

Projeto de Sistemas de Suporte de Rocha em Túneis Sobre Condições de *Rockburst* – Caso de Estudo

Jader Alfonso Ruiz Perez

Universidade de Brasília (UnB), Brasília-DF, Brasil, jarp6588@gmail.com

André Pacheco de Assis

Universidade de Brasília (UnB), Brasília-DF, Brasil, aassis@unb.br

RESUMO: O *rockburst* é um dos perigos de eventos dinâmicos mais típicos em mineração e túneis profundos, o qual é causado por uma liberação de energia repentina, rápida e violenta no maciço rochoso. O sistema de suporte de uma escavação que está sob condições de *rockburst* é diferente do sistema de suporte de rocha convencional, pelo qual uma metodologia baseada em análises de energia é a mais adequada. Nesta pesquisa são apresentados alguns princípios para o entendimento e projeto de sistemas de suporte sob condições de carregamento dinâmico, os quais visam à utilização de estratégias para mitigação e controle do potencial de *rockburst*. É apresentado um procedimento de projeto para a determinação do sistema de suporte sobre estas condições, o qual é aplicado a um caso de estudo real em um túnel de mineração que apresenta problemas de *rockburst*.

PALAVRAS-CHAVE: Rockburst, Suporte de Rocha, Carregamento Dinâmico, Túneis em Rocha.

1 INTRODUÇÃO

O *rockburst* é um dos perigos de eventos dinâmicos mais típicos em mineração e em túneis profundos, o qual é causado por uma liberação de energia repentina, rápida e violenta no maciço rochoso (Li *et al.*, 2004) que envolve a expulsão de blocos de rocha desde a superfície da escavação.

Este fenômeno é comum em rochas em estado frágil e depende de numerosos fatores como, as tensões *in situ*, estruturas geológicas, geometria e dimensão da escavação, entre outros. O evento de *rockburst* pode ser iniciado sobre a superfície da escavação ou perto dela, pode ocorrer através das fraturas na rocha, pelas estruturas geológicas ou por flambagem. Também pode ser iniciado a certa distância do túnel (dentro do maciço rochoso), normalmente sobre características estruturais, onde a energia liberada cria expulsão de material na superfície do túnel ou onde a vibração gera quedas de rochas.

O sistema de suporte de uma escavação que está submetida a carregamento dinâmico ou

sobre condições de *rockburst*, é diferente do sistema de suporte de rocha convencional, onde neste último a preocupação importante é controlar as tensões e o fraturamento induzido, além das possíveis quedas de rocha, induzidas pela gravidade (Cai, 2013).

Neste artigo são apresentados alguns princípios de suporte que visam ao entendimento do processo de projeto de suporte de rocha para túneis sob condições de *rockburst*. É apresentado um procedimento de projeto que é aplicado a um caso de estudo em um túnel de mineração que tem problemas de *rockburst*, para o qual são determinados os elementos do sistema de suporte.

2 SISTEMA DE SUPORTE EM TÚNEIS SUBMETIDOS A ROCKBURST

O suporte de rocha em zonas com potencial de *rockburst* precisa considerações como o carregamento dinâmico e aumento no volume da rocha pela dilatação devido a sua ruptura. O processo de projeto do suporte convencional

normalmente é baseado no uso dos conceitos de tensão e resistência, ou controle de deslocamentos, porém, em situações de carregamento dinâmico tem sido comprovado que esses conceitos não são suficientes e uma metodologia baseada em análises de energia é a mais adequada (Stacey, 2011).

A ruptura de uma rocha frágil vem sempre associada com uma grande mudança no volume da massa de rocha (*rock mass bulking*). Além, quando ocorre um evento sísmico, a rocha fica também submetida a uma grande energia de impacto, portanto, energia de deformação armazenada pode ser liberada, levando à ejeção da rocha. Desta forma, o sistema de suporte instalado deve ser capaz de absorver energia dinâmica, enquanto se estabilizam as deformações repentinas no maciço devido à ruptura da rocha (Kaiser & Cai, 2012).

2.1 Princípios de Projeto

Cai & Champaigne (2009) baseados na sua experiência e conhecimento sobre o suporte da rocha em condições de *rockburst*, apresentaram uns princípios guias para o entendimento e projeto, os quais são descritos a seguir.

O *primeiro princípio* é evitar o *rockburst* sempre que for possível. Este princípio visa à implementação de estratégias para mitigação e controle do potencial de *rockburst* e desta forma reduzir as ameaças.

O *segundo princípio* visa ao uso de um suporte flexível, pois quando ocorre um evento sísmico e se gera ruptura na rocha, ela sempre vem associada com uma grande dilatação, além de grandes impactos de energia. Desta forma o suporte deve ser capaz de absorver energia dinâmica e ao mesmo tempo deve ser capaz de se acomodar a grandes deformações enquanto a rocha rompe.

O *terceiro princípio* é determinar qual é o elemento de suporte mais fraco no sistema de suporte, pois deste dependerá a capacidade final do mesmo.

O *quarto princípio* é o uso de sistemas de suporte integrados, quer dizer, sistemas de suporte composto por diferentes elementos, com diferentes funções como, reforçar, reter e manter a rocha para estabilizar o terreno (Kaiser

et al., 1996).

O *quinto princípio* é o da simplicidade. A produção, instalação e manutenção dos elementos de suporte da rocha devem ser relativamente fácil e os processos de escavação e operação não devem ser afetados.

O *sexto princípio* é o de custo – benefício. O custo de um sistema de suporte flexível pode ser muito alto quando comparado com um sistema de suporte padrão, porém se os custos da reabilitação e perda de produção podem ser evitados pelo uso de sistemas de suporte adequados, esta será a opção mais econômica.

O *sétimo e último princípio* se refere à capacidade de antecipar e adaptar. O potencial de *rockburst*, o dano e a severidade mudam constantemente na escavação, por isto a escolha do sistema de suporte na escavação deve responder às condições do maciço, à sequência da escavação, material disponível e à experiência dos engenheiros no projeto.

2.2 Procedimento de Projeto

O objetivo de projetar o sistema de suporte sob condições de *rockburst* é conhecer a demanda das cargas, deslocamentos e energia, para assim determinar a capacidade certa do suporte, isto em função das condições geológicas-geotécnicas do local da escavação (Kaiser & Cai, 2012). Levando em consideração o anterior, os lineamentos apresentados a seguir visam à obtenção dessas demandas e cumprir os critérios de aceitabilidade do projeto:

i. Como em qualquer projeto de obra subterrânea, é necessário dispor de informação prévia antes de fazer o projeto do sistema de suporte, portanto, o primeiro passo é a recopilção da informação geológica e geotécnica do local da escavação.

ii. A seguir se deve fazer uma divisão do local em zonas com condições geológicas similares. Nessa divisão se deve considerar a geometria da escavação e a atividade sísmica do local. Em tuneis de mineração a atividade sísmica é muito influenciada pela atividade mineira.

iii. Em cada divisão devem ser identificadas subzonas dentro das quais se determinarão os parâmetros chaves de projeto, tais como,

tensões *in situ*, tensões induzidas, litologia, qualidade do maciço rochoso, resistência da rocha intata, descontinuidades, entre outros.

iv. Se deve avaliar o potencial de *rockburst* em cada divisão. A avaliação pode ser feita por qualquer dos critérios existentes na literatura, como os apresentados por Perez (2015). Uma vez determinado o potencial de *rockburst* é necessário estimar a magnitude do evento sísmico antecipado e sua provável localização. Este evento sísmico será o evento sísmico do projeto.

v. Uma vez definidas as tensões *in situ* e o evento sísmico de projeto em cada divisão, pode se obter a demanda de carga e deslocamento. Estes podem ser determinados com qualquer das ferramentas numéricas disponíveis, MEF, MDF ou MEC. As tensões *in situ* e as tensões induzidas influenciam na profundidade da falha e assim no comprimento do suporte requerido. A profundidade da falha pode ser estimada utilizando a metodologia empírica desenvolvida por Martin *et al.*, (1999), a qual é descrita no item 2.3.

vi. Com o evento sísmico pode-se determinar também a velocidade pico de partícula (*ppv*) ao longo do local da escavação. Uma vez determinada, pode ser obtida a demanda de energia com a metodologia descrita no item 2.4.

vii. Determinada a demanda de carga, deslocamento e energia, podem ser avaliados os fatores de segurança, segundo os critérios de aceitabilidade do projeto. No item 2.5 são apresentadas algumas recomendações para a escolha dos elementos do sistema de suporte.

viii. Por último, se devem examinar todos os elementos do sistema de suporte disponíveis e selecionar a melhor combinação deles, com o objetivo de formar um sistema de suporte integrado, que responda adequadamente às demandas de carga, deslocamentos e energia, previamente determinadas.

2.3 Profundidade da Falha Induzida Pelas Tensões

A ruptura de escavações subterrâneas em rochas duras e frágeis depende da magnitude das tensões *in situ* e as características do maciço

rochoso, como a resistência da rocha intacta e o conjunto de descontinuidades. A zona de falha que se forma ao redor da abertura, está em função da geometria da escavação, as tensões *in situ* e a resistência do maciço rochoso (Martin *et al.* 1999).

Martin *et al.*, (1999) fizeram uma revisão bibliográfica de oito casos históricos de túneis que tinham registro da profundidade e forma da falha, tipo de rocha, tensões *in situ* e resistência à compressão. Baseados nessa informação traçaram a Figura 1 e propuseram uma relação linear para determinar a profundidade da falha induzida em uma escavação circular, em função da relação entre a tensão tangencial máxima na superfície da abertura e a resistência à compressão da rocha intacta, como o expressa a seguinte equação:

$$\frac{R_f}{a} = 0,49(\pm 0,1) + 1,25 \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \quad (1)$$

Onde, R_f é a profundidade da falha, normalizado pelo rádio da escavação a (ou radio efetivo para o caso de seções em arco-retângulo), $\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3$ e σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha. O início da falha ocorre de forma aproximada quando $\sigma_{max}/\sigma_c \approx 0,4 \pm 0,1$.

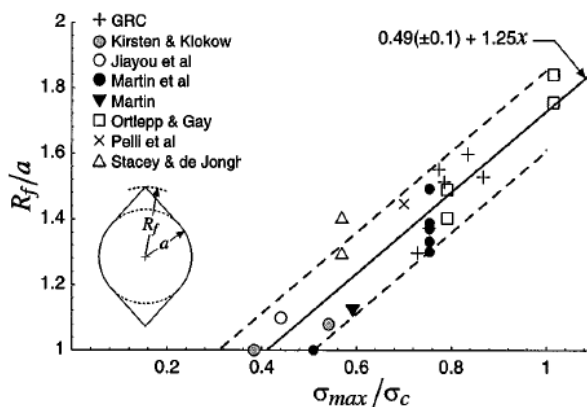


Figura 1. Profundidade da falha (Martin *et al.*, 1999).

2.4 Determinação da Demanda de Energia

Kaiser *et al.*, (1996) propuseram uma equação para estimar a demanda de energia do sistema de suporte durante um evento de *rockburst*, baseado no produto da velocidade do bloco ejetado pela sua massa:

$$E = \frac{1}{2}mv_e^2 + qmgd_s \quad (2)$$

Onde, E é a demanda de energia do suporte, m é a massa do bloco ejetado, v_e é a velocidade do bloco, g é a aceleração gravitacional, q é um fator que depende do local da ejeção (1, 0 ou -1, frente, parede o piso da escavação) e d_s é o deslocamento do bloco, para considerações de projeto, pode ser utilizado o máximo deslocamento permitido pelo suporte.

A valoração da velocidade de ejeção do bloco de rocha é relacionada com a velocidade pico de partícula ppv , (*peak particle velocities*) e pode ser estimada pela equação proposta por Potvin (2010), o qual se baseou na proposta inicial desenvolvida por Kaiser *et al.*, (1996). A equação é a seguinte:

$$ppv = \frac{C * 10^{0,5*(m_L+1,5)}}{R + R_0} \quad (3)$$

Onde, ppv é a velocidade pico de partícula, C é uma constante empírica (para propostas de projeto são recomendados valores de 0,2 – 0,3), m_L é a magnitude do evento sísmico, R é a distância entre a fonte do evento sísmico e a localização do dano e R_0 é o rádio de influência da fonte, estimado com a seguinte equação:

$$R_0 = \alpha * 10^{\frac{1}{3}*(m_L+1,5)} \quad (4)$$

Onde, α é uma constante empírica cujo valor varia entre 0,53 – 1,14. O valor da ppv pode ser estimada também da Figura 2, proposta por Potvin (2010) (equações 3 e 4), no qual relacionam o valor do ppv , com a magnitude do evento sísmico e a distância da fonte do evento sísmico. Kaiser *et al.*, (1996), indicaram que o valor do ppv pode ser até o dobro do estimado, por isso ele recomenda para considerações de projeto utilizar um fator de amplificação de 2, porém, Ortlepp (1993), baseado em mais de 50 eventos de *rockburst* estudados, encontrou que o fator de amplificação pode estar entre 10 a 50 com uma média de 30.

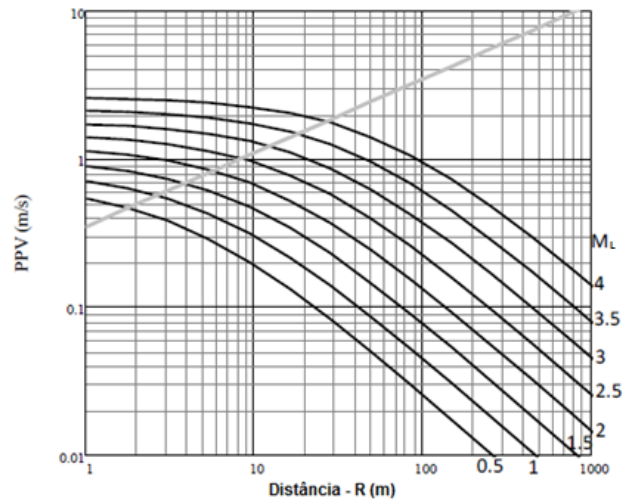


Figura 2. Determinação da ppv (modificado de Potvin, 2010).

2.5 Capacidade Dinâmica de Sistemas De Suporte de Rocha

A avaliação da capacidade de sistemas de suporte de rocha não é uma tarefa simples, pelo qual normalmente são utilizados análises numéricas. Uma aproximação alternativa para determinar a capacidade do sistema de suporte de rocha é por meio da realização de ensaios onde sejam testados todos os componentes do sistema e o sistema de suporte mesmo.

Potvin (2010) apresentou uma recopilção e interpretação de resultados de ensaios dinâmicos de sistemas de suporte de rocha disponíveis na literatura e comercialmente, principalmente para ensaios de queda (*drop test*), com a qual traçou as Figuras 3 e 4 para elementos de suporte internos e elementos de suporte externos respectivamente.

Nestas figuras é apresentada a absorção total de energia do elemento como uma função do deslocamento.

A Figura 3 inclui os resultados de 70 ensaios de *drop test*, agrupados em 17 conjuntos de dados, representados pelos diferentes símbolos. Na metade inferior da nuvem se encontram os elementos de reforço comumente utilizados em escavações sob condições de carregamento estático, enquanto que na metade superior se encontram os denominados elementos de suporte deformáveis.

De forma análoga, na Figura 4 são apresentados os resultados de 65 ensaios, agrupados em 16 conjuntos de dados. Os dados

são agrupados de acordo a tipos de suportes (áreas delimitadas pelas linhas azuis). Sobre carregamento dinâmico, o desempenho mais baixo foi apresentado pelo concreto projetado, enquanto que o melhor desempenho foi para os elementos de suporte que envolvem *cable-lacing*, os quais mostram uma alta deformabilidade e alta capacidade de absorção de energia (Potvin, 2010).

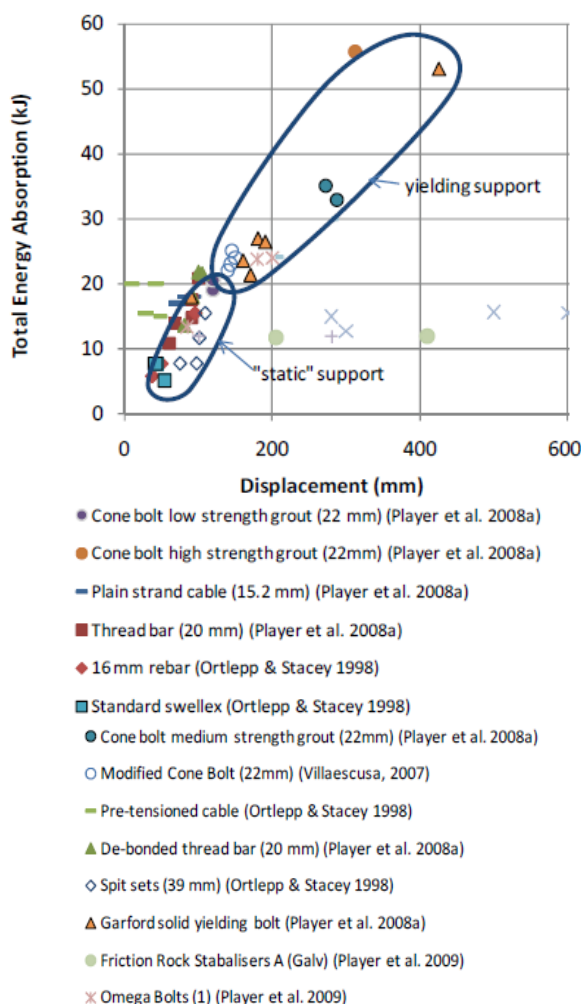


Figura 3. Capacidade dinâmica de elementos internos (modificado de Potvin, 2010).

Potvin (2010) recomenda que, embora sejam utilizados estes resultados como passo inicial na escolha do sistema de suporte, o projeto deve ajustar e verificar os dados de acordo com as condições reais do local, como a qualidade da instalação e dos materiais, o potencial de *rockburst*, mecanismos de dano, fonte do evento sísmico e características geológicas.

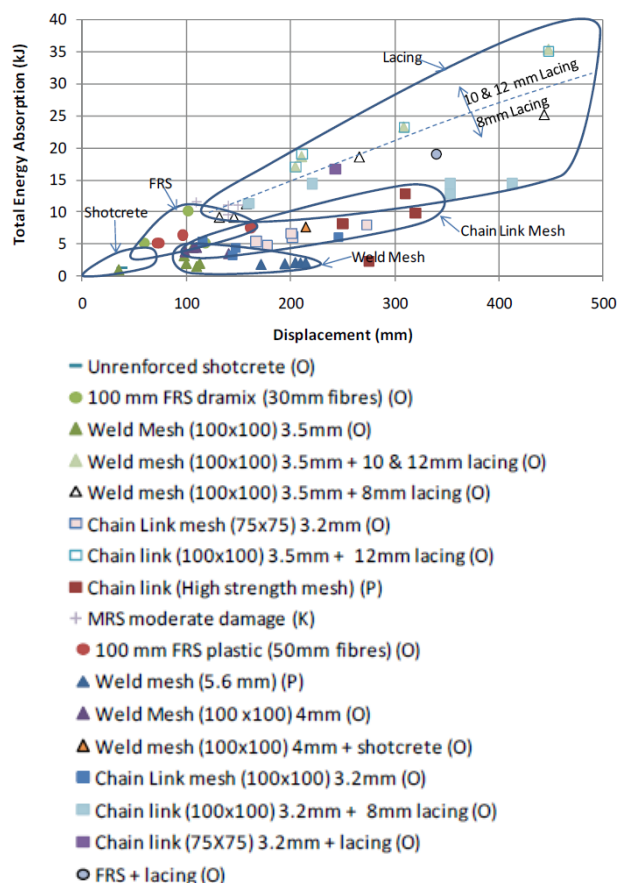


Figura 4. Capacidade dinâmica de elementos externos (modificado de Potvin, 2010).

3 DETERMINAÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE – CASO DE ESTUDO

Neste item é determinado o sistema de suporte para um túnel de mineração, um caso de estudo real no qual ocorreu um evento de *rockburst*. O procedimento para determinar a capacidade de suporte segue o descrito no Item 2.2, porém a velocidade de partícula é determinada a partir de uma retro-análise da informação coletada no local do evento, com o objetivo de apresentar uma metodologia alternativa.

3.1 Descrição do Projeto e Registro do Evento

O projeto se trata da construção de dois tuneis de aceso de uma mina subterrânea, os quais estão sendo escavados de forma sequencial com o método de escavação a fogo. O túnel está sendo escavado em uma rocha Diorito, a uma profundidade de 850 m, onde a tensão horizontal é de aproximadamente quatro vezes a tensão vertical ($k_0=4,0$). O valor médio da

resistência à compressão não confinada é de 200 MPa e o maciço tem *GSI* que varia entre 45 e 60.

Na Figura 5 pode-se observar uma vista em planta dos tuneis onde ocorreu a instabilidade dinâmica. Eles têm uma seção em arco retângulo, como se observa na Figura 10. A instabilidade gerou uma ruptura progressiva do maciço rochoso ao longo de 76 m atrás da frente da escavação (Figura 10).



Figura 5. Local do evento de *rockburst*.

Na Figura 6 é mostrada a cratera formada pelo evento de *rockburst*. A instabilidade gerou uma ruptura progressiva do maciço rochoso ao longo de 76 m atrás da frente da escavação.



Figura 6. Cratera formada pelo evento de *rockburst*.

3.2 Informação Geológica

O mapeamento geológico do túnel mostrou uma série de estruturas subverticais paralelas e perpendiculares ao túnel (chamadas de Cs1 e Cs2, respectivamente), assim como numerosas fraturas. Essas estruturas subverticais são estruturas de cisalhamento, cuja orientação é coerente com o sistema de falhas presentes na região da escavação. Cs1 e Cs2 são as estruturas geológicas chaves para a determinação do

mecanismo de dano no evento de *rockburst*, pois, elas são visíveis na zona de dano e na cratera gerada pelo evento, além disso, a zona de dano coincide com a orientação de Cs1 (Figura 7).

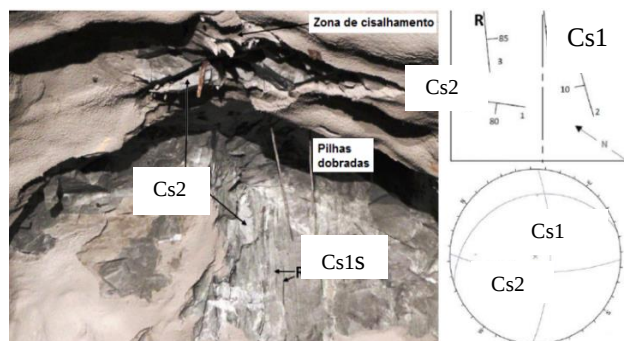


Figura 7. Estruturas Cs1 e Cs2 visíveis na frente da escavação.

3.3 Análise Sísmica

A escavação contava com um sistema de monitoramento sísmico, devido à importância do projeto. O sensor sísmico mais próximo do evento estava a 558 m e para determinar a magnitude do evento que gerou a instabilidade, se analisaram os dados de três sensores sísmicos desde aproximadamente 90 dias antes do evento. Isto para estudar a evolução da sismicidade induzida no projeto pelo avanço e abertura de novas frentes de escavação.

Do processamento da informação se obteve que a magnitude do sismo que gerou o evento de *rockburst* foi de $M_L=1,3$. A posição pode ser observada na Figura 8, a qual está a aproximadamente 43 m (em planta) do frente da escavação.

Com os dados sísmicos e a informação do mapeamento geológico da zona de dano, se determinou que durante o evento de *rockburst* parte da energia de deformação foi liberada através das estruturas geológica (o qual se evidenciou ao longo da zona de dano), mas se teve uma concentração 23 m atrás da frente do túnel, onde se gerou a ejeção dos blocos de rocha. Se determinou também que o mecanismo de dano no evento de *rockburst* foi do tipo *fault slip*, segundo a classificação dos mecanismos de dano propostos por Ortlep (1992).



Figura 8. Localização do evento sísmico gatilho.

3.4 Demanda de Energia

Baseando-se na informação apresentada acima, junto com o estudo do local da ejeção, e as regiões onde os blocos de rocha impactaram a seção da escavação, pode-se estimar a velocidade inicial da ejeção durante o evento de *rockburst*. Com o registro da geometria da cratera, área e profundidade, pode-se estimar a massa de todos os fragmentos de rocha ejetados, e assim a energia de ejeção. No local do evento, foram identificadas duas regiões onde os blocos impactaram (Figura 9), a partir do qual se estimaram as possíveis trajetórias percorridas pelos fragmentos de rocha (Figura 9 e 10).



Figura 9. Zonas de impacto dos blocos ejetados.

Com as equações do movimento parabólico se estimou a velocidade inicial de ejeção, através da maior trajetória percorrida, como se observa na Figura 10, isto porque, embora foram expulsos diferentes fragmentos de rocha, se gerou um único evento de *rockburst*, portanto, é possível assumir que todos os fragmentos foram ejetados com a mesma velocidade. O valor obtido da velocidade média inicial de ejeção foi de 7,0 m/s.

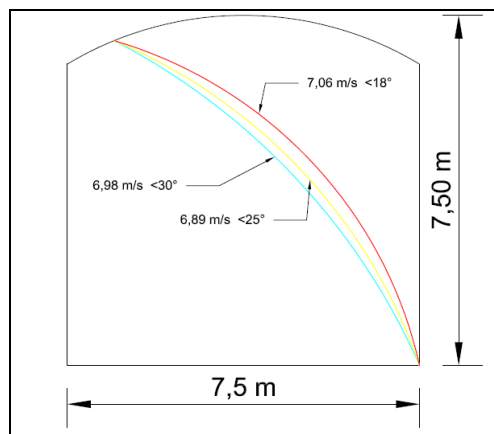


Figura 10. Traçado da trajetória máxima percorrida pelos blocos de rocha

Utilizando a Equação 2 se obtêm a energia durante o evento. Segundo a informação recopilada das inspeções visuais no local da instabilidade, a cratera tem uma área aproximada 1,5 m² e um volume de 0,5 m³, (na Equação 2 $q=0$ pois a ejeção foi desde a parede), assim o valor da energia por metro quadrado é aproximadamente de 21 kJ/m². É importante aclarar, que nesta estimativa não se considerou a porção absorvida pelo suporte antes da ejeção dos blocos de rocha.

No momento do *rockburst* ocorrer, a escavação tinha instalado 0,1 m de concreto projetado e chumbadores tipo *Swellex pm24*, com espaçamento efetivo de 1,0 m, pelo que pode-se estimar que a capacidade de absorção de energia do sistema de suporte é aproximadamente de 10kJ/m² (8 kJ/m² dos chumbadores mais 2 kJ/m² do concreto projetado), portanto a energia total durante o evento de *rockburst*, concentrada no local da ejeção foi aproximadamente de 30 kJ/m².

3.5 Sistema de Suporte

O sistema de suporte instalado na escavação, tinha uma capacidade de absorção de energia aproximado de 10k J/m², que coincide bastante bem com os resultados de Potvin (2010) (Figura 4 e Figura 5) o qual é um valor normal para um sistema de suporte projetado para solicitações de carga estática. A escolha do sistema de suporte sob condições de *rockburst*, requer então o uso elementos projetados para suportar solicitações dinâmicas.

A capacidade final do sistema de suporte

estará dada pela contribuição de cada um dos elementos que o compõem, por este motivo, eles devem ser compatíveis também em termos de deslocamentos, quer dizer, se o sistema de suporte está composto por um chumbador que tem um deslocamento máximo de 200 mm e uma absorção de energia de 20 kJ/m² mais concreto projetado com um deslocamento máximo de 150 mm e absorção de energia de 10 kJ/m², em teoria seria alcançada a demanda de energia de 30 kJ/m², porém como o concreto tem menor deslocamento, este romperá primeiro e o chumbador não alcançará a sua capacidade máxima.

Finalmente, os elementos que compõem o sistema de suporte são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1. Elementos do sistema de suporte.

Elemento de suporte	Tipo	Deslocamento máximo	Absorção de energia no deslocamento máximo
<i>Garford solid yielding bolt</i>	Interno	200 mm	25 kJ/m ²
<i>100 mm FRS plastic (50mm fibres)</i>	Externo	150 mm	7 kJ/m ²
<i>Weld mesh (100x100) 3.5 mm + 8 mm lacing</i>	Externo	300 mm	20 kJ/m ²

Como o concreto projetado é o elemento com menor deslocamento (Tabela 1), este é o elemento mais fraco do sistema de suporte, por tanto, esta será derformação máxima do sistema de suporte, assim a maxima energia de absorção do sistema é a apresentada na Tabela 2.

Tabela 2. Capacidade de Abosrção de energia do suporte.

Elemento de suporte	Tipo	Deslocamento utilizado	Absorção de energia utilizada
<i>Garford solid yielding bolt</i>	Interno	150 mm	20 kJ/m ²
<i>100 mm FRS plastic (50mm fibres)</i>	Externo	150 mm	7 kJ/m ²
<i>Weld mesh (100x100) 3.5 mm + 8 mm lacing</i>	Externo	150 mm	10 kJ/m ²
Capacidade total de absorção de energia do sistema			37 kJ/m ²

CONCLUSÕES

O uso de sistemas de suporte flexíveis ou deformáveis é a chave para suportar túneis sob condições de carregamento dinâmico ou condições de *rockburst*.

A escolha dos elementos do sistema de suporte é um proceso iterativo e sua capacidade maxima final deverá ser testada no campo,

como o objetivo de levar em considerações as propriedades dos materiais e os procesos de escavação do local.

Finalmente, os elementos de suporte devem ser compatíveis, principalmente em termos de deformação, pois a derformação máxima do sistema de suporte, dependerá do elemento com menos deformação, por tanto, do elemento com a menor absorção de enegia.

AGRADECIMENTOS

Os auores agradecem à CNPq pelo apoio económico para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

- Cai, M. (2013). Principles of rock support in burst-prone ground. *Tunn. Undergr. Sp. Technol.*, 36: 46–56.
- Cai, M. & Champaigne, D. (2009). The art of rock support in burst-prone ground. *Keynote Lect. RaSiM 7 Control. Seism. Hazard Sustain. Dev. Deep Mines*, 7: 33–46.
- Kaiser, P.K. & Cai, M. (2012). Design of rock support system under rockburst condition. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 4(3): 215–227.
- Kaiser, P.K., MacCreath, D. & Tannant, D. (1996). Canadian rockburst support handbook. *Geomechanics Reseach Centre*. Laurentian University, Sudbury, Ontario.
- Li, S.Y., He, X.S., Zhang, S.Q., Lu, G.H., Jiang, X.Q., Tong, X.H., Li, T., Guan, E.F., Zou, Y., Sun, X.H. & Li, G.J. (2004). Development and recent achievement of mining shk observation. *Prog. Geophys.*, 19: 853–859.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K. & McCreath, D.R. (1999). Hoek-brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Can. Geotech. J.*, 36(1): 136–151.
- Ortlepp, W.D. (1992). The design of support for the containment of rockburst damage in tunnels - an engineering approach. *Proc. Int. Symp. Rock Support Min. Undergr. Constr.*, : 593–609.
- Ortlepp, W.D. (1993). High ground displacement velocities associated with rockburst damage. *Rockburst and Siesmicity in Mines*, : 101–106.
- Perez, J. R. (2015). *Estudo do Potencial de Rockburst em Túneis por Análise de Tensões*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 149 p.
- Potvin, Y. (2010). An interpretation of ground support capacity submitted to dynamic loading. *Min. Technol.*, 119(4): 251–272.
- Stacey, T.R. (2011). Support of excavations subjected to dynamic (rockburst) loading. *Harmon. Rock Eng. Environ.*, : 137–145.