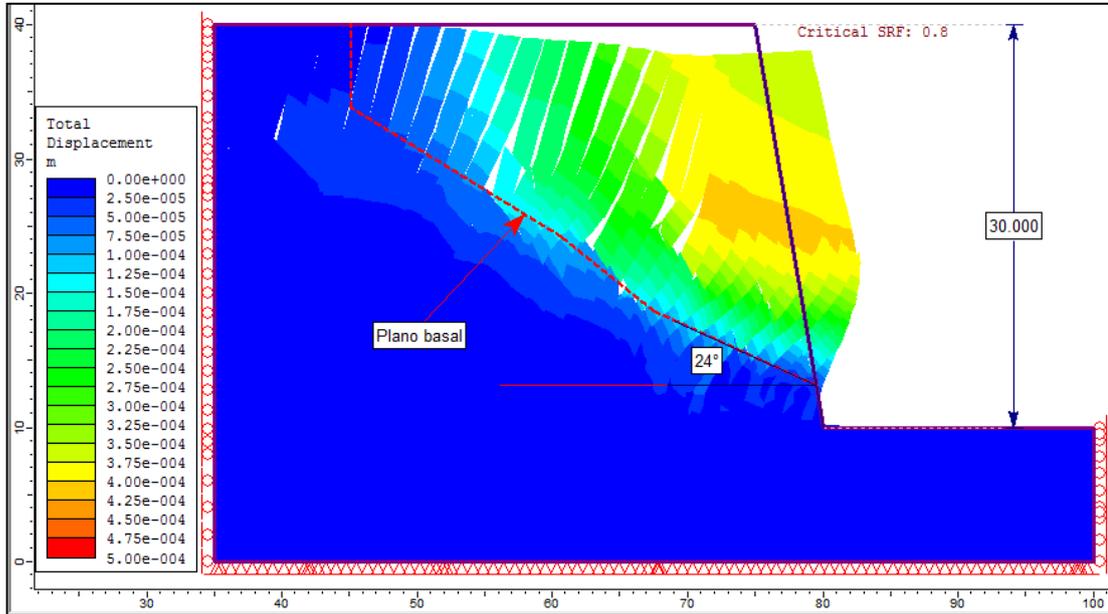
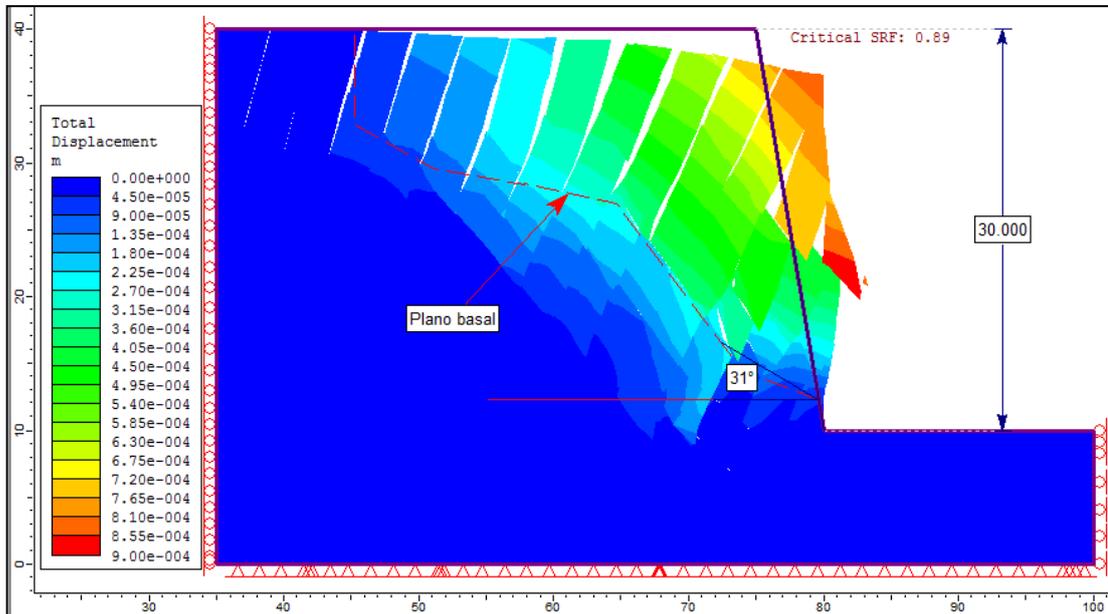


Figura 74: Resultado do modelo 10 para tombamento Bloco-flexural



Nas Figuras 75 e 76, observa-se que a representatividade das juntas, proporcionado pelo aumento no espaçamento da família de descontinuidades F1, fez o movimento de tombamento do talude por movimento bloco-flexural ser apresentado de uma maneira mais notável na modelagem. Nesta situação, o movimento de tombamento tem um comportamento mais próximo de movimento de

tombamento por blocos, uma vez que nestas modelagens formaram-se planos basais mais bem definidos, comparado às situações apresentadas nos modelos 7, 8 e 9, com movimentos de escorregamento e rotação de alguns blocos.

Figura 75: Resultado do modelo 11 para tombamento Bloco-flexural

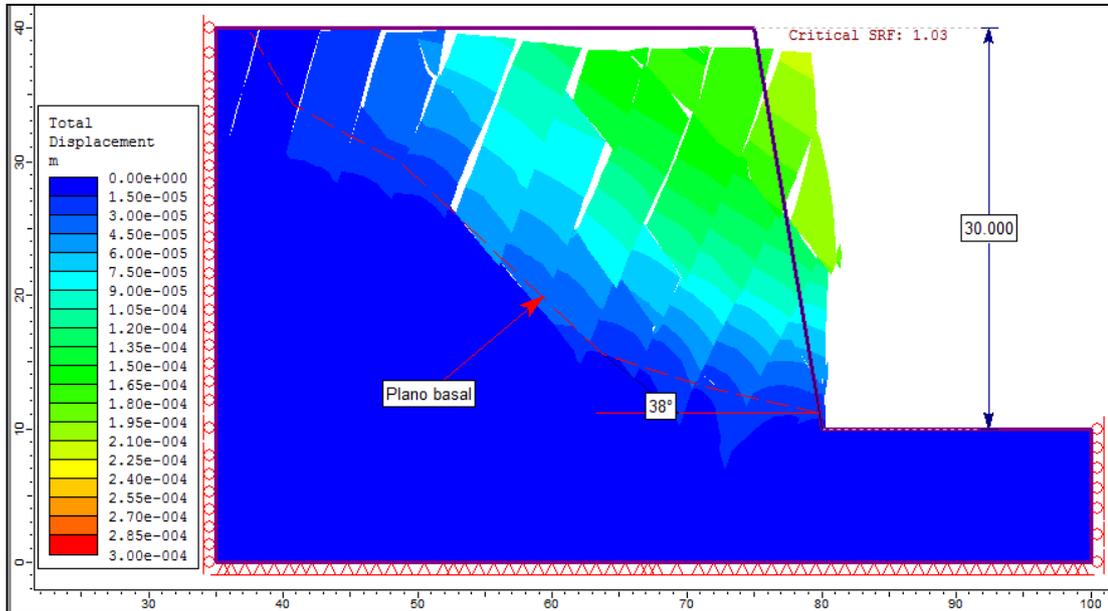
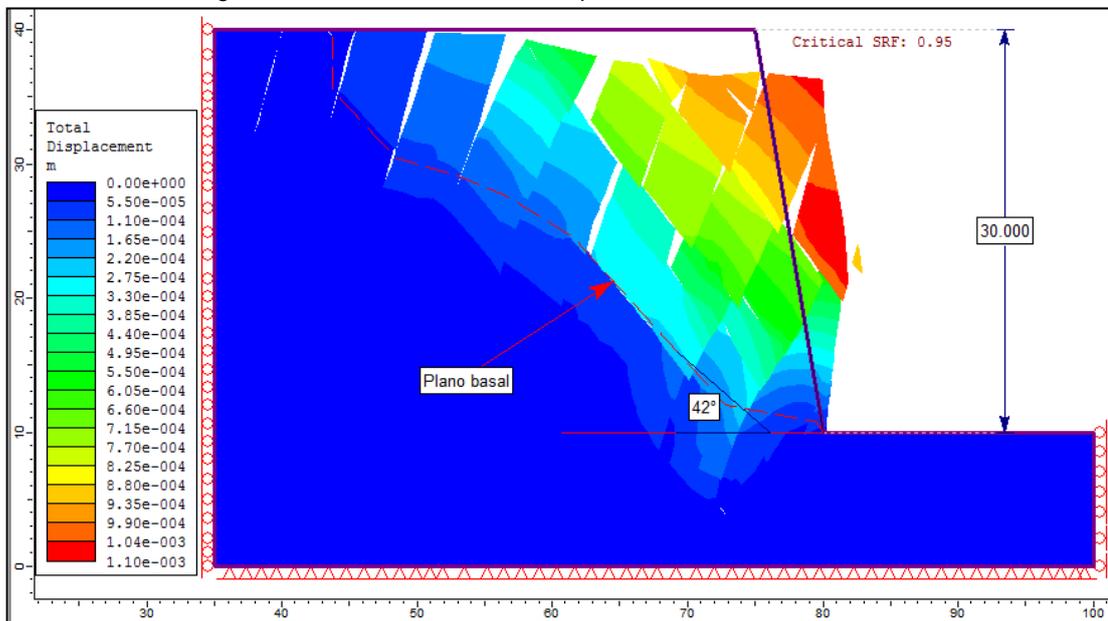


Figura 76: Resultado do modelo 12 para tombamento Bloco-flexural



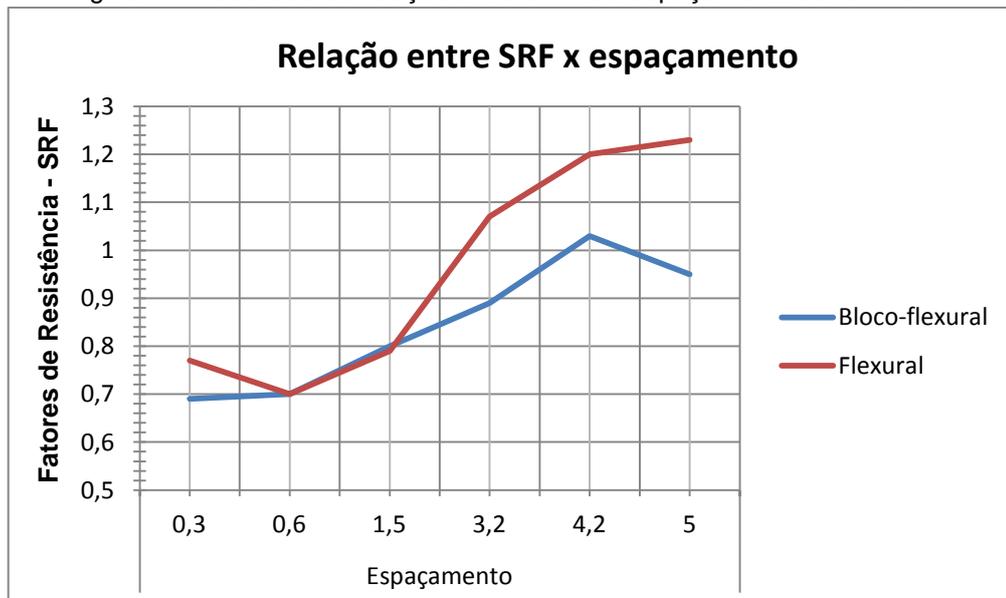
O estudo da tendência do comportamento de movimentos em taludes é importante porque a partir dele se pode avaliar quais medidas de contenção são mais apropriadas de acordo com o comportamento dos blocos ou colunas de rochas. As modelagens realizadas mostraram que a tendência de um movimento pode ser

dependente de um fator de escala, onde pequenas mudanças no espaçamento das fraturas podem influenciar nos fatores de segurança e no movimento de desprendimento dos blocos.

Diante dos resultados, também ficou evidente nas simulações numéricas que quando o espaçamento é muito pequeno em relação a geometria do talude, o maciço tende a se comportar como única estrutura ou como conjuntos de várias estruturas, mas com grande flexão das camadas. Há, portanto, um comportamento mais próximo de modelos equivalentes contínuos. Isto não significa que estes modelos não tombem, mas que o movimento de massa por tombamento sem desprendimento dos blocos no interior da estrutura é menos notável em modelos numéricos.

À medida que as discontinuidades tornaram-se mais espaçadas, os deslocamentos por tombamento bloco-flexural e flexural foram mais nítidos devido a maior abertura nas juntas, com tensões cisalhantes induzindo o desprendimento dos blocos ou colunas rochas. A Figura 77 mostra o gráfico com os resultados que relaciona os fatores de segurança obtidos nas modelagens com o aumento do espaçamento das discontinuidades da família F1.

Figura 77: Resultado da relação entre SRF e o espaçamento da família F1



Uma hipótese para a relação apresentada na Figura 77, é que isso ocorre devido a espessura das camadas serem mais flexíveis quando menos espaçadas e mais rígidas quando mais espaçadas, aumentando a resistência, principalmente à

tração que, como citado em Aydan e Kawamoto (1992), Adhikary *et al.* (1997), Amini, Majdi e Aydan (2009), Majdi e Amini (2011), é o principal parâmetro que contribui para o início da ruptura da rocha em tombamento por flexão.

No gráfico apresentado, a relação entre o espaçamento e os fatores de resistência, para dos dois tipos de tombamentos modelados (flexural e bloco-flexural), sugere que até certo limite (espaçamento = 1,5 metros) os fatores de resistência estão muito próximos e o comportamento do movimento de tombamento bloco-flexural é similar ao movimento de tombamento flexural.

Para espaçamentos maiores que 1,5 metros, os fatores de resistência entre os dois tipos de tombamentos divergiram e o movimento de tombamento bloco-flexural teve um comportamento mais parecido com tombamento de blocos, onde ocorre o escorregamento e a rotação de blocos em um plano basal bem definido.

Uma hipótese para a redução do fator de segurança na simulação para tombamento bloco-flexural com espaçamento de 5 metros, pode estar associado à esbelteza dos blocos ou colunas de rocha em um plano inclinado, tal como já ilustrado na Figura 31 e descrito em Udson e Harrison (1997). Nesta situação, se observa nas modelagens alguns blocos escorregando e outros em movimento de rotação.

Uma vez que condição cinemática de tombamento para os 12 casos modelados foi satisfeita, a mudança de apenas uma variável, que não é identificável em análises cinemáticas, mostrou resultados diferentes para os fatores de segurança e para a forma do rompimento do talude. Dessa forma, os taludes que tiveram nas análises cinemáticas condições favoráveis para tombamento podem ou não serem estáveis.

CAPÍTULO 5 – SUGESTÃO PARA DEFINIR METODOLOGIAS DE ANÁLISE

Embora que houvesse um esforço de pesquisadores em tentar solucionar problemas de estabilidade de tombamentos, principalmente relacionado a bloco e flexural, todos os métodos analíticos disponíveis possuem alguma restrição quanto ao seu uso, devendo, portanto, serem utilizados conforme o problema.

As limitações se restringem principalmente na relação existente entre a altura e o espaçamento médio das descontinuidades (H/b) e na definição do plano da base de ruptura (plano basal), que no caso de tombamento de blocos é definida em forma de escadaria (Goodman e Bray, 1976; Zambak, 1983; Sagasetta, Sanchez e Cañizal, 2001) ou é considerado como uma linha reta (Bobet, 1999; Liu, Jaksa, e Meyers, 2008 e 2009). Em se tratando de tombamento flexural, e de acordo com o estado da arte já descrita, planos basais se formam perpendicular às descontinuidades (Aydan e Kawamoto, 1992), em 10 a 20° acima da normal às camadas (Adhikary, Dyskin e Jewell, 1996; Adhikary *et al.*, 1997) ou em até 30° acima da normal (Majdi e Amini, 2011).

A relação H/b também é outro parâmetro que difere os métodos de análise. Uma vez que o FS do método de Aydan e Kawamoto (1992) é obtido por meio de cálculos iterativos de cada coluna, este método torna-se dispendioso quando a relação H/b é muito grande, como em casos de maciços foliados por exemplo. O método proposto por Amini, Majdi e Aydan (2009) calcula o fator de segurança por meio da altura da coluna Ψ e não relaciona um limite entre H/b , este método pode ser utilizado em casos onde as outras metodologias tornam-se limitadas. Exemplos de aplicação deste método, realizados por Amini, Majdi e Aydan (2009), mostraram que ele se aproxima do método analítico de Aydan e Kawamoto (1992).

Em relação a tombamento de blocos, outros métodos propostos desde Goodman e Bray (1976) foram direcionados para aproximações contínuas, onde o espaçamento torna-se pequeno em relação a altura do talude. As tentativas de solucionar problemas que consideram a relação H/b grande foram propostas por Bobet (1999), Sagasetta, Sanchez e Cañizal (2001) e Liu, Jaksa, e Meyers (2008 e 2009), mas estes três métodos são distintos e devem ser utilizados como uma forma preliminar de análises para modelos numéricos.

Modelos numéricos são muito úteis como forma complementar de estudos relacionados a problemas de estabilidade de taludes ou como o principal método de análise, principalmente quando as descontinuidades tornam-se pequenas em relação a geometria do talude.

Mesmo tratando o problema como um meio equivalente contínuo os vetores de deslocamento mostraram uma tendência de o talude romper por movimento de tombamento, esta observação ficou evidenciada no movimento na segunda bancada, onde ocorre um movimento de rotação em uma base fixa (Figura 59). Dessa forma, métodos equivalentes contínuos pode ser uma alternativa para avaliar taludes com tendência a tombamento.

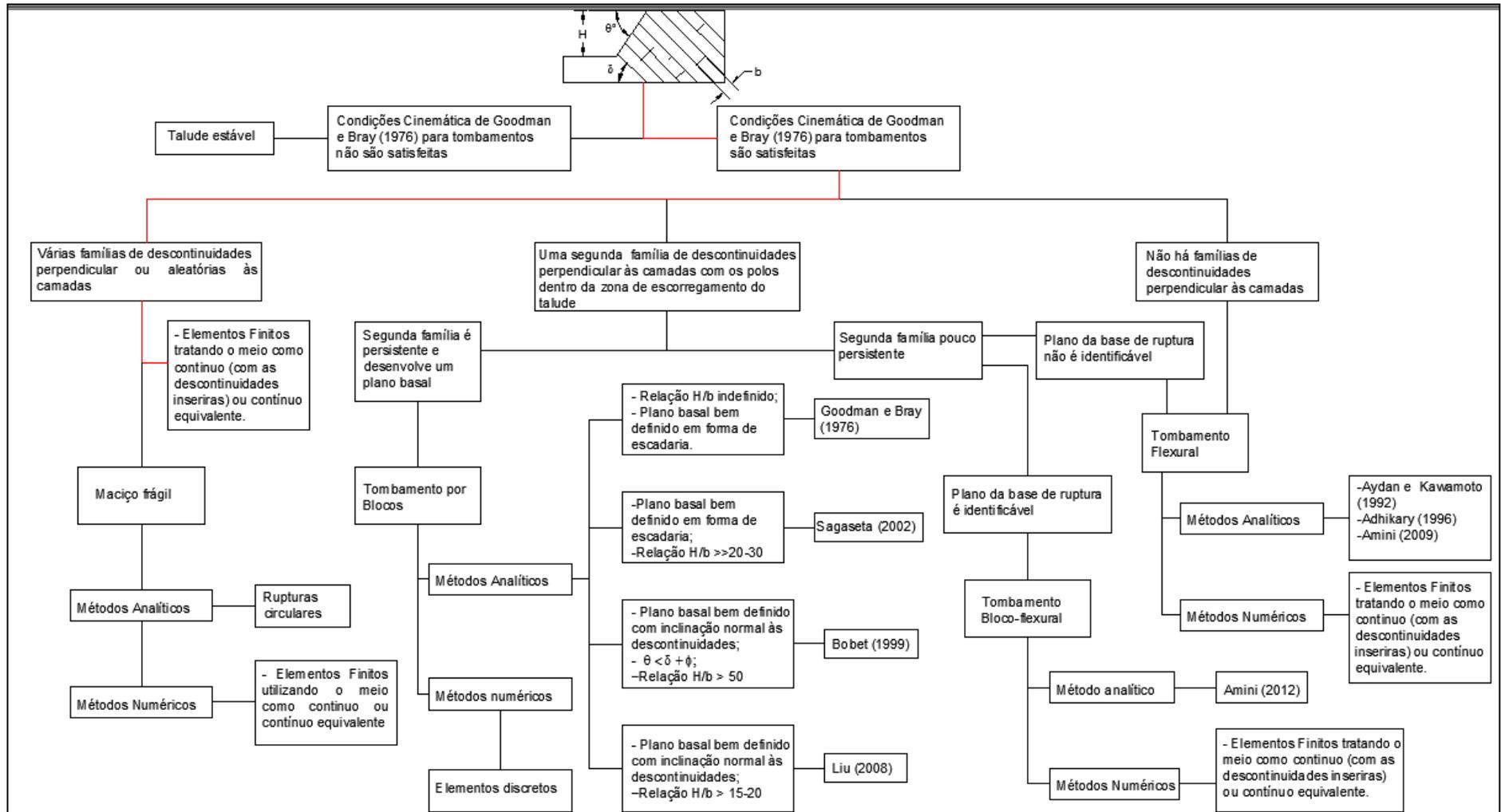
Já os modelos contínuos e com as descontinuidades inseridas no problema representam de maneira mais explícita os deslocamentos dos blocos, como demonstrado na Figura 61. Esta ferramenta pode ser útil, inclusive para tombamento bloco-flexural, para avaliar se o talude em estudo tem uma tendência real de romper nas descontinuidades, como caso apresentado da mina de Candiota.

Simulações numéricas relacionadas a tombamento de blocos devem ser realizadas com o meio discretizado, uma vez que o problema apresenta-se de forma distinta de tombamento flexural. Elementos discretos tem mostrado ser a melhor ferramenta para este tipo problema (Pritchard e Savigny, 1990).

Aplicações do método proposto por Amini para tombamento bloco-flexural mostrou aproximar-se de outros métodos relacionados a tombamento flexural (Amini, Madji e Aydan, 2009; Madji e Amini, 2011). Assim, sugere-se que sejam aplicados métodos de tombamento flexural caso não haja o conhecimento dos elementos necessários para a análise por bloco-flexural.

Portanto, as componentes geométricas são os principais fatores que diferenciam as metodologias apresentadas para solucionar problemas de tombamento via equilíbrio limite. Na Figura 78 é apresentada uma proposta de fluxograma que pode ser uma alternativa para decidir qual caminho seguir entre as principais metodologias de análises para tombamento de acordo com problema em questão.

Figura 78: Fluxograma para escolha de metodologias de análises em tombamentos



As diversas alternativas apresentadas no fluxograma parte do princípio cinemático de Goodman e Bray (1976), que caso não seja satisfeito haverá condições de estabilidade. Uma vez que o teste cinemático seja satisfeito deve-se avaliar se há outras famílias de juntas além das camadas principais.

De acordo com o estabelecido no fluxograma, se há somente uma família de descontinuidades a análise deve ser direcionada para tombamento flexural e os métodos analíticos sugeridos devem ser utilizados de acordo com o problema, conforme já discutido nesta dissertação.

Quando há uma família de juntas, pouco persistente e perpendicular às descontinuidades a análise deve ser realizada para tombamento bloco-flexural, porém a dificuldade de identificar o plano basal pode direcionar as análises para tombamento flexural e nesse caso, métodos numéricos devem ser utilizados como uma forma complementar do método analítico.

Avaliações referentes a tombamento de blocos devem seguir se uma segunda família desenvolve um plano na base de ruptura bem definido, onde os blocos ficam em um estado de equilíbrio limite.

Se o talude é constituído por muitas famílias de descontinuidades de maneira aleatória às camadas, a análise deve seguir para modelos numéricos, pois os métodos analíticos desenvolvidos para tombamentos primários não consideram outras famílias de descontinuidades aleatórias às juntas. Isto ficou evidente no caso da mina de Candiota, onde os resultados dos fatores de segurança obtidos nos métodos analíticos divergiram dos resultados dos métodos numéricos.

O caminho utilizado para avaliar as condições de estabilidade do talude AA' da mina de Candiota seguiu sequência delineada pela linha vermelha do fluxograma sugerido.

Rupturas circulares podem ser desenvolvidas se várias famílias de descontinuidades contribuem para redução da resistência do maciço, nesta situação o maciço não é dominado por descontinuidades, mas por uma superfície circular crítica que tem menor resistência ao cisalhamento.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES

Embora métodos analíticos não considerem outras famílias de descontinuidades, além das camadas principais, a análise da estabilidade dos taludes da mina de Candiota foi realizada por estas metodologias além de métodos numéricos por elementos finitos.

Ainda que houvesse alguma possibilidade de aplicação para análise de tombamento de blocos, as duas modelagens numéricas, confirmadas por observações em campo, mostraram não haver o aparecimento de um plano basal bem definido este talude deveria ser tratado como instabilidade por tombamento flexural, porém deve-se considerar outras famílias de descontinuidades e somente modelos numéricos podem representar este problema.

Os resultados dos modelos numéricos ($FS=1,14$ e $FS=1,20$) mostraram uma equivalência entre o modelo contínuo equivalente e o modelo contínuo com as descontinuidades inseridas, portanto, os dois métodos podem ser utilizados no caso da mina de Candiota.

Os resultados dos métodos analíticos, quando comparados aos métodos numéricos, mostraram-se limitados para aplicações a taludes susceptíveis tombar quando há várias famílias de juntas. Isto porque os métodos analíticos não consideram outras famílias de juntas além daquelas que proporcionam o tombamento.

Embora a visualização clara do movimento de tombamento só foi possível no modelo com as descontinuidades inseridas, o modelo equivalente contínuo mostrou um movimento de rotação na segunda bancada, confirmado por meio dos vetores de deslocamento que se deslocaram em sentido horizontal. Esta equivalência sugere que modelos equivalentes contínuos se aproximam mais dos modelos contínuos (com as descontinuidades) quando o espaçamento e a persistência forem pequenas em relação a estrutura do talude.

As 12 simulações mostraram que há um fator de escala que representa de maneira mais evidente o movimento de tombamento do talude em modelos numéricos, e isto ocorre quando o espaçamento das descontinuidades torna-se maior. Quando o espaçamento é pequeno em relação a escavação o movimento de

tombamento tende a ocorrer como um meio contínuo, uma vez que vários blocos se comportam da mesma maneira dentro da estrutura.

Com aumentos no espaçamento da família de Juntas F1, os resultados das 12 modelagens mostraram maiores condições de estabilidade, possivelmente condicionado pela espessura das lâminas que tendem a se tornar mais resistentes à tração.

O fluxograma proposto é uma alternativa, dentro das peculiaridades de cada método, para decidir os métodos mais adequados. Este estudo mostrou também que embora as análises cinemáticas de Goodman e Bray tenham mostrado movimento de tombamento, os taludes da mina de Candiota estão estáveis. A análise cinemática para as 12 modelagens foi a mesma, mas os fatores de resistência estimados foram diferentes.

Trabalhos futuros poderão ser desenvolvidos com a aplicação de metodologias analíticas que tratam o problema como um meio contínuo, com objetivo de avaliar se os fatores de segurança destes métodos se aproximam dos resultados obtidos por modelos numéricos. Outra sugestão seria avaliar a influência da água nos resultados apresentados, uma vez que o talude foi tratado em condições secas.

REFERÊNCIAS

- ADHIKARY, D. P.; DYSKIN, A. V.; JEWELL, R. J. **Modeling of Flexural Toppling Failures of Rock Slopes**. In: PROCEEDINGS OF THE EIGHTH INTERNATIONAL CONGRESS ROCK MECHANICS. Tokyo, 1995, p. 25 – 29.
- ADHIKARY, D. P.; DYSKIN, A. V.; JEWELL, R. J. **Numerical Modelling of the Flexural Deformation of Foliated Rock Slopes**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. V. 33, p. 595 – 606, 1996.
- ADHIKARY, D. P.; DYSKIN, A. V.; JEWELL, R. J.; STEWART, D. P. **A Study of the Mechanism of Flexural Toppling Failure of Rock Slopes**. Rock Mech. Rock Engng. V.30 (2), p. 75 - 93, 1997.
- AMINI, M.; MAJDI, A.; VESHADI, M. **Stability Analysis of Rock Slopes Against Block-Flexure Toppling Failure**. Rock Mech. Rock Engng. V. 45 (4), p. 519 – 532, 2012.
- AMINI, M.; MAJDI, A.; AYDAN, O. **Stability Analysis and the Stabilisation of Flexural Toppling Failure**. Rock Mech. Rock Engng. V. 42 (5), p. 751 – 782, 2009.
- AYDAN, O.; KAWAMOTO, T. **The Stability of Slopes and Underground Openings Against Flexural Toppling and Their Stabilisation**. Rock Mech. Rock Engng. V. 25 (3), p. 143 – 165, 1992.
- AZEVEDO, I. C. D.; MARQUES, E. A. G. (2002). **Introdução à Mecânica das Rochas**. 1ª ed. Viçosa: Editora UFV, 2006. 363 p.
- BARTON, N. R. **Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints**. Eng. Geol., Elsevier. V.7, p. 287 – 322, 1973.
- BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. **Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support**. Rock Mech. Rock Engng. V. 6 (4), p. 189 – 239, 1974.
- BARTON, N. R.; BANDIS, S. **Effects of Block Size on the Shear Behaviour of Jointed Rock**. Issues in Rock Mechanics — Proceedings 23rd US SYMP. ON ROCK MECHANICS, Berkeley, 1983.
- BHAWANI, S.; GOEL, R. K. **Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering**. 1st ed. London: Elsevier Science Ltd.1999. 267 p.

- BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Classification of Jointed Rock Masses**. Trans South Afr. Inst. Civ. Engrs. V. 15 (12), p. 335 – 344, 1973
- BIENIAWSKI, Z. T. **Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling**. A. A. Balkema, Rotterdam, PP. 97 – 133.
- BIENIAWSKY, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**. 1st ed. New York: John Wiley and Sons, 1989. 251 p.
- BOBET, A. **Analytical Solutions for Toppling Failure**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. V. 36, p. 971 – 980, 1999.
- BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. **Rock Mechanics for Underground Mining**. 3rd ed. New York: Springer Science and Business Media, 2004. 628 p.
- BROW, E. T. **Rock Characterization Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods**. Oxford: Pergamon press, 1981. 211 p.
- BURMAN, B.C.; TROLOPE, D. H.; PHILIP, M. G. **The Behaviour of Excavated Slopes in Jointed Rock**. Australian Geomechanics Journal. V. 12, p. 26 – 31, 1975.
- CUNDAL, P. A. **A Computer Model for Simulating Progressive, Large-scale Movements in Blocky Rock Systems**. Proceedings, INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK FRACTURES, Nancy, France, Paper II-8.
- DEERE, D. U. **Technical Description of Rock Cores for Engineering Proposes**, Rock Mech. Eng. Geol. V. 1, p. 22 – 16, 1963.
- FIORI, P. A. C. **Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas – Aplicações na Estabilidade de Taludes**. 1th ed. Paraná: UFPR, 2001, 550 p.
- GOODMAN, R.E.; BRAY, J.W. **Toppling of Rock Slopes**. In: ASCE speciality conference on rock engineering for foundation sands lopes, Boulder, Colorado; V. 2, p.201 – 34, 1976.
- GOODMAN, R. E; SHI, G. **Block Theory and its Application to Rock Engineering**. 1 st ed. New Jersey: Prentice-Hall International Series, 1985. 338 p.
- GOODMAN, R. E. **Introduction to Rock Mechanics**. 2nd ed. Canadian: John Wiley and Sons, 1989. 562 p.
- HOEK E.; BRAY J. W. **Rock Slope Engineering**. 2nd ed. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1977.

- HOEK, E.; BROWN, E. T. **Underground Excavation in Rock**. 1st ed. London: Institute of Mining and Metallurgy, 1980. 402 p.
- HOEK, E. **Estimating Mohr-Coloumb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion**, Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci. V. 27, p. 227-229, 1990.
- HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. **Support of Underground Excavations in Hard Rock**. 1st ed. Rotterdam: Balkema, 1995. 225 p.
- HOEK, E.; BROWN, E.T. **Practical Estimates of Rock Mass Strength**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. V. 34 (8), p. 1165 – 1186, 1997.
- HOEK, E.; CARRANZA -TORRES, C.; CORKUM, B. **Hoek-Brown Criterion – 2002**. In: Proceedings of the North American rock mechanics symposium, 5., 2002, Toronto, 2002. p. 267 – 273.
- HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. **Engineering Rock Mechanics – an Introduction to the Principles**. 1st ed. Londres: Pergamon press, 1997. 444 p.
- ISRM (1978). **Suggested methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. V. 15, p. 99 – 103.
- JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W.; ZIMMERMAN, R. W. **Fundamentals of Rock Mechanics**. 4th ed. London: Chapman e Hall Pub., 2007. 593 p.
- LIU, C.H.; JAKSA, M.B.; MEYERS, A.G. **Improved Analytical Solution for Toppling Stability Analysis of Rock Slopes**. Int. J. Rock Mech. and Min Sci. V. 45 (8), 1361 – 1372, 2008.
- LIU, C. H.; JAKSA, M. B.; MEYERS, A. G. (2009). **A Transfer Coefficient Method for Rock Slope Toppling**. Can.Geotech. J. V. 46, 1 – 9, 2009.
- MAJDI, A.; AMINI, M. **Flexural Toppling Failure in Rock Slopes: From Theory to Applications**. I.J.M.G.E., University of Tehran. V. 45 (1), p. 21 – 32, 2011.
- MOHTARAMI, E.; JAFARI, A.; AMINI, M. **Stability Analysis of Slopes Against Combined Circular-toppling Failure**. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. V. 67, p. 43 – 53, 2014.
- MULLER, L. **New Consideration of the Vaiont Slide**. Rock Mech. Eng. Geol. V. 6 (1), p. 1 – 91, 1968.

- PALMSTRÖM, A. **RMi – A rock Mass Characterization System for Rock engineering purposes**. 1995. 400 p. PhD thesis, Oslo University, Norway, 1995.
- PEREIRA, L. C. **Análise Tensão-deformação e por Equilíbrio Limite do Mecanismo de Ruptura por Tombamento de blocos**. 2012. 184 pág. Dissertação (Mestrado) – Univ. Fed. de Ouro Preto. Escola de Minas. Ouro Preto, 2012.
- PRIEST, S.D.; HUDSON, A. J. **Discontinuity Spacings in Rock**, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. V.13, p. 135 – 148, 1976.
- PRITCHARD, M. **Numerical Modelling of Large Scale Toppling** 1989. 178 p. MSc. thesis. The University of British Columbia, Vancouver, 1989.
- PRITCHARD, M. A.; SAVIGNY, K. W. **Numerical Modelling of Toppling**. Canadian Geotechnical Journal. V. 27, p. 823 – 834, 1990.
- SAGASETA, C. **On the Modes of Instability of a Rigid Block on an Inclined Plane**. Rock Mech Rock Eng. V. 19, p. 261 – 266, 1986.
- SAGASETA, C.; SÁNCHEZ, J.M.; CAÑIZAL, J. **A general Analytical Solution for the Required Anchor Force in Rock Slopes with Toppling Failure**. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. V. 38, p. 421 – 435, 2001.
- SJÖBERG, J. **Analysis of Large Scale Rock Slope**. 1999. 202 p. Doctoral Thesis, Division of Rock Mechanics, Luleå University of technology, Sweden, 1999.
- SANTOS, G. A. **Análise Tensão-deformação e por Equilíbrio Limite do Mecanismo de Tombamento Flexural**. 2009. 114 pág. Dissertação (Mestrado) – Univ. Fed. de Ouro Preto. Escola de Minas. Ouro Preto, 2009.
- TEIXEIRA, WILSON; TOLEDO M. CRISTINA MOTA de; FAIRCHILD, THOMAS RICH; TAIOLI, FABIO. **Decifrando a Terra**. 1ª ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2000. 557 p.
- WYLLIE, D.C.; MAH, C.W. **Rock Slope Engineering: Civil and Mining**. 4th ed. London: UK Spon Press, 2004. 425 p.
- ZANBAK, C. **Design Charts for Rock Slopes Susceptible to Toppling**. J Geotech Eng ASCE. V. 109 (8), p. 1039 – 1062, 1983.
- ZINGANO A. C. **Modelamento Geomecânico para Dimensionamento de Pilares de Carvão**. 2002. 205 pág. Tese (Doutorado) – Programa de pós-graduação em

Engenharia de Minas, Metalurgia e de Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

ANEXO I – PLANILHAS DO MAPEAMENTO POR SCANLINES

		Fundação Luiz Englert - FLE						
Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro		LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas						
		Dados de Campo - Scanline						
MINA:	Candiota	DATA:						
LOCAL:	S1	ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	61NE					
BANCADA:	nível 110	DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	75/326					
SETOR:	NE	TAMANHO (m):	15					
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0,75	80	65	F2	2	VII - JRC - 6 ; 8	1	seca
2	0,8	80	138	F1	2,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
3	3	70	63	F2	2	VII - JRC - 6 ; 8	0,1	úmida
4	5	65	164	F1	4,3	V - JRC - 8 ; 10	0,1	úmida
5	4,5	40	340	Foliação	1	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
6	0,5	40	330	Foliação	1,3	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
7	4,6	70	60	F2	2	VII - JRC - 8 ; 10	1	seca
8	6	85	154	F1	2,5	V - JRC - 8 ; 10	1	seca
9	8,6	75	61	F2	5	VII - JRC - 6 ; 8	10	seca
10	10	80	170	F1	4	V - JRC - 8 ; 10	1	seca
11	10	80	62	F2	6	VIII - JRC - 4 ; 6	0,5	seca
12	11,7	35	310	Foliação	1	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
13	12	70	61	F2	1	VI - JRC - 8 ; 10	0	seca
14	14,5	25	354	Foliação	1	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
15	15	70	71	F2	2	VII - JRC - 6 ; 8	1,5	seca



Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas
Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S2		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	360 NW				
BANCADA:	nível 110		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	50/36				
SETOR:	Sul		TAMANHO (m):	15				
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0	85	332	Foliação	1,5	VIII - JRC - 2 ; 4	0	seca
2	0,5	85	332	Foliação	2	VIII - JRC - 2 ; 4	0	úmida
3	0,5	65	62	F2	2	VII - JRC - 6 ; 8	1	úmida
4	3	85	336	Foliação	2,5	VI - JRC - 6 ; 8	0	seca
5	6,1	85	344	Foliação	2,6	VII - JRC - 6 ; 8	1	seca
6	6	60	53	F2	9	VII - JRC - 6 ; 8	0	seca
7	8	80	330	Foliação	1,2	VI - JRC - 8 ; 10	0	seca
8	9,6	80	132	Foliação	3,5	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida
9	11,5	35	100	Foliação	1	VII - JRC - 6 ; 8	0	seca
10	15	85	163	Foliação	1	VI - JRC - 6 ; 8	0	úmida



Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas
Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S3		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	30 NE				
BANCADA:	nível 110		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	60/135				
SETOR:	NW		TAMANHO (m):	15				
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	1	65	331	Foliação	0,6	VII - JRC - 8 ; 10	0	úmida
2	3	85	66	F2	0	V - JRC - 8 ; 10	0	úmida
3	3,6	45	346	Foliação	0,4	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida
4	4	45	345	Foliação	0,4	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida
5	5	45	343	Foliação	0,3	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida
6	6	85	79	F2	4	V - JRC - 8 ; 10	0	úmida
7	7	45	315	Foliação	1	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida
8	9,4	75	330	Foliação	4,5	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida
9	11	85	70	F2	2,5	V - JRC - 8 ; 10	0	úmida
10	12	80	327	Foliação	0,5	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida
11	12,5	70	330	Foliação	0,5	VII - JRC - 6 ; 8	0	úmida



Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro

Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas
Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S4		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	34 NE				
BANCADA:	nível 120		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	55/148				
SETOR:	NW		TAMANHO (m):	15				
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	-0,3	65	344	Foliação	0,2	VII - JRC - 8 ; 10	0	úmida
2	0	90	181	Foliação	0,3	V - JRC - 8 ; 10	0	úmida
3	1	55	356	Foliação	0,4	VII - JRC - 8 ; 10	0	úmida
4	1,9	50	354	Foliação	0,3	VII - JRC - 8 ; 10	0	úmida
5	3,3	55	336	Foliação	1	VII - JRC - 8 ; 10	0	úmida
6	6	60	346	Foliação	0,2	VII - JRC - 8 ; 10	0	úmida
7	8	55	330	Foliação	0,1	VII - JRC - 8 ; 10	0	seca
8	9,5	60	339	Foliação	0,3	VII - JRC - 8 ; 10	0	seca
9	11,5	45	340	Foliação	0,5	VII - JRC - 8 ; 10	0	seca
10	13	25	24	Foliação	0,4	VII - JRC - 8 ; 10	0	seca
11	15	70	358	Foliação	0,8	VII - JRC - 8 ; 10	0	seca



Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas
Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S5		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:		300 NW			
BANCADA:	nível 110		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:		50/224			
SETOR:	NORTE		TAMANHO (m):		24			
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0	30	270	Foliação	20	V - JRC - 8 ; 10	0	muita
2	1	30	270	Foliação	5	V - JRC - 8 ; 10	0	muita
3	3	20	254	Foliação	2	V - JRC - 8 ; 10	0	muita
4	4	30	270	Foliação	4	V - JRC - 8 ; 10	0	muita
5	4,5	65	270	F2	2	VII - JRC - 4 ; 6	0	muita
6	5	70	60	F2	2	VII - JRC - 4 ; 6	0	muita
7	5,7	70	72	F2	2	VII - JRC - 4 ; 6	0	muita
8	-	35	98	F3	1	VII - JRC - 4 ; 6	0	muita
9	-	30	82	F3	1	VII - JRC - 4 ; 6	0	muita
10	6,5	40	54	F2	2,5	VII - JRC - 4 ; 6	0	muita
11	8	15	258	Foliação	3	V - JRC - 8 ; 10	0	muita
12	8	80	62	F2	2	VII - JRC - 4 ; 6	0	muita
13	10,5	40	270	Foliação	4	V - JRC - 8 ; 10	0	Seca
14	11	60	93	F2	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
15	15,3	30	300	F	2	VII - JRC - 2 ; 4	0	úmida
16	15	30	306	Foliação	2	V - JRC - 8 ; 10	0	úmida
17	19	20	313	F	3,5	VII - JRC - 6 ; 8	0	seca
18	20,6	70	130	F2	5	V - JRC - 6 ; 8	0	seca

19	21,2	85	334	Foliação	10	VI - JRC - 8 ; 10	0	seca
20	23,3	60	332	Foliação	10	VI - JRC - 8 ; 10	0	seca

 <p>Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro</p>	<p>Fundação Luiz Englert - FLE</p> <p>LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas</p> <p>Dados de Campo - Scanline</p>
--	---

MINA:	Candiota			DATA:				
LOCAL:	S6			ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	360NW			
BANCADA:	nível 180			DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	50/178			
SETOR:	NW			TAMANHO (m):	8			
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0	45	321	Foliação	3,5	VI - JRC - 6 ; 4	0	seca
2	2	75	316	Foliação	3,5	VI - JRC - 6 ; 4	0	seca
3	3	75	313	Foliação	3,5	VI - JRC - 6 ; 4	0	seca
4	4	50	288	Foliação	2	VI - JRC - 6 ; 4	0	seca
5	5	40	334	Foliação	2	VI - JRC - 6 ; 4	0	seca
6	8	55	322	Foliação	0,5	VI - JRC - 6 ; 4	0	seca



Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro

Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas

Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S7		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	324				
BANCADA:	nível 150		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	70/140				
SETOR:	SUL		TAMANHO (m):	15				
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0,4	40	350	F6	3	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
2	1	20	144	Foliação	15	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
3	1,2	60	352	F4	3	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
4	3	60	358	F4	7	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
5	3	80	68	F8	15	VI - JRC - 6 ; 8	0	seca
6	4	20	109	F5	15	preenchida por carbonato	10	seca
7	4	35	358	F6	3	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
8	6,5	55	134	F7	6	preenchida por carbonato	1	seca
9	8	70	75	F8	15	VI - JRC - 6 ; 8	0	seca
10	8,5	75	188	F7	5	VIII - JRC - 4 ; 6	0	seca
11	12,8	20	144	F5	3,5	preenchida por carbonato	1	seca
12	13	75	60	F8	15	VI - JRC - 6 ; 8	0	seca
13	13,2	30	146	F5	2	preenchida por carbonato	0,2	seca



Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas
Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S8		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	42NE				
BANCADA:	nível 135		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	65/122				
SETOR:	NW		TAMANHO (m):	15				
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0	70	327	Foliação	1,3	VI - JRC - 4 ; 6	0	úmida
2	0,5	70	262	F10	2	II - JRC - 6 ; 8	0	seca
3	2	75	338	Foliação	4	VI - JRC - 4 ; 6	0	seca
4	3,5	70	270	F11	2	VIII - JRC - 4 ; 6	0	úmida
5	4	70	304	Foliação	0,5	VI - JRC - 4 ; 6	0	úmida
6	5	55	245	F11	2	VIII - JRC - 4 ; 6	0	úmida
7	6	70	326	Foliação	1,5	VI - JRC - 4 ; 6	0	seca
8	6,5	25	142	F12	1,5	VIII - JRC - 8 ; 10	0	seca
9	7,5	80	228	F11	3	VIII - JRC - 4 ; 6	0	seca
10	9	80	335	Foliação	0,5	VI - JRC - 4 ; 6	0	seca
11	9	90	252	F11	3	VIII - JRC - 4 ; 6	0	seca
12	12,6	60	240	F10	3	VIII - JRC - 4 ; 6	0	úmida
13	13	50	240	F10	1,5	II - JRC - 6 ; 8	0	úmida
14	14,5	75	253	F10	4	II - JRC - 6 ; 8	0	úmida



Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro

Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas

Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S9		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	291				
BANCADA:	Nível 135		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	70/40				
SETOR:	SUL		TAMANHO (m):	15				
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	1	70	70	F12	2	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
2	1,7	70	76	F12	2	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
3	2	70	80	F12	2	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
4	2,4	65	67	F12	2	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
5	-	50	195	F13	0,5	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
6	-	50	195	F13	0,5	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
7	5	75	75	F12	0,5	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
8	-	50	210	F13	2	V - JRC - 4 ; 6	0	muita
9	8	75	60	F12	0,5	V - JRC - 6 ; 8	0	muita
10	10,6	60	326	Foliação	1	V - JRC - 6 ; 8	0	muita
11	11,3	70	296	Foliação	2	V - JRC - 6 ; 8	0	muita
12	12,4	40	112	F14	3	VIII - JRC - 4 ; 6	0	muita
13	12	35	91	F14	0,5	VIII - JRC - 4 ; 6	0	muita
14	14	25	104	F14	3	VIII - JRC - 4 ; 6	0	muita



Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro

Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas

Dados de Campo - Scanline

MINA:		Candiota			DATA:			
LOCAL:		S10			ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:		38NE	
BANCADA:		Nível 135			DIP/DIP DIR. DO TALUDE:		60/311	
SETOR:		NE			TAMANHO (m):		15	
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0,2	60	72	F1	2	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
2	0,5	30	304	Foliação	0,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
3	0,5	55	155	F2	1	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
4	1	65	78	F1	3	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
5	1,5	55	305	Foliação	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
6	1,6	85	165	F2	0,5	VI - JRC - 4 ; 6	0	seca
7	-	20	130	F3	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
8	4,8	70	175	F2	1,5	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
9	5,2	50	130	F3	0,2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
10	6,65	40	42	F1	3	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
11	6,65	50	208	F2	0,5	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
12	-	70	331	Foliação	1,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
13	8	50	103	F1	1	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
14	8,6	55	219	F2	0,5	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
15	8,7	85	332	Foliação	0,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
16	10	80	252	F2	1	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
17	10,5	65	76	F1	13	V - JRC - 6 ; 8	0	seca
18	11,5	70	44	F1	8	V - JRC - 6 ; 8	0	pouca

19	12,5	45	321	Foliação	0,5	rocha muito alterada	0	muita
20	15,2	65	90	F1	5	V - JRC - 6 ; 8	0	pouca



Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas

Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota	DATA:	
LOCAL:	S11	ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	40 NE
BANCADA:	Nível 150	DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	60/297
SETOR:	NE	TAMANHO (m):	10

Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	0	45	326	Foliação	0,5	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
2	0,7	40	140	F1	0,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
3	1,3	70	35	F2	2,5	VIII - JRC - 4 ; 6	0	seca
4	2	45	126	F3	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
5	3	65	147	F1	0,4	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
6	3	35	336	Foliação	0,2	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
7	3,3	80	62	F2	0,2	VIII - JRC - 4 ; 6	0	seca
8	3,6	70	62	F2	0,5	VIII - JRC - 4 ; 6	0	seca
9	4	30	324	Foliação	0,6	V - JRC - 4 ; 6	0	seca
10	5	30	107	F3	1,6	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
11	6	60	165	F1	1	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
12	6,8	70	177	F1	1,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
13	9,5	50	124	F2	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
14	9,5	30	328	Foliação	2	V - JRC - 4 ; 6	0	seca



Fundação Luiz Englert - FLE

LPM - Laboratório de Mecânica de Rochas
Dados de Campo - Scanline

MINA:	Candiota		DATA:					
LOCAL:	S12		ORIENTAÇÃO DA SCANLINE:	34 NE				
BANCADA:	Nível 190		DIP/DIP DIR. DO TALUDE:	70/127				
SETOR:	NW		TAMANHO (m):	15				
Medida	Posição na Scanline (m)	Atitude			Persist. (m)	Rugosidade	Abertura (cm)	Água
		Dip	Dip Dir.	Tipo				
1	2	40	288	Foliação	1,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
2	3	40	264	Foliação	1	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
3	3,5	35	273	Foliação	0,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
4	4	20	253	Foliação	3	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
5	5,5	20	275	Foliação	1,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
6	6,5	25	311	Foliação	0,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
7	7,8	20	323	Foliação	5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
8	9	15	329	Foliação	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
9	10	30	307	Foliação	1,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
10	11,5	30	313	Foliação	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
11	13	20	324	Foliação	0,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
12	14	30	306	Foliação	2	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
13	-	75	358	Foliação	3	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
14	-	70	344	Foliação	1,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
15	-	60	324	Foliação	0,5	V - JRC - 8 ; 10	0	seca
16	-	20	282	Foliação	-	V - JRC - 8 ; 10	0	seca

ANEXO II – PLANILHAS UTILIZADAS NO MÉTODO DE AMINI, MAJDI E AYDAN (2009)

BANCADA 1													
D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
Relação	Ângulo do	Mergulho	Plano da	Altura do	Ângulo de	Espaçam.	Densidade γ	Resis.	Parâmetros Geométricos				FS
H/t	Talude 180- θ	Camadas δ	Base φ	Talude H	Atrito ϕ	t (m)	Rocha KN/m ³	Tração σ_t	a	b	c	ψ	
62,60	114	74	30	31,3	42	0,5	26	4600	0,1951	20,2967	137,3193	7,2741	2,02
62,60	114	74	31	31,3	42	0,5	26	4600	0,1786	19,1228	124,4263	6,9589	2,21
62,60	114	74	32	31,3	42	0,5	26	4600	0,1628	17,9575	112,0968	6,6423	2,42
62,60	114	74	33	31,3	42	0,5	26	4600	0,1477	16,8024	100,3458	6,3236	2,68
62,60	114	74	34	31,3	42	0,5	26	4600	0,1333	15,6587	89,1876	6,0024	2,97
62,60	114	74	35	31,3	42	0,5	26	4600	0,1196	14,5280	78,6359	5,6782	3,32
BANCADA 2													
D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
Relação	Ângulo do	Mergulho das	Plano da	Altura do	Ângulo de	Espaçam.	Densidade γ	Resis.	Parâmetros Geométricos				FS
H/t	Talude 180- θ	Camadas δ	Base φ	Talude H	Atrito ϕ	t (m)	Rocha KN/m ³	Tração σ_t	a	b	c	C	
62,00	99	74	30	31	42	0,5	26	4600	0,3026	31,1813	324,0904	11,7285	0,78
62,00	99	74	31	31	43	0,5	26	4600	0,2837	30,0884	308,0398	11,4806	0,81
62,00	99	74	32	31	44	0,5	26	4600	0,2654	28,9935	292,2140	11,2336	0,85
62,00	99	74	33	31	45	0,5	26	4600	0,2476	27,8980	276,6323	10,9872	0,89
62,00	99	74	34	31	46	0,5	26	4600	0,2304	26,8031	261,3137	10,7410	0,93
62,00	99	74	35	31	47	0,5	26	4600	0,2138	25,7102	246,2768	10,4947	0,97
BANCADA 3													
D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
Relação	Ângulo do	Mergulho das	Plano da	Altura do	Ângulo de	Espaçam.	Densidade γ	Resis.	Parâmetros Geométricos				FS
H/t	Talude 180- θ	Camadas δ	Base φ	Talude H	Atrito ϕ	t (m)	Rocha KN/m ³	Tração σ_t	a	b	c	C	
14,70	110	74	30	7,35	42	0,5	26	4600	0,22551	5,5103	10,1211	2,0006	26,73
14,70	110	74	31	7,35	43	0,5	26	4600	0,20836	5,2393	9,3403	1,9310	28,69

14,70	110	74	32	7,35	44	0,5	26	4600	0,19184	4,9697	8,5853	1,8613	30,88
14,70	110	74	33	7,35	45	0,5	26	4600	0,17598	4,7017	7,8571	1,7912	33,34
14,70	110	74	34	7,35	46	0,5	26	4600	0,1608	4,4357	7,1566	1,7208	36,13
14,70	110	74	35	7,35	47	0,5	26	4600	0,1463	4,1719	6,4847	1,6498	39,30
BANCADA 4													
D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
Relação	Ângulo do	Mergulho das	Plano da	Altura do	Ângulo	Espaçam.	Densidade γ	Resis.	Parâmetros Geométricos				FS
H/t	Talude 180- θ	Camadas δ	Base φ	Talude H	Atrito ϕ	t (m)	Rocha KN/m ³	Tração σ_t	a	b	c	C	
7,4	101	74	30	3,7	42	0,5	26	4600	0,2891	3,5557	4,2143	1,3288	60,59
7,4	101	74	31	3,7	43	0,5	26	4600	0,2705	3,4242	3,9896	1,2983	63,47
7,4	101	74	32	3,7	44	0,5	26	4600	0,2525	3,2926	3,7687	1,2678	66,55
7,4	101	74	33	3,7	45	0,5	26	4600	0,2350	3,1612	3,5518	1,2374	69,86
7,4	101	74	34	3,7	46	0,5	26	4600	0,2182	3,0299	3,3393	1,2070	73,43
7,4	101	74	35	3,7	47	0,5	26	4600	0,2020	2,8991	3,1313	1,1765	77,28
BANCADA 5													
D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
Relação	Ângulo do	Mergulho das	Plano da	Altura do	Ângulo	Espaçam.	Densidade γ	Resis.	Parâmetros Geométricos				FS
H/t	Talude 180- θ	Camadas δ	Base φ	Talude H	Atrito ϕ	t (m)	Rocha KN/m ³	Tração σ_t	a	b	c	C	
17,10	110	74	30	8,55	42	0,5	26	4600	0,2255	6,4099	13,6958	2,3272	19,75
17,10	110	74	31	8,55	43	0,5	26	4600	0,2084	6,0947	12,6391	2,2463	21,20
17,10	110	74	32	8,55	44	0,5	26	4600	0,1918	5,7810	11,6175	2,1651	22,82
17,10	110	74	33	8,55	45	0,5	26	4600	0,1760	5,4693	10,6321	2,0837	24,64
17,10	110	74	34	8,55	46	0,5	26	4600	0,1608	5,1598	9,6842	2,0017	26,70
17,10	110	74	35	8,55	47	0,5	26	4600	0,1463	4,8531	8,7749	1,9192	29,05

BANCADAS 1 E 2 TRATADAS COMO ÚNICAS													
D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
Relação	Ângulo do	Mergulho das	Plano da	Altura do	Ângulo	Espaçam.	Densidade γ	Resis.	Parâmetros Geométricos				FS
H/t	Talude 180- θ	Camadas δ	Base ϕ	Talude H	Atrito ϕ	t (m)	Rocha KN/m ³	Tração σ_t	a	b	c	C	
124,60	111	74	30	62,3	42	0,5	26	4600	0,2181	45,1622	679,8743	16,3438	0,40
124,60	111	74	31	62,3	43	0,5	27	4600	0,2011	42,8556	624,9186	15,7451	0,42
124,60	111	74	32	62,3	44	0,5	28	4600	0,1847	40,5617	571,9143	15,1444	0,43
124,60	111	74	33	62,3	45	0,5	29	4600	0,1691	38,2833	520,9259	14,5408	0,45
124,60	111	74	34	62,3	46	0,5	30	4600	0,1541	36,0232	472,0157	13,9334	0,48
124,60	111	74	35	62,3	47	0,5	31	4600	0,1398	33,7842	425,2432	13,3212	0,51

Fórmulas:

$$H/t = H/J$$

$$a = ((\text{TAN}(\text{RADIANS}(F-G)) * ((\text{COS}(\text{RADIANS}(G)))^2 / ((\text{TAN}(\text{RADIANS}(F-G)) + (\text{TAN}(\text{RADIANS}(E-F+G))))))))$$

$$b = (2 * \text{COS}(\text{RADIANS}(E-F+G))) * (\text{COS}(\text{RADIANS}(G))) / (\text{SEN}(\text{RADIANS}(E))) * H$$

$$c = ((\text{COS}(\text{RADIANS}(E-F+G))) / (\text{SEN}(\text{RADIANS}(E))) * H)^2$$

$$\Psi = ((N - (N^2 - 4 * M * O)^{0,5}) / (2 * M))$$

$$Fs = (J * L) / ((3 * P^2 * K * \text{COS}(\text{RADIANS}(F))))$$