UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

USO DE TELAS DE IMPACTO PARA CONTENÇÃO DE BLOCOS DE ROCHA

VINÍCIUS QASEM RODRIGUES MIHSEN

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA / DF: JULHO/2016

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

USO DE TELAS DE IMPACTO PARA CONTENÇÃO DE BLOCOS DE ROCHA

VINICIUS QASEM RODRIGUES MIHSEN

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

ANDRÉ PACHEDO DE ASSIM, PhD(EnC/UnB) (ORIENTADOR)

Manuel Porfírio Cordão Neto, PhD(EnC/UnB) (EXAMINADOR INTERNO)

Gabriel Zapata, Dr. (EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 05 de JULHO de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

MIHSEN, VINICIUS QASEM RODRIGUES Uso de Telas de Impacto para Contração de Blocos de Rocha xvi, 105 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016) Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. 1. Geotecnia 2. Mecânica das Rochas 3. Queda de Blocos de Rocha 4. Estruturas de Convivência 5. Telas de Impacto I. ENC/FT/UnB II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MIHSEN, V.Q.R (2016). Uso de Telas de Impacto para Contenção de Blocos de Rocha. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-002/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Vinícius Qasem Rodrigues Mihsen TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Uso de Telas de Impacto para Contenção de Blocos de Rocha GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2016

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

Vinícius Qasem Rodrigues Mihsen

Avenida Parque Águas Claras 1285.

^{71.906-500 -} Águas Claras/DF - Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos aqueles que se fizeram presentes nos últimos 6 anos, me encorajando e me desafiando a alcançar meu melhor e , consequente, a realizar meu sonho de se tornar um Engenheiro Civil.

Aos meus pais e a minha irmã que me deram todas as condições para que eu pudesse chegar até aqui, com seu amor incondicional, vigilância e preocupação.

A minha namorada e maior incentivadora, Dayane, que teve paciência, compreensão e sabedoria para me apoiar nos momentos mais difíceis na trajetória universitária.

Aos amigos que fiz ao longo da vida universitária, especialmente Rafael Lopes, Ricardo Jayme e Tiago Henrique, que vivenciaram todos os desafios, sempre apoiando e me incentivando atingir o melhor resultado.

Ao Professor André Assis, exemplo de engenheiro e educador, que sem dúvidas, reacendeu meu interesse pela Engenharia Civil e me mostrou a capacidade e protagonismo do engenheiro brasileiro no mundo.

E especialmente a Deus e a Virgem Maria, onde me apoiei nos momentos de maior cansaço e desesperança.

USO DE TELAS DE IMPACTO EM TALUDES SUJEITOS A QUEDA DE BLOCOS DE ROCHA

RESUMO

Acidentes geotécnicos são encarados pela humanidade desde seu surgimento. Ao longo da história o homem foi aprendendo a conviver com esses acidentes, chegando em alguns casos a desenvolver soluções que foram verdadeiras precursoras para obras de engenharia contemporâneas. Embora o estudo da Geotecnia seja algo relativamente recente, do início do século XX, tendo Karl Terzaghi como seu maior expoente, as obras de terra são tão antigas quanto a própria existência humana (LEROUEIL; HIGHT, 2003).

Esses acidentes que assolam a humanidade se caracterizam pelo seu poder destrutivo e relação com os ambientes em que eles ocorrem. Regiões montanhosas de climas temperados ou tropicais tentem a conviver com quedas de fragmentos de rocha provenientes das encostas dessas montanhas. As causas dessas quedas podem ter origem natural, em decorrência da atividade geológica e eventos meteorológicos, ou devido a ação antrópica, situação que tem se agravado com o advento das ferrovias, mineração, desenvolvimento do automóvel e ocupações em áreas inadequadas. A queda de blocos, mesmo não envolvendo grandes volumes, proporcionalmente, causa grandes danos, e sua imprevisibilidade e dependência de parâmetros de caráter randômico, conferem ainda mais dificuldades para o entendimento do assunto.

O uso de ferramentas computacionais e a adição de tratamentos estatísticos (como simulações de Monte Carlo) somaram confiabilidade as conclusões acerca desses eventos, fornecendo melhores insumos para a realização de análises mais maduras.

Neste trabalho analisou-se um acidente ocorrido nos EUA no ano de 2009 a fim de estabelecer as características cinéticas da trajetória, com o uso do *software*, RocFall da Rocsience Inc. Após a análise computacional e em posse dos dados dimensionou-se um sistema composto por telas de impacto a fim de evitar a reincidência de acidentes com blocos que se desprenderam da encosta.

USE OF PROTECTION BARRIERS IN SLOPES SUBJECTED TO ROCKFALL HAZARDS

ABSTRACT

There is no doubt whatsoever that geological accidents are faced by the humanity since its appearance. Throughout the history, the man learned how to coexist with such problems, developing, in some cases, really interesting solutions, that can be considered as the precursor of solutions used nowadays. Besides the fact that Geotechnics is a subject relatively new, since the beginning of the 20th century, with Karl Terzaghi as the most important researcher, the earth builds are as old as the human existence (LEROUEIL; HIGHT, 2003).

Their destructive power and the relation to the environment where they happen characterize these accidents that plague the humanity. Mountain regions in tropical or temperate zones, tends to live with recurrent rockfalls originated in the slopes. The causes of the falls might have natural origins, due the geological and meteorological activity, or due the anthropogenic factors with their influence increasing since the advent of the railways and trains, mining, developing of the automobilist industry and the disordered occupancy of hazard areas. Rockfall evens not always are related with big volumes or masses, either way, it causes severe damages. The randomness of the parameters involved in the event is another challenge that has to be faced for the full understandings of the subject.

The use of computational and statistical tools (such as Monte Carlo simulations) added trust for the conclusion that has been reached, providing better inputs for more reliable analysis.

This work analyzed an accident in the USA in 2009, expecting to map the kinematics features of the trajectory, supported by the software Rocfall, provided by the Rocscience Inc. In possession of the outputs from the program, a structural measured based in flexible barriers was designed in order to extinguish the reincidence of this kind of accident.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVO DA PESQUISA	2
1.3 ESCOPO DA PESQUISA	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 ESTADO DE TENSÕES DA ROCHA INTACTA E DO MACIÇO ROCHOSO	6
2.1.1 TENSÕES VERTICAIS	7
2.1.2 TENSÕES HORIZONTAIS	8
2.1.3 TENSÕES <i>IN SITU</i>	10
2.2 DESCONTINUIDADES E A FORMAÇÃO DE BLOCOS	11
2.2.1 PROPRIEDADES DAS DESCONTINUIDADES RELACIONADAS À RUPTUR	A.11
2.3.1 PERCOLAÇÃO DA ÁGUA EM ZONAS FRATURADAS	15
2.4 RUGOSIDADE DA SUPERFÍCIE DO BLOCO E DO MACIÇO ROCHOSO	16
2.5 INFLUÊNCIA DO TEMPO	17
3 MECANISMOS DE QUEDA DE BLOCOS DE ROCHA	19
3.1 MOVIMENTOS DE MASSA	20
3.2 CAUSAS DA QUEDA DE BLOCOS	22
3.3 MECANISMOS DE INSTABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO	25
3.3.1 RUPTURA PLANA	26
3.3.2 RUPTURA EM CUNHA	27
3.3.3 TOMBAMENTO	28
3.3.4 BLOCOS EM SITUAÇÃO DE INSTABILIDADE EVIDENTE	30
3.4 MECÂNICA DO MOVIMENTO DE QUEDA	30
3.4.1 DESLIZAMENTO E ROLAMENTO	32
3.4.2 SALTOS (REFLEXÃO)	33
3.4.4 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO BLOCO	39
4 ESTRUTURAS DE CONVIVÊNCIA	41
4.1 ANÁLISE DO RISCO DE QUEDA DE BLOCOS	42
4.1.1 RHRS – SISTEMA DE AVALIAÇÃO DE RISCO DE QUEDA DE BLOCOS	44
4.2 ANÁLISE COMPUTACIONAL ESTATÍSTICA DAS TRAJETÓRIAS ASSUM	IDAS
PELO BLOCO EM MOVIMENTO DE QUEDA	47
4.3 ESTRUTURAS DE CONVIVÊNCIA	48

4.3.1 EXECUÇÃO DE BERMAS	49
4.3.2 TÚNEIS/GALERIAS + CAMADAS ABSORVEDORAS	50
4.3.3 VALAS	51
4.3.4 BARREIRAS RÍDIGAS	51
4.3.5 FIXAÇÃO DE TELAS	52
4.3.6 FLORESTAS NATURAIS	53
5 TELAS DE IMPACTO	55
5.1 HISTÓRICO	57
5.1.1 ETAG 027 – KITS DE PROTEÇÃO CONTRA BLOCOS DE ROCHA	59
5.2 COMPONENTES E FUNCIONAMENTO DE TELAS DE IMPACTO	59
5.2.1 ESTRUTURAS DE INTERCEPTAÇÃO	60
5.2.2 ESTRUTURAS DE SUPORTE	60
5.2.3 COMPONENTES DE CONEXÃO	61
5.2.4 FUNDAÇÕES	63
5.2.5 ANCORAGEM POSTERIOR DO POSTE	68
5.3 MANUTENÇÃO E DURABILIDADE	68
5.4 PROJETO DE SISTEMAS DE TELAS DE IMPACTO	70
5.4.1 ALTURAS RESIDUAIS E NÍVEIS DE ABSORÇÃO DE ENERGIA: SEL E MEL.	71
5.4.2 PROCEDIMENTOS DE PROJETO	72
5.5 APLICAÇÕES NO BRASIL	75
6 ESTUDO DE CASO	76
6.1 OBJETIVOS DO ESTUDO	76
6.2 SÍTIO SELECIONADO PARA O ESTUDO	76
6.3 DESCRIÇÃO DO EVENTO	78
6.4 ASPECTOS FISIOGRÁFICOS E GEOLÓGICOS DA MONTANHA Y	81
6.5 LOCAIS DE RUPTURA, TRAJETÓRIAS E PONTOS DE PARADA (DEPÓSITOS)	82
6.6 CAUSAS PROVÁVEIS	85
6.7 POTENCIAL DE EVENTOS FUTUROS	86
6.8 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE CONVIVÊNCIA	86
6.8.1 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	86
6.8.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS	88
6.8.3 ANÁLISE DAS SIMULAÇÕES SEM SISTEMAS DE CONVIVÊNCIA	90
7 METODOLOGIA	99
8 CONCLUSÃO	. 101

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 10	2
---------------------------------	---

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Estado de Tensões em bloco qualquer (MIHSEN, 2016)6
Figura 2.2 – Medidas de tensões verticais em projetos de Mineração e Engenharia Civil ao
redor do mundo (Adaptado de Hoek; Brown (1980))8
Figura 2.3 – Dados coletados por Hoek; Brown (1980) para relação profundidade(z) x k09
Figura 2.4 – Valor de k , para diferentes profundidades e módulos de deformação, baseados
na Equação de Sheorey (1994) (modificado de Wyllie; Mah, 2004)10
Figura 2.5 – Descontinuidades formando ângulos retos (NUNES, 2008)
Figura 2.6 – Uso do Estereograma para Determinação de Condição Cinética (modificado de
Wyllie; Mah, 2004)
Figura 2.7 – Perfis JRC propostos por Barton & Choubey em 1977 (modificado de Wyllie;
Mah, (2004))13
Figura 2.8 - Acréscimo de pressões provenientes do preenchimento das descontinuidades
com água (modificado de Wyllie; Mah (2004))15
Figura 2.9 – Medição dos ângulos de inclinação da superfície (i) para rugosidades de
primeira e segunda ordem respectivamente (modificada de Wyllie; Mah (2004))17
Figura 3.1 - Categoria das causas da queda de blocos segundo Wyllie; Mah (2004)
(MIHSEN, 2016)23
Figura 3.2 – Frequência das categorias das causas da queda de blocos segundo Wyllie; Mah
(2004) (MIHSEN, 2016)
Figura 3.3 - Frequência das causas das quedas de blocos segundo Wyllie; Mah (2004)
(MIHSEN, 2016)
Figura 3.4 – Superfície de ruptura plana em planos de acamamento formado por folhelos no
estado do Tennessee (EUA) (WYLLIE; MAH, 2004)26
Figura 3.5 - Representação das condições cinéticas ideias para ruptura no estereograma
(Adaptado de Wyllie; Mah (2004))27
Figura 3.7 - Condições geométricas para ruptura em cunha presentadas no estereograma
(Adaptado de Wyllie; Mah (2004))28
Figura 3.8 – Tombamento por flexão (WYLLIE; MAH (2004))
Figura 3.9 – Tombamento de blocos (WYLLIE; MAH (2004))
Figura 3.10 – Representação da condição cinética o tombamento no estereograma (Adaptado
de Wyllie; Mah, 2004)
Figura 3.11 – MONSEN, Man beneath perched rock (1910)

Figura 3.12 – Quadro para projeto de valas de contenção segundo RITCHIE (1963)
(Adaptado de WYLLIE & MAH, 2004)
Figura 3.13 - Esquema de representação das condições cinéticas do impacto (Adaptado de
ASTERIOU et al (2012))
Figura 3.14 - Croqui da área compreendida entre as dispersões laterais usuais de testes de
queda de blocos (adaptado de Azzoni; Freitas (1995))
Figura 4.1 – Esquema de escolha entre estruturas passivas e ativas baseado em Durville
(2016) (MIHSEN, 2016)
Figura 4.2 – Definição de risco de queda de blocos (Adaptado de Volkwein et al (2011))43
Figura 4.3 - Programa de estabilização de encostas utilizando o RHRS (Adaptado de
Wyllie;Mah (2004))
Figura 4.4 – Output do programa RocFall – 10.000 trajetórias (MIHSEN, 2016)
Figura 4.5 - Relação entre custo e capacidade de absorção de energia de estruturas de
convivência (Adaptado de Geobrugg Inc)
Figura 4.6 – Uso de bermas contra queda de blocos (HOEK, 2006)49
Figura 4.7 – Galeria de concreto armado com camada de pedregulho para absorver impactos
no Japão (WYLLIE; MAH, 2004)
Figura 4.8 – Métodos de criação de valas (Adaptado de Alejano et al (2007))51
Figura 4.9 – Barreira rígida de 4 m de altura com capacidade de impacto de 5.000 kJ
(Adaptado de Wyllie; Mah (2004))52
Figura 4.10 - Barreira rígida de 3,5 m de altura com capacidade de 950 kJ (Adaptado de
Wyllie; Mah (2004))
Figura 4.11 – Sistema composto por telas e chumbadores (Geobrugg Inc.)
Figura 5.1 - Tela de Impacto da Geobrugg Inc. (TRB, 1996) (Adaptada de Wyllie; Mah,
2004)
Figura 5.2 - Sistema de Telas de Impacto (Geobrugg Inc) instalado no Rio de Janeiro em
2012 (Retirado de <u>http://geobrugg.com</u>)
Figura 5.3 – Estrutura de interceptação em destaque (Rede principal e camadas adicionais) 60
Figura 5.4 – Estrutura de Suporte (Poste) em destaque
Figura 5.5 – Dissipadores de Energia (Anéis de freio) em destaque
Figura 5.6 – Dissipadores de Energia diversos (VOLKWEIN et al, 2011)62
Figura 5.7 – Esquema de fundação de poste de sustentação em cama de solo (Adaptado de
Turner et al (2009))
Figura 5.8 – Fundação típica em solo (Imagem retirada de Turner et al (2009))64

Figura 5.9 – Fundação em região com fina camada solo procedida de rocha. Chumbadores
atravessando o bloco de concreto até a rocha (Adaptado de Turner et al (2009))65
Figura 5.10 – Fundação em rocha (Adaptada de Turner et al (2009))66
Figura 5.11 – Fundação típica em rocha (Imagem retirada de Turner et al (2009))66
Figura 5.12 – Relação de Broms para resistência passiva aproximada (Adaptada de TURNER
et al (2009))
Figura 5.13 – Dimensionamento segundo Duffy & Haller
Figura 5.14 – Fluxograma para projeto de estrutura de convivência com telas de impacto em
áreas propensas a queda de blocos de rocha (Adaptado de Peila; Ronco(2009))73
Figura 5.15 – Barreiras na BR 116, km 90, Rio de Janeiro (EHRLICH et al, 2012)75
Figura 6.1 – Estado de Utah, EUA (Imagem retirada do Google Maps)77
Figura 6.2 – Perfil Geológico da Montanha Y (HINTZE, 1978)
Figura 6.3 – Dano externo causado pelo bloco de rocha na casa desocupada (GIRAUD et al,
2009)
Figura 6.4 – Dano interno causado pelo bloco de rocha na casa desocupada (GIRAUD et al,
2009)
Figura 6.5 - Furo no assoalho, que deu acesso a garagem, causado pelo bloco de rocha
(GIRAUD et al, 2009)
Figura 6.6 – Bloco de rocha na garagem – local de parada (GIRAUD et al, 2009)80
Figura 6.7 – Montanha Y ao centro (Imagem retirada do Google Earth)
Figura 6.9 – Superfície de ruptura (círculo vermelho) tirada 9 dias após o acidente de 11 de
Abril de 2009. Ponto de colisão do bloco de rocha no talude após queda livre (círculo
amarelo) (GIRAUD et al, 2009)
Figura 6.10 - Trajetórias assumidas por blocos de rocha após ruptura (indicados pelas setas
amarelas). Cidade de Provo na parte superior da figura, indicando os acidentes registrados em
2005 e 2009, pelas setas azul e vermelha, respectivamente (GIRAUD et al, 2009)
Figura 6.11 – Planta topográfica da Montanha Y obtida com dados do sistema NASA SRTM
(MIHSEN, 2016)
Figura 6.12 - Trajetória escolhida para análise (linha vermelha) em região com topografia
favorável (região verde) (MIHSEN, 2016)
Figura 6.13 – Trajetória do bloco de 6 toneladas (linha vermelha Figura 6.12)
compatibilizada com Perfil Geológico segundo Hintze (1978) (Figura 6.2) (MIHSEN, 2016).
Figura 6.14 – Trajetórias calculas pelo RocFall (MIHSEN, 2016)

Figura 6.15 - Pontos de parada ao longo da encosta, sem uso de sistemas de pro-	oteção
(MIHSEN, 2016)	91
Figura 6.16 – Energias Cinéticas Totais Máximas (MIHSEN, 2016)	92
Figura 6.17 – Altura dos salto em relação à encosta (MIHSEN, 2016)	93
Figura 6.18 – Locação da Tela para avaliação de eficiência (MIHSEN, 2016)	95
Figura 6.19 – Quantidade de blocos aparados pela tela (MIHSEN, 2016)	95
Figura 6.20 – Alturas em relação à encosta com a tela instalada (MIHSEN, 2016)	96
Figura 6.21 - Quantidade de blocos que atingiram a estrutura e suas respectivas en	ergias
cinéticas (MIHSEN, 2016)	97
Figura 7.1 – Etapas da Metodologia	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Tipos Básicos de Movimento de Massa (Adaptado da ABNT NBR 1168	2/2006)
	20
Tabela 3.2 – Classificação dos Movimento de Massa (Adaptado de Varnes (1978))	21
Tabela 3.3 - Causas de queda de blocos em rodovias californianas (Adaptado de Wyll	ie; Mah
(2004))	23
Tabela 3.4 - Valores para Coeficiente de Restituição e Coeficiente de Atrito no Ro	lamento
(Adaptada de Azzoni; Freitas (1995))	
Tabela 3.5 – Valores obtidos para coeficiente de restituição (R) (Adpatada de Rocsien	ce Inc e
Geo&Soft International Inc)	
Tabela 4.1 – Critérios de Avaliação do RHRS (Adaptado de Pierson et al (1990))	45
Tabela 5.1 – Testes de estruturas de retenção de blocos de rocha (SPANG & SÖNSEF	R, 1995)
Tabela 5.2 – Classes de kits de proteção – ETAG 027	71
Tabela 5.3 - Classificação da altura residual de kits de proteção em eventos MEL	(ETAG
027)	71
Tabela 6.1 – Parâmetros do bloco	
Tabela 6.2 – Parâmetros da Encosta	
Tabela 6.3 – Dados cinéticos e avaliação da topografia para instalação do sistema	94
Tabela 6.4 – Resumo dos dados coletados com a tela instalada	97
Tabela 6.5 – Altura de Interceptação mínima [m]	97
Tabela 6.6 – Verificação da energia	98

LISTA DE SIGLAS

- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ASTM American Society of Testing and Materials
- CE Conformité Européene
- CSIRO Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization
- EOTA European Organization for Technical Approval
- ETAG European Technical Approval Guideline
- FOEN Federal Office of Environment
- ISRM International Society for Rock Mechanics
- JRC Joint Roughness Coefficiente
- MEL Maximum Energy Level
- NBR Norma Brasileira
- RHRS Rockfall Hazard Rating System
- RHRON Ontario Rockfall Hazard Rating System
- SEL Service Energy Level
- SQI Soil Quality Index
- USBM Unites States Bureau of Mines

LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES

- E_h Módulo de Deformação da parte superior da crosta terrestre
- k_0 Energia cinética antes do impacto
- k_1 Energia cinética depois do impacto
- % Porcentagem
- ° Grau
- \pm Mais ou menos
- < Menor
- > Maior
- *i* Inclinação da superfície do talude
- I Momento de Inércia
- k Razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical
- kJ Kilojaule
- km Quilômetros
- *m* massa
- m Metro
- s Segundo
- t Tonelada
- V Velocidade
- γ Peso Geostático
- *R* Coeficiente de Restituição
- Σ Somatório
- σ Tensão Normal
- τ Tensão Cisalhante
- v Coeficiente de Poisson
- ϕ Ângulo de atrito
- ψ Inclinação da descontinuidade

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tragédias próximas a encostas são eventos recorrentemente noticiados, envolvendo na maioria das vezes grandes transtornos econômicos e sociais. A diversidade de acidentes e suas origens constituem grandes incógnitas para engenheiros e principalmente para leigos, sendo um assunto que demanda grandes esforços intelectuais e técnicos a fim de se eliminar esses problemas, ou, ao menos, criar situações seguras de convivência entre a natureza e as comunidades.

Um dos acidentes de mais difícil controle e previsibilidade é a queda de blocos de rochas de encostas, envolvendo desde pequenos incômodos, até situações calamitosas envolvendo perdas de vidas a prejuízos irreparáveis.

A compreensão dos fenômenos geológicos, agravados pela ação antrópica constitui peça fundamental nesse quebra-cabeça que culmina na formação de blocos e desprendimento deles do maciço rochoso. Entender as tensões naturais e aquelas impostas ao longo do tempo geológico demandam conhecimentos físicos gerais e aqueles inerentes à Mecânica das Rochas.

Para alcançar esse convívio harmonioso, medidas de prevenção e obras de engenharia foram sendo estudadas e aprimoradas ao longo dos anos. O desenvolvimento da Ciência dos Materiais em consonância com inovações geotécnicas estão criando um caminho sólido para se mitigar os problemas relatados.

Nos últimos 60 anos, em decorrência de medidas tomadas para se prevenir danos causados por avalanches, começou-se a aplicar telas de impacto, também conhecidas como barreiras flexíveis, para aparar ou reduzir as velocidades de blocos rochosos em movimento de queda. A esbeltez desses sistemas contrasta com os outros tipos de barreiras utilizados, de estrutura robusta e arcaica, representando assim, o que há de mais moderno em estruturas de convivência.

Devido seu surgimento relativamente recente, a utilização de telas de impacto tem produzido muitos estudos científicos e técnicos nos últimos anos, sendo muitos deles amparados por programas computacionais capazes de lidar com a aleatoriedade dos parâmetros envolvidos nos movimentos de queda. Experimentos diversos ao redor do mundo também vêm sendo

realizados por entidades acadêmicas ou privadas a fim de embasar os resultados encontrados nas simulações.

Devido os fatores citados e os interesses sociais envolvidos, as telas de impacto vêm mostrando seu potencial para assumirem o protagonismo das medidas de proteção contra quedas de blocos de rocha.

1.2 OBJETIVO DA PESQUISA

Esta pesquisa tem como objetivo analisar os fatores geológicos e geomecânicos que permitem compreender a sequência de fatos que se dão a partir da formação dos blocos até os pontos de parada desses corpos após a ruptura da encosta. Entendidos esses assuntos será estudado um evento de queda de bloco de rocha que ocorreu eu 2009 na cidade de Provo, estado de Utah – EUA. Com os dados desse acidente se dimensionará um sistema de telas de impacto eficiente com base na ETAG 027 e em roteiros encontrados na literatura.

1.3 ESCOPO DA PESQUISA

O trabalho é constituído de oito capítulos, apresentando nesse capítulo inicial a introdução e os objetivos da pesquisa.

O segundo capítulo trata da revisão bibliográfica. Nesse capítulo há o levantamento dos conceitos físicos, geológicos e geotécnicos envolvidos diretamente na formação de blocos nos maciços rochosos, e que posteriormente poderão ocasionar a ruptura. Foi dada atenção especial para descontinuidades nos maciços, devido representarem uma região pouco competente em um ambiente altamente resistente. Descreve-se suas principais características, e a influência da água em sua mecânica de funcionamento. Por fim destaca-se a importância da compreensão da escala do tempo, uma vez que as configurações encontradas nas rochas são resultados de diversos ciclos ao longo de milhões de anos ou de respostas rápidas a situações cotidianas.

No terceiro capítulo analisam-se os eventos decorrentes das características estudadas no Capítulo 2, ou seja, se analisará os tipos de ruptura e os eventos que a sucedem. Por meio de publicações de referência acerca do assunto, se analisará os parâmetros determinantes nas trajetórias assumidas pelos movimentos de massa. Também serão tratados os níveis de energia do movimento, os eventos que causam perda dela e o grau dessa perda.

No Capítulo 4 será descrito o processo de tomada de decisão e de mapeamento de áreas sujeitas à queda de blocos. Far-se-á um levantamento das estruturas de convivência usualmente utilizadas para reduzir danos provenientes de quedas de blocos, analisando seus

princípios de funcionamento, limitações e vantagens. Alguns exemplos serão utilizados para melhor compreensão.

No Capítulo 5 será tratado o principal objetivo desse trabalho, analisando mais a fundo o uso de Telas de Impacto como estrutura de convivência. O entendimento para uso da estrutura será embasado no histórico de desenvolvimento do equipamento, funcionamento e atribuição de cada componente, modelo de comercialização e por fim se comentará a aplicação dessa medida no Brasil, em especial em um dos maiores projetos já desenvolvidos utilizando Telas de Impacto no mundo, na BR 116, no Rio de Janeiro.

No Capítulo 6 será feito o dimensionamento de um sistema de telas de impacto para um caso real que aconteceu em 2009 na cidade de Provo, em Utah – EUA. Os dados para o dimensionamento foram obtidos em arquivo público disponibilizado pelo serviço geotécnico local, dados do sistema NASA SRTM e por literatura consagrada acerca dos assuntos pertinentes ao dimensionamento.

O Capítulo 7 abordará a metodologia do projeto.

O Capítulo 8 a conclusão.

E ao final estarão apresentados as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Perdas ocasionadas por queda de blocos de rocha geralmente envolvem preocupações semelhantes: preservação de vidas humanas e de patrimônio. Garantir a segurança e a confiabilidade de ambientes sujeitos à queda desses blocos exige dos engenheiros geotécnicos grandes esforços na tentativa de compreender a origem desses movimentos e consequentemente na tomada de medidas para evitar tragédias ou atenuar possíveis prejuízos. O entendimento dos aspectos geológicos e geotécnicos é possível, com certo grau de segurança, levando à eliminação do risco da queda de blocos ou à redução dos danos. Dentre esses aspectos os mais importantes são: estado de tensões; descontinuidades, sua origem e suas características; presença de água; rugosidade da superfície da rocha.

O estado de tensões que a rocha se encontra submetida é um dos fatores que rege seu comportamento levando a ruptura, sendo o fator principal na análise que possibilita prever a ocorrência de instabilidades do maciço rochoso. O estudo e a quantificação das tensões atuantes no maciço se faz importante na Mecânica das Rochas e na Engenharia de Rochas por três principais razões, segundo Hudson; Harrison (1997): Tem-se um estado de tensões préexistente que precisa ser compreendido para valorar as tensões ao qual a rocha intacta ou maciço rochoso está submetido e para aplicar tais valores no processo de projeto e execução; Em todas as ocasiões em que se tem obras de engenharia, o estado de tensões se altera. Estas tensões induzidas ocasionam novas deformações, que juntamente com os parâmetros de resistência da rocha, representam um dos principais critérios de avaliação de confiabilidade; Por fim, a tensão como entidade matemática é considera um tensor. Tal entidade é pouco tangível e de difícil assimilação comparada a escalares e vetores, logo seu entendimento é necessário para não ocorrer análises e tomadas de decisão equivocadas.

Quando se tem rochas superficiais, inevitavelmente, as descontinuidades serão os fatores a serem analisados a fim de prever movimentos de queda. Para que se obtenha certo grau de previsibilidade quanto ao início desses movimentos, a origem, preenchimento, dimensões e malha de descontinuidades devem ser analisadas. De fato, o grau de faturamento de uma rocha representa um bom indicativo para uma análise preliminar do risco de queda de bloco de rochas, como pode ser constatado com sua presença no Sistema RHRS (Rockfall Hazard Rating System, Sistema de Avaliação de Risco de Queda de Blocos de Rocha, em tradução livre) como parâmetro de entrada.

O conhecimento de outros aspectos geotécnicos como presença de água e rugosidade da superfície do bloco, também são necessários para elevar o nível de confiabilidade da análise

do risco de queda e da análise dos eventos posteriores à ruptura do bloco, sendo necessária sua valoração.

Uma encosta pode ser descrita em termos de parâmetros internos e parâmetros externos, que proporcionam uma categorização dos dados a fim de se descrever a probabilidade de instabilidade. Os parâmetros internos segundo Volkwein et al (2011) são:

- Morfologia: características da encosta (inclinação, altura, seção), relevo, estado da superfície, etc;
- Geologia: tipos de rocha e grau de intemperismo, variabilidade da estrutura geológica, planos de acamamento, tipos de depósito (colúvio, alúvio, etc.), áreas de dobramentos, etc.;
- Fraturamento: ordenação das fraturas, extensões (persistências e aberturas), espaçamento, intensidade, entre outros;
- Propriedades mecânicas do solo e da rocha: coesão, ângulos de atrito;
- Atividades: queda de blocos, movimentações tectônicas, etc.;
- Hidrogeologia: permeabilidade primária e secundária.

Os parâmetros internos podem evoluir com o tempo em decorrência dos parâmetros externos, sendo eles segundo Volkwein et al (2011):

- efeitos gravitacionais;
- circulação da água: hidrologia ou hidrogeologia, clima, precipitações em forma de chuvas ou neve;
- intemperismo;
- sismicidade;
- atividades tectônicas;
- microclimas incluindo congelamento e descongelamento, exposição ao sol, permafrost;
- instabilidades em áreas adjacentes;
- atividade humana (fatores antrópicos);
- etc.

A avaliação de todos os aspectos citados acima deve receber uma abordagem em que se considera a influência do tempo nos processos geológicos e de engenharia, sendo de extrema influência e importância no produto final da análise.

2.1 ESTADO DE TENSÕES DA ROCHA INTACTA E DO MACIÇO ROCHOSO

Superfícies expostas de maciços rochosos sempre estarão sujeitas à ocorrência de algum tipo de ruptura. Os eventos considerados como gatilhos para a movimentação muitas vezes tem sua origem apenas nas tensões naturais, ou seja, no estado de tensões já existentes na rocha antes de qualquer distúrbio artificial (HUDSON; HARRISON, 1997). Para problemas de engenharia, a determinação das tensões *in situ* é imprescindível para elaboração dos projetos. Em determinado plano de uma rocha (ou material qualquer), pode haver forças normais (tração e compressão) e de cisalhamento, sendo o produto da combinação dessas forças o tensor de tensão. A maneira mais usual de se representar a ação dessas forças é considerando seus componentes referentes aos eixos determinados, na maioria das vezes os Eixos Cartesianos *x-y-z*, aplicadas a um cubo representando uma parcela infinitesimal do material, como pode ser verificado na Figura 2.1.



Figura 2.1 – Estado de Tensões em bloco qualquer (MIHSEN, 2016)

As forças normais podem ser identificadas facilmente por estarem posicionadas perpendiculares às faces do cubo, entretanto, o entendimento das forças de cisalhamento não é trivial devido a resultante dessas forças geralmente não serem alinhadas com os eixos préestabelecidos. Para contornar esta situação, em qualquer direção que se apresente a resultante, a força de cisalhamento é decomposta em 2 componentes perpendiculares alinhados às faces do cubo. Com esta representação adotada pode chegar-se a 9 componentes da tensão, sendo 3 de força normal e 6 de força de cisalhamento.

A discussão acima (e a Figura 2.1 também) demonstram que o estado de tensões em qualquer ponto do meio pode ser representado por meio de 6 componentes, com magnitudes relacionadas às orientações selecionadas arbitrariamente em referência aos eixos. Em alguns tipos de maciços rochosos com estruturas folheadas, como xistosidades, pode-se definir uma

direção adequada para o eixo de referência. Tal característica pode também determinar o modo de deformação do maciço quando submetido à tensões. Contudo, em rochas anisotrópicas, qualquer escolha que se faça para o eixo principal é claramente arbitrária, logo, uma abordagem não arbitrária é necessária para se definir o estado de tensões em qualquer ponto do meio. Isto é possível determinando as tensões principais e atribuindo valores a elas, que são invariáveis independente dos eixos de referencia utilizados (BRADY; BROWN, 2006).

Uma correta interpretação acerca desses conceitos é crucial para as avaliações posteriores que serão feitas a fim de analisar a formação dos blocos de rocha, que por ventura, podem chegar a romper e causar acidentes. Quando está em estudo a adoção de estruturas de proteção essa análise é importante, entretanto os dados históricos (eventos catalogados) são os dados mais importantes para fins práticos. Essas tensões também não entram nos *inputs* requeridos pelos programas computacionais (como RocFall da Rocsience Inc), que baseiam suas análises nos possíveis blocos já formados, negligenciando as origens daquela formação específica.

2.1.1 TENSÕES VERTICAIS

Todas as rochas encontradas em afloramentos rochosos ou em camadas subterrâneas passaram por processos de modificação ao longo de milhões, ou até mesmo bilhões de anos. A sequência de modificações que vai desde o derramamento de lava sujeita aos intemperes impostos pela natureza até a formação de camadas de sedimentos que vão sendo soterradas ao longos dos anos sofrendo drásticas modificações nos valores de tensão e temperatura ao qual estão submetidos, representam a origem das tensões verticais.

Em suma, os processos geológicos podem ser responsabilizados pelos valores de tensão vertical ao qual está submetido determinada parcela analisada de rocha, sendo esta tensão possível de ser estimada em grande parte das vezes pela Equação 2.1, ou seja, pela aproximação da tensão geostática:

$$\sigma_{\nu} = \Sigma \gamma z \tag{2.1}$$

onde: σ_v é a tensão vertical

 γ é o peso específico da material superior analisado

z é a profundidade do ponto analisado.

Valores de tensões verticais *in situ* medidos em vários locais do mundo confirmam que esta relação é válida, entretanto na Figura 2.2, pode-se notar que para algumas localidades tem-se

uma dispersão significativa, especialmente em profundidades menores que 1000 m, o que não invalida a Equação 2.1 (HOEK; BROWN, 1980).



Figura 2.2 – Medidas de tensões verticais em projetos de Mineração e Engenharia Civil ao redor do mundo (Adaptado de Hoek; Brown (1980)).

2.1.2 TENSÕES HORIZONTAIS

As tensões horizontais são de determinação mais complexa e imprecisa do que seus pares verticais. De forma análoga aquela utilizada para se calcular tensões horizontais em solos, utiliza-se um coeficiente k_o que representa a razão entre os valores de σ_h e σ_v .

Algumas teorias e formulações se propuseram a estimar o valor de k_0 , sendo algumas válidas para condições especificas e outras mais precisas para condições gerais, entretanto sempre apresentando valores diferentes, em maior ou menor grau, daquele encontrado *in situ*. Em 1952, Terzaghi & Richard sugeriram uma formulação para determinar o valor de k_0 baseado na Teoria da Elasticidade, que para um bloco de rocha gravitacionalmente confinado sujeito a formação de camadas superiores e com deformações laterais restringidas, o valor de k_0 era independente da profundidade do bloco analisado (HOEK, 2006). Na Equação 2.2 verifica-se que a tensão horizontal está relacionada com o Coeficiente de Poisson (ν):

$$k = \frac{\nu}{(1-\nu)} \tag{2.2}$$

Esta equação fora amplamente utilizada no começo do estudo de Mecânica das Rochas, mas devido sua grande imprecisão, teve sua utilização reduzida. Comparando os valores

encontrados para tensões horizontais baseados na Teoria da Elasticidade com os dados coletados por Hoek; Brown (1980) para tensões horizontais *in situ*, fica constatada essa imprecisão para profundidades usuais em projetos de Mineração e Engenharia Civil, sendo possível sua utilização apenas para casos em que se trabalha com profundidade na ordem de vários quilômetros (HUDSON; HARRISON, 1997).

Os dados coletados por Hoek; Brown (1980) foram agrupados em um gráfico " $k_o \times z$ " (Figura 2.3) onde os compiladores estipularam uma área delimitada por 2 curvas. A intenção é de se determinar um intervalo de valores (Equação 2.3) possíveis e razoáveis para k.



$$\frac{100}{z} + 0.3 < k < \frac{1500}{z} + 0.5 \tag{2.3}$$

Figura 2.3 – Dados coletados por Hoek; Brown (1980) para relação profundidade(z) x k_0 .

Sheorey (1994) desenvolveu um modelo de tensões na crosta da Terra. Este modelo considera a curvatura da crosta terrestre e variações de constantes elásticas, densidade e expansão térmica através da crosta e do manto (HOEK, 2006). A **Equação 2.4**, junto à **Figura 2.4**, quando comparadas com os dados experimentais de Hoek; Brown (1980) demonstram similaridade, consequentemente, conferem à equação uma confiabilidade razoável para estimar o valor de k.

$$k = 0.25 + 7 \times E_h \times (0.001 + \frac{1}{7}) \tag{2.4}$$

onde: E_h é a média da módulo de deformação da parte superior da crosta terrestre medida na direção horizontal.



Figura 2.4 – Valor de k, para diferentes profundidades e módulos de deformação, baseados na Equação de Sheorey (1994) (modificado de Wyllie; Mah, 2004).

Como pode-se notar pelas equações citadas anteriormente e pelos dados coletados em que se comparam os valores entre as tensões horizontais e verticais, em profundidades usuais de projetos de Mineração e Engenharia Civil (consequentemente em obras de superfície) os valores de k_o podem ser significativamente altos. Elevadas tensões horizontais são causadas por fatores que recaem nas categorias de erosão, atividade tectônica, anisotropia da rocha, efeitos locais próximos de descontinuidades e consequências do efeito de escala (HUDSON; HARRISON, 1997).

Em posse de valores de k_o , pode-se estimar os valores da tensão horizontal (considerando que as tensões verticais já foram calculadas) pela Equação 2.5 (HOEK; BROWN, 1980):

$$k = \frac{\sigma_{h \, m\acute{e}dio}}{\sigma_{v}} \tag{2.5}$$

2.1.3 TENSÕES IN SITU.

Como descrito anteriormente, estimar tensões normais e cisalhantes através de modelos matemáticos (baseados na localização geográfica da rocha ou pelos modelos de Sheorey

(1994), que são baseados nos parâmetros da crosta terrestre) pode gerar resultados incoerentes, entretanto para estudos preliminares, de grandes áreas e locais de difícil instrumentação esses são os únicos artifícios viáveis para se levantar tais dados.

Em cenários possíveis de instrumentar, sempre é recomendada a coleta de dados. No caso do levantamento de valores de tensões atuantes, a ISRM (International Society for Rock Mechanics) recomenda quatro métodos distintos, sendo eles: Macaco Plano, Fraturamente Hidráulico, Medidor de Deformação do Furo (USBM) e Relaxação de Tensões (CSIRO). Estes métodos são de medição direta, produzindo ao menos seis medições independentes (HUDSON; HARRISON, 1997).

2.2 DESCONTINUIDADES E A FORMAÇÃO DE BLOCOS

A estabilidade de uma superficie rochosa está intimamente ligada a sua estrutura geológica. Estrutura geológica refere-se à ocorrência de malhas ou ocorrências isoladas de juntas, falhas e planos de acamamento, genericamente intitulados de descontinuidades, provenientes do processo de litificação composto por períodos orogênicos e por períodos de aliviamento de carregamentos. O encontro das descontinuidades, em geral, forma uma estrutura geométrica quase sempre complexa, dando origem aos blocos de rocha (HUDSON; HARRISON, 1997). Pode-se entender as descontinuidades como sendo planos de fraqueza envolvidos por um material muito mais resistente (no caso rocha intacta), fazendo com que rupturas ocorram preferencialmente nessas regiões. As propriedades das descontinuidades relacionadas à estabilidade do maciço são: orientação, persistência, espaçamento, rugosidade e preenchimento (WYLLIE; MAH, 2004).

2.2.1 PROPRIEDADES DAS DESCONTINUIDADES RELACIONADAS À RUPTURA

Citado anteriormente, algumas características das descontinuidades podem influenciar mais que outras para que ocorram cenários de instabilidade de blocos de rocha. Tais fatores somados a eventos específicos como terremotos, grandes precipitações, detonações nas proximidades, entre outros, funcionam como gatilhos de início do movimento de queda. Além dos eventos de origem física citados, alterações químicas também levam ao inicio do movimento.

Uma vez determinada a orientação das descontinuidades, seu ângulo de mergulho e sua direção, mais as informações do talude ou dos penhascos, como inclinação da superfície, fica possível estabelecer se o conjunto de fraturas do maciço fornece as condições cinéticas necessárias, isto é, se o bloco formado pela união de descontinuidades distintas apresenta a

possibilidade de se desprender do restante do maciço. A plotagem das coordenadas da descontinuidade em um estereograma indica se há as condições cinéticas. Para blocos de rochas em uma superfície exposta, é de mais fácil reconhecimento a presença dessas condições. Na Figura 2.5, é fácil notar que os ângulos retos formados pelo encontro das descontinuidades criam a configuração necessária para que se inicie o movimento daqueles blocos. Já a Figura 2.6 ilustra os tipos mais usuais de ruptura em maciços rochosos, onde na parte esquerda da figura verifica-se o modo de ruptura e na parte direita, com as informações plotadas no estereograma, verifica-se que os dados encontrados no campo indicam a ocorrência de condições cinéticas necessárias.



Figura 2.5 – Descontinuidades formando ângulos retos (NUNES, 2008).



Figura 2.6 – Uso do Estereograma para Determinação de Condição Cinética (modificado de Wyllie; Mah, 2004).

Enquanto a orientação da descontinuidade é imprescindível para que se tenha desprendimento do bloco de rocha, outros fatores como a persistência e o espaçamento possuem papel importante no *design* da solução encontrada. A persistência trata-se da medida do comprimento ou da área de uma descontinuidade, podendo ser categorizada desde muito pequena (<1 m) até muito grande (>20 m). O espaçamento, ou frequência, estabelece as distâncias entre descontinuidades sucessivas. Estes parâmetros definem o tamanho do bloco e o tamanho da possível superfície deslizante, logo, o mapeamento das descontinuidades deve se concentrar em medir as persistências e os espaçamentos daquelas superfícies potencialmente deslizantes, ou seja, que atendem as condições cinéticas.

Após identificar as condições cinéticas necessárias, as características físicas da descontinuidade passam a ser os fatores impeditivos, ou não, do movimento. A rugosidade e o preenchimento devem ser analisados de maneira que sua coexistência não represente fator determinante. A ruptura se dará ou pelas características do preenchimento ou da rugosidade.

A rugosidade pode ser descrita como o desvio da superfície da descontinuidade de um estado perfeitamente plano (HUDSON; HARRISON, 1997), sendo um importante componente da tensão de cisalhamento. Analisá-la matematicamente compreende grande complexidade. Essa tarefa pode ser facilitada através do uso dos perfís JRC (Joint Roughness Coefficient, Coefficiente de Rugosidade de Descontinuidade, em tradução livre), Figura 2.7, propostos por Barton & Choubey em 1977.



Figura 2.7 – Perfis JRC propostos por Barton & Choubey em 1977 (modificado de Wyllie; Mah, (2004)).

Preenchimento é o termo usado para o material que separa as faces das rochas adjacentes. Devido suas diversas origens e características, este elemento apresenta diferentes comportamentos, particularmente aqueles relacionados à resistência, deformabilidade no cisalhamento e na condutibilidade. As grandes variabilidades no comportamento dependem de muitos fatores, sendo os listados a seguir, provavelmente, os mais importantes: mineralogia do preenchimento; tamanho da partícula; grau de consolidação; presença de água e condutibilidade; deslocamentos provenientes de cisalhamento pré-existentes; rugosidade da superfície da rocha; espessura e fraturamento da superfície da rocha. O grau de intemperismo das superfícies das descontinuidades e do material que eventualmente venha a preenche-la também deve ser levado em consideração, uma vez que promove redução dos parâmetros de resistência (a partir da redução dos ângulos de atrito e do intertravamento promovido pelas rugosidades) (WYLLIE; MAH, 2004).

2.3 PRESENÇA DE ÁGUA

A presença de água em um maciço rochoso tem papel determinante na estabilidade pelas seguintes razões: a pressão exercida pela água afeta a estabilidade do maciço reduzindo as forças de cisalhamento em superfícies potenciais de ruptura, promovendo a redução das forças que conferem resistência ao deslizamento; umidades elevadas em rochas com geologia afetada por presença de água causam o aceleramento de processos de intemperismo, consequentemente, reduzindo forças de cisalhamento; o congelamento dos volumes presentes nas descontinuidades leva ao aumento de pressão devido a expansão da água no estado sólido, logo, há um acréscimo de tensões; zonas onde se tem intenso escoamento superfícial, principalmente decorrente de atividade pluviométrica, tendem a erodir rochas intemperizadas resultando em instabilidades locais em blocos de rocha.

Dentre as razões citadas a mais importante é aumento de pressões nas descontinuidades provenientes do seu preenchimento com água. O acréscimo de pressão decorrente da presença de água cresce linearmente com a persistência da descontinuidade. Devido a criticidade de tal fator, não se deve negligenciar a obtenção de dados relativos a quantidade de água presente no maciço. Assumir que infiltrações aparentes na superfície exposta são indícios de que a drenagem reduziu os efeitos da poropressão pode gerar situações de risco uma vez que a taxa de evaporação pode ser maior que a taxa de drenagem, consequentemente, por mais que a superfície aparente estar seca, é possível que se tenha grandes pressões confinadas dentro do maciço. A Figura 2.8 demonstra como se dá o acréscimo de pressões proveniente do

preenchimento das descontinuidades, sendo ela na crista do maciço, ou na face da superfície inclinada (WYLLIE; MAH, 2004).



Figura 2.8 – Acréscimo de pressões provenientes do preenchimento das descontinuidades com água (modificado de Wyllie; Mah (2004)).

A água pode ter origem de fontes internas e externas das rochas, sendo as de origem externas mais recorrentes em rochas superficiais sujeitas a deslizamento. Conhecer bem a origem e o ciclo hidrológico do local estudado é de grande importância na análise do risco de queda. Regiões sujeitas a grandes alturas pluviométricas, caso dos países tropicais, estão sujeitas a encarar problemas decorrentes de preenchimento da descontinuidade e erosão causada pelos elevados coeficientes de *runoff*. Já áreas em zonas temperadas tendem a encarar problemas relacionados a ciclos de congelamento e descongelamento.

2.3.1 PERCOLAÇÃO DA ÁGUA EM ZONAS FRATURADAS

Faces expostas de zonas muito fraturadas, com grande formação de blocos e consequentemente sujeitas à ruptura, tendem a ter blocos desconectados do maciço ao longo das descontinuidades. Em um cenário de presença de água, essa ruptura se dá devido a baixa condutividade hidráulica primaria na maioria das rochas intactas (WYLLIE; MAH, 2004). Logo analisando a condutividade no maciço pode-se verificar seu atrelamento às características das descontinuidades, sendo que para que se ocorra a percolação, a persistência deve ser consideravelmente maior que a espessura.

A condutividade do maciço deve ser obtida considerando alguns fatores da descontinuidade, como rugosidade e presença de preenchimento, ou então devido as características geológicas, como heterogeneidade e anisotropia.

Outro fator que influi muito na percolação é a porosidade do maciço. A porosidade afeta o nível de água transiente em resposta a determinado evento de precipitação. Em uma rocha porosa, a fração de água que infiltra na rocha será armazenada de tal maneira que o nível de água interno não sofrerá grandes alterações, comparado aos volumes absorvidos. Entretanto em rochas menos porosas, a capacidade de absorção é reduzida, consequentemente, o preenchimento das descontinuidades se dá mais rapidamente, elevando o nível da água, aumento as pressões ao longo do maciço. Tal fato justifica a grande ocorrência de quedas de blocos de rocha em faces íngremes após eventos que envolvem grandes precipitações (WYLLIE & MAH, 2004).

Na maioria dos casos onde se tem maciços rochosos fraturados, a condutividade secundária (permeabilidade secundária) excede a primária em várias ordens de magnitude (BAWDEN; CURRAN; ROEGIERS, 1980). O termo condutividade secundária refere-se a condutividade em maciços rochosos e engloba tanto as porções intactas, quanto as descontinuidades presentes. Essa condição resulta das condutividades hidráulicas secundárias, tendo uma grande faixa de valores dependendo da persistência, espessura e preenchimento das descontinuidades.

2.4 RUGOSIDADE DA SUPERFÍCIE DO BLOCO E DO MACIÇO ROCHOSO

Nas descontinuidades sempre a superfície vai exibir algum grau de rugosidade, variando de polido e liso, com baixíssimas rugosidades, até superfícies em trincas de tração com rugosidades consideráveis. Como essas características podem ter uma influência significativa na estabilidade da encosta, elas devem ser devem levadas em consideração apropriadamente (WYLLIE; MAH, 2004).

A rugosidade (aspereza) de uma superfície pode ser divida entre primeira e segunda ordem, sendo as de primeira ordem aquelas correspondentes as ondulações mais elevadas (grosseiras), enquanto as de segunda ordem são aqueles pequenos ressaltos e ondulações na superfície (Figura 2.9) (WYLLIE; MAH, 2004).



Figura 2.9 – Medição dos ângulos de inclinação da superfície (*i*) para rugosidades de primeira e segunda ordem respectivamente (modificada de Wyllie; Mah (2004))

2.5 INFLUÊNCIA DO TEMPO

Enquanto os processos geológicos têm seus períodos na ordem de grandeza de milhões a bilhões de anos, as atividades corriqueiras de engenharia são geralmente projetadas para séculos, ou menos. Em consequência disso, tem-se dois comportamentos distintos: os processos geológicos onde o equilíbrio será estabelecido em concordância com a atividade geológica imposta; e os, relativamente rápidos, processos de engenharia (HUDSON; HARRISON, 1997).

Enquanto em algumas áreas as tensões *in situ* permanecerão em estado de equilíbrio, outras sofrerão intensa atividade tectônica, analogamente, as poropressões nas rochas mais impermeáveis irão se estabilizar enquanto condições hidrológicas promovem mudanças em outros momentos. Contrastando com esse comportamento, sujeito a períodos de tempos muito extensos, a rocha tende a dar respostas rápidas as atividades de engenharia.

Considerando a atividade geológica essencialmente de períodos longos, a rocha pode apresentar comportamentos frágil ou dúctil (rápido ou gradual). O comportamento frágil é quando a capacidade de resistir a carregamentos diminui com o aumento da deformação. A ruptura frágil geralmente é associada a pequenas ou nenhuma deformação permanente antes do rompimento, que dependendo da situação pode acontecer de maneira repentina e catastrófica (HOEK; BROWN, 1980).

Um material é caracterizado com dúctil quando é capaz de suportar deformações permanentes sem perder a capacidade de resistir aos carregamentos. A maioria das rochas se comportam de maneira frágil nas atividades e temperaturas recorrentes da prática civil e de mineração. A ductilidade aumenta com o aumento das tensões confinantes e das temperaturas, mas pode ocorrer também em rochas intemperizadas, maciços muito fraturados e em rochas fracas, como em evaporitos sob condições de carregamento normais de engenharia (HOEK; BROWN, 1980).

Levando em consideração as possibilidades de aplicação de carregamento sob as rochas, isso é, como e enquanto tempo se dão esses processos pode ser uma ferramenta para se compreender fenômenos de ruptura, fluência, etc.

A influência da escala de tempo tem relação com a aplicabilidade de Teoria da Elasticidade na Mecânica das Rochas, quando considera-se que ela vai relacionar as tensões e deformações em consequência da resposta da rocha. Como na Teoria da Elasticidade não se equaciona o tempo, ela se mostra restrita a explicação de alguns processos geológicos, entretanto pode ser usada para se analisar resposta imediatas, como redistribuições de tensões em decorrência de obras realizadas (HUDSON; HARRISON, 1997).

3 MECANISMOS DE QUEDA DE BLOCOS DE ROCHA

O fenômeno da queda de bloco envolve dois estágios diferentes: o estágio inicial de ruptura, descrevendo as circunstâncias que um número de blocos se destacam de uma encosta e estágio pós-ruptura, onde se descreve o movimento de queda dos blocos ao longo da encosta (ASTERIOU; SARAGLOU; TSIAMBAOS, 2012).

As superfícies rochosas estão sujeitas à diversos tipos de fenômenos de ruptura, sendo suas origens, volumes e impactos produzidos diferentes. Em uma ótica simplificada pode-se afirmar que esse eventos decorrem de uma combinação de condições pré-existentes somadas à eventos gatilhos.

Comparado a outros movimentos de massas, a queda de blocos é um evento extremamente rápido com longas distâncias percorridas. Quando um evento acontece, a possibilidade de pessoas tomarem medidas efetivas imediatas é praticamente reduzida a zero e o risco de acidentes e perdas de vidas é alto. Danos à edificações e a infraestrutura pública são tão grandes quanto (VOLKWEIN et al, 2008).

Segundo Viera et al (1997), muitos fatores contribuem para o desencadeamento dos movimentos de blocos de rocha, dentro os quais pode-se destacar as propriedades do solo e/ou rocha (mineralogia, textura, resistência, presença de descontinuidades, entre outras), a morfologia da região (configuração em planta e em perfil, topografia, etc.), o uso e ocupação do solo, o regime pluviométrico e variações de temperatura.

As condições pré-existentes foram descritas no capítulo anterior, enfatizando os fatores geológicos, geométricos e hidrogelógicos. A compreensão desses fatores permite prever os tipos de eventos que poderão levar à ruptura, sendo as razões climáticas e biológicas aquelas, estatisticamente, mais prováveis de iniciar o movimento, principalmente em áreas que não estão sujeitas a atividades tectônicas que envolvam magnitudes suficientemente grandes para induzir instabilidades nas encostas.

Como o resultado da somatória entre tensões pré-existentes e eventos gatilho é o desprendimento da massa de rocha, as condições em que e dão esse acontecimento são importantes dados de entrada em análises para prever a dinâmica do movimento. A relevância dessa combinação pode ser atestada nas velocidades iniciais (tanto translacionais quanto rotacionais) dos blocos de rocha, onde considera-se as velocidades suficientemente pequenas, entretanto capaz de dar início ao movimento. Quando sismos são indutores do movimento, as velocidades iniciais passam a ter magnitude relevante, e determinante, para os eventos pós-

ruptura. O conhecimento dos fatores dessa somatória também são importantes para retroanálises e para a avaliação do histórico de eventos.

Esse trabalho preocupa-se em entender quedas de blocos de rocha, portanto os tipos de ruptura a serem abordados serão: plana, cunha, tombamento e blocos em estados de instabilidade flagrante. Esses tipos de ruptura são os mais usuais em superfícies rochosas, sendo de grande importância para projetos de Mineração e Engenharia Civil.

Iniciado o movimento de massa, é fundamental a diferenciação e separação dos fenômenos sendo quedas de blocos de rocha apenas um deles. Outro tipo importante é o fluxo de detritos, onde as diferenças marcantes entre esse fenômeno e a queda de blocos são as velocidades inferiores e massas muito superiores. Para blocos em queda, os fatores mais importantes a serem analisadas são a geometria do talude e as características dos materiais presentes neste talude e do bloco em movimento (GOBBI, 2012).

3.1 MOVIMENTOS DE MASSA

Os movimentos de massa são resultados da diminuição da resistência ao cisalhamento e do aumento das tensões cisalhantes no maciço, ocasionando deslocamentos de solo, rocha ou ambos. Esses aumentos de tensões geralmente são decorrentes de eventos naturais ou da ação humana (FREITAS, 2013).

A ABNT classifica os tipos básicos de movimentos de massa em encostas na NBR 11682/2006. Essa norma tem como finalidade prescrever as condições exigíveis no estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes resultantes de cortes e aterros realizados em encostas. A Tabela 3.1 foi adaptada da tabela encontrada no Anexo B da norma, que traz as terminologias utilizadas e a definição de cada uma delas.

Terminologia dos tipos de movimento de massa	Definição
Queda/Rolamento	Desprendimento de fragmentos do terreno, de
	qualquer tamanho, que caem de certa altura, em
	queda livre ou com qualquer outra trajetória e tipo
	de movimento
Tombamento	Movimento de massa em forma de báscula com
	eixo na base
Escorregamento	Movimento de massa por deslocamento sobre
	uma ou mais superfícies
Escoamento	Movimento de massa com propriedade de fluido,
	lento ou rápido (corrida)

Tabela 3.1 - Tipos Básicos de Movimento de Massa (Adaptado da ABNT NBR 11682/2006)
Apesar das terminologias e definições descritas pela NBR 11682/2006, existem outras classificações de maior relevância, sendo as propostas por Sharpe (1938), Skempton & Hutchinson (1969) e Varnes (1978) as mais importantes. Dentre todas as citadas, a mais utilizada é a de Varnes (1978) Tabela 3.2, no qual se agrupa os deslocamentos em função do tipo de movimento e do tipo de material deslocado.

Tipo de Movimento			Tipo de Material			
			Rocha	Solo (Engenharia)		
Quedas			de rocha	de detritos	de solos	
Tombamento			de rocha	de detritos	de solos	
	rotacional	Poucas	deslizamento	deslizamento de	deslizamento de	
Escorregamentos		unidades	de rochas	detritos	solos	
	translacional	Poucas	De blocos	De blocos de	De blocos de	
		unidades	rochoso	detritos	solo	
		Muitas unidades	De rochas	De detritos	De solos	
Espalhamento laterais			de rocha	de detritos	de solos	
Escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos (rastejo de solo)	De solos (rastejo de solo)	
Complexo: combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimento						

Tabela 3.2 - Classificação dos Movimento de Massa (Adaptado de Varnes (1978))

Para que se adote soluções eficientes é de fundamental importância a diferenciação entre queda de blocos de rocha e fluxo de detritos. As magnitudes das energias cinéticas, consequentemente das velocidades, e dos volumes das massas, conferem a essas situações soluções completamente diferentes do ponto de vista do comportamento estrutural da barreira adotada.

Fluxo de detritos ocorre quando massas de sedimentos precariamente distribuídos, agitados e saturados, criam planos de ruptura em razão da atração gravitacional. Tanto as forças provenientes da parcela sólida quanto as da parcela líquida influenciam no desenvolvimento do movimento, distinguindo esse fenômeno de avalanches de rochas. Enquanto no movimento de blocos de rocha apenas as forças dos corpos sólidos regem a física do fenômeno, forças atuantes na fração sólida e na líquida devem atuar em consonância para se produzir o fluxo de detritos (IVERSON, 1997).

De maneira sucinta, queda de blocos pode ser descrito como movimento rápido de saltos (reflexão), rolamento e escorregamento de um (ou vários) blocos encosta abaixo que podem atingir energias significativas enquanto percorrem a trajetória. A velocidade pode ir de poucos m/s até 25 a 30 m/s (PEILA; RONCO, 2009 apud BROILI, 1973; GIANI, 1992).

3.2 CAUSAS DA QUEDA DE BLOCOS

Queda de blocos são grandes, e imprevisíveis, fontes de risco, particularmente ao longo de rotas de transporte (rodovias e ferrovias), portanto, a avaliação do risco de ocorrência é um dos grandes desafios para se lidar com a situação. Sob a perspectiva qualitativa, é sabido que a queda de blocos se dá principalmente durante períodos de chuva, derretimento de neve ou ciclos de gelo e degelo. Contudo, sob a ótica quantitativa, a relação genérica entre queda de blocos e eventos meteorológicos como gatilhos é muitas vezes difícil de identificar porque: queda de blocos de rocha são eventos muito raros para que se possa usar uma abordagem estatística clássica e nem todas as intensidades dos eventos gatilhos tem a mesma probabilidade (DELONCA; GUNZBURGER; VERDEL, 2014).

Wyllie; Mah (2004) descrevem um estudo e seus resultados, realizado pelo estado da Califórnia nos Estados Unidos. O estudo analisou 308 quedas de blocos ao longo de rodovias californianas, produzindo assim um bom guia para avaliar estabilidades de taludes e causas de queda de blocos. Foram catalogadas catorze causas, sendo seis diretamente relacionadas com a água e uma indiretamente (crescimento de árvores nos taludes). Essas sete causas são responsáveis por 68% do total das quedas. Os autores (WYLLIE; MAH, 2004) também citam a própria experiência, entretanto, em estradas canadenses, endossando os resultados encontrados nas estradas americanas. O estudo foi realizado em um período sem atividades tectônicas significativas, o que traz vantagens para o uso desses dados em estudos no Brasil, onde a atividade tectônica, historicamente, não apresenta magnitude expressiva em zonas com quedas recorrentes de blocos.

As três categorias de queda mais expressivas são: climáticas, biológicas e geológicas. Baseados nos dados da Tabela 3.3, adaptada do estudo citado, a Figura 3.1 categoriza as causas, a Figura 3.2 ilustra a frequência de cada uma das causas e a Figura 3.3 ilustra a frequência de cada uma das categorias mais importantes.

1	
Causas da Queda de Blocos	Porcentagem de quedas
Chuva	30
Ciclos de gelo-degelo	21
Rocha Fraturada	12
Vento	12
Derretimento de neve	8
Canalização de runoff	7
Fratura plana adversa	5
Tocas de animais	2
Erosão diferencial	1
Raízes de árvores	0.6
Animais passantes	0.3
Vibrações de caminhões	0.3
Decomposição do solo	0.3
Afloramento de água	0.6

Tabela 3.3 - Causas de queda de blocos em rodovias californianas (Adaptado de Wyllie; Mah (2004))



Figura 3.1 - Categoria das causas da queda de blocos segundo Wyllie; Mah (2004) (MIHSEN, 2016).



Figura 3.2 - Frequência das categorias das causas da queda de blocos segundo Wyllie; Mah (2004) (MIHSEN,

2016).



Figura 3.3 - Frequência das causas das quedas de blocos segundo Wyllie; Mah (2004) (MIHSEN, 2016).

Em regiões próximas a construções, atividades civis e de mineração em geral, o potencial para início do movimento é, provavelmente, na ordem de uma ou duas vezes maior do que nos casos citados acima (HOEK, 2006).

As causas climáticas podem ser agravadas em decorrência da intensidade das precipitações, ou das velocidades e direções dos ventos. Em geral, a presença de água inclui o aumento de poropressões em decorrência da precipitação pluviométrica, erosão do material no entorno dos blocos de rocha devido o carreamento de partículas, agravamento do estado de tensões nos processos de gelo e degelo, degradação química ou intemperismo da rocha, entre outros (HOEK, 2006).

As causas geológicas listadas são provenientes do estado pré-existente de tensões. Seu acontecimento se dá pelo agravamento ao longo do tempo geológico das tensões a favor do movimento.

As causas biológicas por si só, não apresentam frequências expressivas, apesar da necessidade de serem avaliadas. Entretanto o contexto biológico do sítio analisado somado a fatores climáticos e geológicos representa um risco que pode ser considerável. Exemplo da combinação de fatores de diferentes categorias é o cenário em que raízes de árvores funcionam como braços de alavanca com a ação dos ventos na copa das árvores, pode-se também levar em consideração a influência da água na manutenção da vegetação existente. Outra combinação preocupante é o desenvolvimento de raízes profundas e espaçosas nas descontinuidades do maciço, aumentando os espaçamentos e as tensões nas paredes. Deve-se considerar que há casos de uso de vegetação para estabilização do talude, entretanto as raízes dessas plantas são mais superficiais e menos espessas.

3.3 MECANISMOS DE INSTABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO

Os mecanismos que deflagram os movimentos de massa são decorrentes de agravamentos das condições geológicas em função de eventos climáticos, biológicos ou mesmo inerentes a geologia do maciço. Atividades que requerem detonação, cortes e aterros em encostas não entram no escopo desse trabalho, uma vez que tende-se a prever os riscos impostos por essas atividades, e as soluções são pensadas a fim de evitá-los.

Diferentes tipos de ruptura são associados a diferentes tipos de estrutura geológica, sendo imprescindível a constatação de potenciais casos de instabilidade nos estágios iniciais dos projetos de engenharia. A importância de se identificar cada tipo de ruptura recai sobre as diferentes análises que devem ser feitas em cada um dos casos. As dimensões da persistência e a orientação das descontinuidades irão determinar as dimensões das rupturas.

Como este trabalho tem como foco a identificação de situações e cenários sujeitos a queda de blocos, serão descritos e analisados os três tipos de ruptura mais recorrentes nessa situação, também serão comentadas as situações de instabilidade evidente (rochas apoiadas em pequenas áreas), assim como em outros problemas da mecânica das rochas provenientes da atividade civil e de mineração. Os três tipos mais corriqueiros são: ruptura plana; em cunha e por tombamento.

3.3.1 RUPTURA PLANA

Esse tipo de ruptura é relativamente raro em encostas devido ser ocasionado apenas quando todas as condições geométricas necessárias pra produzir tal ruptura ocorrem na superfície em análise (WYLLIE; MAH, 2004). Na Figura 3.4 pode-se ver uma superfície de ruptura plana em planos de acamamento formado por folhelos.



Figura 3.4 – Superfície de ruptura plana em planos de acamamento formado por folhelos no estado do Tennessee (EUA) (WYLLIE; MAH, 2004).

As condições necessárias para que se ocorra esse tipo de ruptura foram descritas por Wyllie; Mah (2004):

- o plano de deslizamento deve apresentar uma inclinação em relação a inclinação do talude da ordem de ± 20%;
- O plano de deslizamento deve estar aparente na face exposta do talude, ou seja, a inclinação (ângulo de mergulho) da descontinuidade deve ser menor que da superfície (ψ_p < ψ_f);
- a inclinação da descontinuidade deve ser maior que o ângulo de atrito do plano de ruptura(ψ_p > φ);
- a parte final superior da descontinuidade deve ser aparente na crista do talude ou terminar em uma trinca de tração;
- planos de ruptura lateral (que delimitam horizontalmente o bloco) devem apresentar resistências de cisalhamento insuficientes. Alternativamente, planos de ruptura podem se dar nos pés do talude em que há projeções internas (convexas).

Na Figura 3.5 tem-se resumido parte das informações citadas acima, entretanto representadas no estereograma. Fica evidente que as orientações das descontinuidades, assim como as inclinações tanto da face da encosta, quanto da trinca, criam as condições cinéticas ideias para que ocorra o deslizamento.



Figura 3.5 – Representação das condições cinéticas ideias para ruptura no estereograma (Adaptado de Wyllie; Mah (2004)).

3.3.2 RUPTURA EM CUNHA

Ruptura em cunha pode ocorrer quando dois planos de fraqueza se interceptam formando um bloco com estrutura tetraédrica. O deslizamento pode ocorrer sem a necessidade de uma configuração estrutural e topográfica específica caso a interseção entre duas descontinuidades esteja exposta (GOODMAN, 1989).

Para que se tenha a ruptura em cunha, a geometria básica deve seguir as seguintes condições segundo Wyllie; Mah (2004):

- dois planos sempre irão se interceptar em uma linha. No estereograma (Figura 3.7)

 a linha de interseção é representada pelo ponto onde os dois círculos maiores se
 encontram e a inclinação desta linha é definida pela inclinação aparente α_i e o
 respectivo mergulho de cada face (ψ_i);
- o mergulho da linha de intercessão deve ser menos acentuado que a inclinação da face do talude e mais inclinado que a média das ângulos de atrito das duas faces que formam a cunha, isto é ψ_{fi} > ψ_i > φ;
- a linha de intercessão deve estar inclinada de tal maneira que forme a cunha apontando para fora da encosta, assim torna possível o movimento.

Em suma, o escorregamento pode ocorrer caso o ponto de intercessão entre os dois pontos esteja dentro da área sombreada entre os dois grandes círculos da formados pelas inclinações das faces. Todas as condições descritas se encontram na Fig. 3.7.



Figura 3.7 – Condições geométricas para ruptura em cunha presentadas no estereograma (Adaptado de Wyllie; Mah (2004)).

3.3.3 TOMBAMENTO

Tombamento envolve o empenamento de camadas de rocha, análogo a uma série de vigas em balanço inclinadas na direção do plano de queda. Cada camada tende a se inclinar na direção do componente de seu peso que se encontra alinhada e a favor do movimento. Caso a porção inferior dessas "vigas" tenham condições de deslizar ou tombar, trincas de tração se formarão nas camadas anteriores, liberando grandes volumes de rocha. Quando se tem juntas frequentes e perpendiculares entre si, as camadas se comportam como colunas rígidas ao invés de assumir comportamento de vigas em balanço. Em ambos os casos, movimentos de ruptura devem ser precedidos de expansão de descontinuidades comuns (WYLLIE; MAH, 2004).

Goodman; Bray (1976) descrevem diversos tipos de tombamento, sendo que classificaram os dois citados acima como: Tombamento por flexão e tombamento de bloco, respectivamente. A Figura 3.8 demonstra o tombamento por flexão e a Figura 3.9 demonstra o tombamento de blocos.



Figura 3.8 – Tombamento por flexão (WYLLIE; MAH (2004)).



Figura 3.9 – Tombamento de blocos (WYLLIE; MAH (2004)).

Na Figura 3.10 pode-se verificar a representação da condição cinética favorável no estereograma.



Figura 3.10 – Representação da condição cinética o tombamento no estereograma (Adaptado de Wyllie; Mah, 2004).

3.3.4 BLOCOS EM SITUAÇÃO DE INSTABILIDADE EVIDENTE

Há casos em que os processos de intemperismo são tão distintos que levam a configurações raras e peculiares. Esses casos apresentam uma instabilidade flagrante, sendo possível seu acionamento repentino.



Figura 3.11 – MONSEN, Man beneath perched rock (1910).

3.4 MECÂNICA DO MOVIMENTO DE QUEDA

Após a identificação de áreas potencialmente sujeitas a queda de blocos e a listagem dos possíveis eventos que podem dar partida ao movimento dessas massas, se faz necessário analisar as possíveis trajetórias que serão assumidas. A mecânica do movimento é de difícil análise dado o caráter randômico dos materiais e das geometrias ao longo do percurso, e mesmo em posse desses dados, continua sendo uma tarefa complicada em vista da dificuldade de se coletar e de se precisar os valores dos parâmetros intrínsecos dos materiais presentes.

A trajetória de bloco em queda pode ser descrita como uma combinação dos 4 tipos de movimento: queda livre, rolamento, deslizamento e saltos (reflexão) de um bloco de rocha. A ocorrência de cada um dessas tipos está intimamente ligada à inclinação da encosta (RITCHE, 1963). Para encostas mais íngremes, queda livre é o movimento com maior ocorrência, enquanto em encostas medianamente inclinadas, a propagação do movimento do bloco se dá pela sucessão de quedas livres e reflexões (saltos sob a encosta). Em encosta pouco

inclinadas, os movimentos que prevalecem são o rolamento ou deslizamento (VOLKWEIN et al, 2011).

Em 1963, Ritchie, como precursor dos estudos acerca da modelagem de trajetória, criou um quadro empírico a partir de testes em campo para dimensionamento de valas de contenção no pé das encostas (Figura 3.12). Para esse trabalho se importou as nomenclaturas adotas por Ritchie (1963), em conformidade com praticamente toda a literatura consultada. Esta figura mostra o efeito da inclinação da superfície na trajetória que o bloco de rocha tende a percorrer, e como isso influencia no dimensionamento da vala (WYLLIE; MAH, 2004).



Figura 3.12 – Quadro para projeto de valas de contenção segundo RITCHIE (1963) (Adaptado de WYLLIE & MAH, 2004).

A interação entre bloco/encosta é muito complexa, em função das características físicas, morfológicas e cinéticas envolvidas. Em decorrência disso, um número significativo de programas computacionais que simulam as trajetórias existem. O grande desafio não são os movimentos de queda livre, mas sim os modelos de interação entre os blocos e a superfície da encosta. Os modelos existentes geralmente são classificados em duas categorias principais: corpo rígido e massa concentrada (VOLKWEIN et al, 2011).

Os modelos de corpo rígido consideram o bloco como um corpo com forma e volume, sendo possível resolver equações dinâmicas fundamentais e leva em consideração todos os tipos de movimento do bloco, incluindo rotação (AZZONI; FREITAS, 1995).

Os modelos de massa concentrada consideram que os blocos não possuem massa, ou que a massa é concentrada em um ponto, não levando em consideração o formato do bloco e os movimentos de rotação (RITCHIE, 1963). Nesses modelos, adotados por vários *softwares* comerciais (como o Rocfall), a divisão da energia cinética entre rotacional e translacional é feita através da combinação do balanço de energia e relações empíricas (VIJAYAKUMAR et al, 2012).

3.4.1 DESLIZAMENTO E ROLAMENTO

O deslizamento ocorre principalmente em baixas velocidades, quando um bloco começa a se mover ou quanto começa a parar. Em muitos modelos de cálculo ele não é levado em consideração por não ocasionar grandes acelerações no bloco. Já "rolamento puro" é um fenômeno raro, exceto em solos moles, quando é possível a penetração do bloco na superfície. A distinção desses dois tipos de movimento é difícil de ser realizada, uma vez que a combinação desses movimentos pode ocorrer. Devido a irregularidade da superfície e o formato dos blocos, o movimento de rolamento, realisticamente, é uma sucessão de pequenos saltos (VOLKWEIN et al, 2011).

3.4.1.2 COEFICIENTE DE ATRITO NO ROLAMENTO

Esse parâmetro é utilizado por alguns *softwares* para simular a perda de energia que ocorre durante o movimento de rolamento de um bloco em queda (AZZONI; FREITAS, 1995).

O coeficiente de atrito no deslizamento é definido através da componente normal do peso da rocha, em relação à superfície da encosta, de acordo com a Lei de Coulomb. Já para o rolamento, segundo Statham (1979 apud VOLKWEIN et al, 2011) uma descrição suficientemente precisa também foi desenvolvida utilizando a lei de Coulomb, com o

coeficiente de atrito dependendo das características do bloco (tamanho e forma) e da encosta (tipo e tamanho dos detritos).

A tabela abaixo (Tabela 3.4), retirada de Azzoni; Freitas (1995), traz alguns valores para o coeficiente de atrito no rolamento.

Tabela 3.4 -	- Valores para	Coeficiente de	Restituição	e Coeficiente de	e Atrito no	Rolamento	(Adaptada
de Azzoni; I	Freitas (1995))						

	Coeficiente	Coefficiente de
Material	de	Atrito no
	Restituição	Rolamento
I. Rocha Sã (Calcário)	0,85	0,40
II. Detritos Duros (terra e fragmentos de rocha angulados e com	0,60	0,55
alguns pedregulhos, compactado)		
III. Detritos moles (terra e fragmentos de rocha angulados e com	0,40	0,75
alguns pedregulhos, soltos)		
IV. Detritos intermediários (rochas medianamente resistentes	0,55	0,60
cobertas por detritos com espessura média, compactado)		
V. Detritos moles(terra com fragmentos de rocha, soltos)	0,45	0,60
VI. Lama dentro de Vala	<0,20	0,85
VII. Área compactada artificialmente	0,50 - 0,65	0,60

Em algumas ocasiões modela-se a trajetória do bloco como rolamento e deslizamento com um ângulo de atrito representado por meio da perda de energia ao longo do caminho percorrido (utiliza-se o conceito de linha de energia). Este método é conhecido como "*shadow angle*" (angulo de sombreamento, em tradução livre) e permite se fazer uma estimativa rápida e barata das zonas de dispersão após o pé da montanha, em áreas suscetíveis a rupturas, tanto em escala local, quanto em escala regional (JABAYEDOFF; LABIOUSE, 2003 e MEISSL, 2001 apud VOLKWEIN et al, 2011).

3.4.2 SALTOS (REFLEXÃO)

A reflexão ocorre quando o bloco em queda colide com a encosta da superfície. A altura do salto depende uma série de parâmetros que caracterizarão as condições de impacto. Dentre os quatro tipos de movimento que podem vir a ocorrer, esse é o menos compreendido e mais difícil de se prever (VOLKWEIN et al, 2011).

Geralmente, os saltos se diferenciam da queda livre porque há dissipação de energia. Queda livre é descrita por uma trajetória balística e não requer a consideração da interação entre

superfície/bloco. Determinar essa perda de energia é essencial para que se calcule a trajetória do bloco, para tal, necessita-se do uso dos coeficientes de restituição (SPADARI et al, 2011).

3.4.2.1 COEFICIENTE DE RESTITUIÇÃO (R)

O parâmetro mais relevante, indiscutivelmente, na determinação da trajetória através de simulações computacionais é o coeficiente de restituição. Entretanto a confiabilidade dos valores estimados para esse coeficiente devem ser asseguradas (CHAU et al, 2002).

O coeficiente de restituição, que é relacionado às características físicas e mecânicas do bloco em queda, e dos materiais da encosta e a velocidade de impacto, é um importante parâmetro que reflete a dissipação de energia durante o impacto (GUANGCHENG et al, 2015).

É notório que o coeficiente de restituição depende do ângulo de impacto, assim como de outras condições de impacto. Os conhecimentos atuais acerca do coeficiente de restituição ainda são limitados, especialmente no que refere-se ao efeito da energia de impacto, a deformabilidade da rocha e da encosta e o ângulo de impacto (CHAU et al, 2002).

Várias definições foram propostas para o coeficiente de restituição, entretanto não há um consenso quanto qual definição exprime melhor as condições encontradas ao se prever a trajetória dos blocos. Abaixo serão apresentadas algumas das várias definições, sendo as fórmulas apresentadas e descritas por Chau et al (2002). Cabe ressaltar que cada uma dessas fórmulas tem origens distintas.

A definição mais utilizada (inclusive no Rocfall) é a de coeficiente de restituição normal e tangencial, $R_n e R_t$, respectivamente. As respectivas equações Equação 3.1 e Eq. 3.2 são apresentadas abaixo:

$$R_n = \frac{V_{rn}}{V_{in}} \tag{3.1}$$

$$R_t = \frac{V_{rt}}{V_{it}} \tag{3.2}$$

sendo V_{rn} e V_{in} as velocidades normais de reflexão e de chegada, respectivamente. Para os valores do coeficiente de restituição tangencial os velocidades são análogas.

Outra definição bem difundida para coeficiente de restituição é apresentada na Eq. 3.3, sendo que essa considera apenas a velocidade de chegada e de reflexão. As letras subscritas "r" e "i" seguem a mesma lógica do caso citado anteriormente, assim como para os casos que serão citados.

$$R_V = \frac{V_r}{V_i} \tag{3.3}$$

Essas duas definições citadas acima (conhecidas também como coeficiente de restituição cinético) são baseadas na teoria de impacto de massas concentradas, de acordo com a Teoria das Colisões de Newton (ASTERIOU et al, 2012).

Na Tab. 3.4 verifica-se que Azzoni; Freitas (1995) usam um único coeficiente de restituição (Eq. 3.3) baseado na análise mecânica da interação entre a encosta e um bloco elipsoidal. Contudo, é mais comum se utilizar os coeficiente de restituição das Equações 3.1 e 3.2, na intenção de se levar em consideração os mecanismos de impacto (ângulos de impacto e ângulo de reflexão). O coeficiente de restituição normal vem sendo associado com a dissipação de energia devido a resposta elasto-plástica do material da encosta, e o coeficiente de restituição tangencial com a dissipação da energia por atrito e a rugosidade da encosta (SPADARI et al, 2011). Na Figura 3.13 está representado as respectivas nomenclaturas adotadas para cada velocidade assumida.



Figura 3.13 – Esquema de representação das condições cinéticas do impacto (Adaptado de ASTERIOU et al (2012)).

Diversos autores realizaram pesquisas acerca desse assunto, tendo encontrado os coeficientes através de testes de campo, retroanálises e estimativas teóricas (CHAU et al, 2002). Na Tabela 3.5 se encontra uma vasta lista com valores de coeficiente de restituição e sua origem, o que confere certa realidade na adoção desses valores para casos semelhantes. A tabela fora retirada e adaptada do guia do usuário do *software* ISOMAP & ROTOMAP fornecido pela Geo&Soft International Inc. Essa tabela fora adaptada e complementada para esse trabalho com os dados fornecidos pela Rocsience Inc para usuários do *software* Rocfall.

Tabela 3.5 – Valores obtidos para coeficiente de restituição (R) (Adpatada de Rocsience Inc e Geo&Soft International Inc)

Referência	Valores de <i>R_V</i>	Valores para R _n	Valores para R _t	Observações
Habib(1977)	0.75 - 0.80			Baseado na experiência na Itália
	0.50 - 0.60			Baseado na experiência na Noruega
Descoeudres et	0.40			Encostas de Vinícolas
Zimmermann	0.80			Encostas Rochosas
(1987)				
		-	-	
Broili (de Pasquero	0.75 - 0.80			Impacto entre rochas e encosta
(1987)				rochosa
	0.20 - 0.35			Impacto entre rocha e encosta
				composta de solo/seixos
				·
				Tipo do material da encosta
Piteau and Clayton		0.65 - 0.75	0.8 - 0.9	Rocha intacta
(de Pasquero		0.45 - 0.65	0.5 - 0.8	Detritos misturados com grandes
(1987))				blocos de rocha
		0.35 - 0.45	0.4 - 0.5	Detritos compactados misturados
				com pequenos blocos de rocha
		0.2 - 0.3	0.2 - 0.4	Encostas cobertas com grama
				·
Hoek (1987)		0.53	0.9	Superfície rochosa dura intacta
(baseado em		0.4	0.9	Rodovia asfaltada
informações		0.35	0.85	Superfície com afloramentos de
publicadas pelo				rocha dura, grandes blocos de rocha
Departamento de		0.32	0.82	Encosta de talude
Transportes –		0.32	0.8	Encosta de talude coberta com
EUA)				vegetação
		0.3	0.8	Solo mole, vegetação
	•			
Pfeiffer, T.J.,		0.37 - 0.42	0.87 - 0.92	Superfície dura pavimentada
Bowen, T.D (1989)		0.33 - 0.37	0.83 - 0.87	Rocha intacta ou blocos de rocha
				com pequena camada solo ou
				vegetação
		0.3 - 0.33	0.83 - 0.87	Talude com pouca vegetação
		0.3 - 0.33	0.8 - 0.83	Talude com alguma vegetação
		0.28 - 0.32	0.8 - 0.83	Encosta de solo mole com pouca
				vegetação
		0.28 - 0.32	0.78 - 0.82	Encosta de solo coberta com
				vegetação

Robotham, M.E,	0.315	0.712	Calcário exposto
Wang, H., Walton,	0.303	0.615	Seixos calcários parcialmente
G. (1995)			cobertos por vegetação
· · ·	0.315	0.712	Pilhas de calcário detonado
	0.251	0.489	Pilhas de calcário detonado coberto
			com vegetação
	0.276	0.835	Superfície de "Giz"
	0.271	0.596	Pedregulhos de "Giz" com
			vegetação
		•	
Budetta, P., Santo,	0.2	0.53	Blocos calcários dolomíticos em
A			superfícies rochosas e em depósitos
			de talude
	0.1	0.2	Rochas piroclástica provenientes
			dos terracos remodeladas situadas
			na base do penhasco
	0	0.24	Impactos nas áreas de detritos
			encontradas no pé do penhasco
Chau, K. T., Wong,	0.393		Solo
R.H.C., Lee, C.F	0.453		Concreto Projetado
(1996)	0.487		Encosta rochosa
	0.10,		
Giani G.P. (1992)	0.5	0.95	Rocha intacta
	0.35	0.85	Rocha intacta coberta por grandes
	0.55	0.05	blocos de rocha
	0.3	0.7	Detritos formados por elementos
	0.5	0.7	uniformemente distribuídos
	0.25	0.55	Solo coberto por vegetação
	0.25	0.55	
Pfeiffer T I	0.37 - 0.42		Superfícies duras lisas e pavimentos
Pfeiffer, T.J.,	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37		Superfícies duras lisas e pavimentos Maioria de rocha intacta com
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$ \begin{array}{r} 0.37 - 0.42 \\ 0.33 - 0.37 \\ \end{array} $		Superfícies duras lisas e pavimentos Maioria de rocha intacta com campos de pedregulhos
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{r} 0.37 - 0.42 \\ 0.33 - 0.37 \\ \hline 0.3 - 0.33 \\ \end{array}$		Superfícies duras lisas e pavimentos Maioria de rocha intacta com campos de pedregulhos Taludes e solos firmes
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{r} 0.37 - 0.42 \\ 0.33 - 0.37 \\ \hline 0.3 - 0.33 \\ 0.28 & 0.3 \end{array}$		Superfícies duras lisas e pavimentos Maioria de rocha intacta com campos de pedregulhos Taludes e solos firmes Encostas de solos moles
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{r} 0.37 - 0.42 \\ 0.33 - 0.37 \\ \hline 0.3 - 0.33 \\ 0.28 - 0.3 \end{array}$	0.87 0.02	Superfícies duras lisas e pavimentos Maioria de rocha intacta com campos de pedregulhos Taludes e solos firmes Encostas de solos moles Superfícies duras licas como
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{r} 0.37 - 0.42 \\ 0.33 - 0.37 \\ \hline 0.3 - 0.33 \\ 0.28 - 0.3 \end{array}$	0.87 - 0.92	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{r} 0.37 - 0.42 \\ 0.33 - 0.37 \\ \hline 0.3 - 0.33 \\ 0.28 - 0.3 \end{array}$	0.87 - 0.92	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intacta
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0.87 - 0.92	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou taluda
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3	0.87 - 0.92	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude maioritariamente sem vagetação
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0.87 - 0.92	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$ \begin{array}{r} 0.37 - 0.42 \\ 0.33 - 0.37 \\ \hline 0.3 - 0.33 \\ 0.28 - 0.3 \\ \hline \end{array} $	0.87 - 0.92 0.83 - 0.87 0.82 - 0.85	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetação
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0.87 - 0.92 0.83 - 0.87 0.82 - 0.85	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3	0.87 - 0.92 0.83 - 0.87 0.82 - 0.85 0.8 - 0.83	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação esparsa
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação esparsa
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação esparsaEncosta de solo com moitas
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação esparsaEncosta de solo com moitas
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.28 - 0.3	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação esparsaEncosta com floresta esparsa a parte parte parte
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.28 - 0.3 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encosta solo c/ vegetação e sparsaEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de taluda formado por
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes majoritariamente cobertos por vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação e sparsaEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por vizta fina que abrem e amendo
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação esparsaEncosta de solo com moitasEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por xisto fraco que cobrem a camada caleária
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação e encosta de solo com moitasEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por xisto fraco que cobrem a camada calcária
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação e sparsaEncosta de solo com moitasEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por xisto fraco que cobrem a camada calcáriaCalcário em talude uniformemente axposto formado por fragmentos
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação e sparsaEncosta de solo com moitasEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por xisto fraco que cobrem a camada calcáriaCalcário em talude uniformemente exposto formado por fragmentos basálticos com módulos do 5 am
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação e sparsaEncosta de solo com moitasEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por xisto fraco que cobrem a camada calcáriaCalcário em talude uniformemente exposto formado por fragmentos basálticos com módulos de 5 cmPadragulho ratangular do turfo
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5 0.5 0.7	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8 0.8 0.9	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação e esparsaEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por xisto fraco que cobrem a camada calcáriaCalcário em talude uniformemente exposto formado por fragmentos basálticos com módulos de 5 cmPedregulho retangular de turfa matamática em racha emposto
Pfeiffer, T.J., Higgens, J.D. (1990)	0.37 - 0.42 0.33 - 0.37 0.3 - 0.33 0.28 - 0.3 0.5 0.5 0.5	0.87 - 0.92 $0.83 - 0.87$ $0.82 - 0.85$ $0.8 - 0.83$ $0.78 - 0.82$ 0.8 0.8 0.8	Superfícies duras lisas e pavimentosMaioria de rocha intacta com campos de pedregulhosTaludes e solos firmesEncostas de solos molesSuperfícies duras lisas como pavimentos ou superfícies lisas de rocha intactaSuperfície ou talude majoritariamente sem vegetaçãoTaludes cobertos por vegetação e encostas solo c/ vegetação e esparsaEncosta com floresta esparsa coberta por uma camada superfícial muito fina de talude formado por xisto fraco que cobrem a camada calcáriaCalcário em talude uniformemente exposto formado por fragmentos basálticos com módulos de 5 cmPedregulho retangular de turfa metamórfica em rocha exposta e camada (nareme da pavo

Mesmo com os testes em campo tendo se mostrado os mais apropriados para se determinar os parâmetros de movimento, devido a proximidade com os casos reais, tem-se começado a questionar a confiabilidade desses resultados. Autores sugerem que a escolha do bloco (muito redondo ou intemperizado) e as condições das locais de teste (particularmente pedreiras, geralmente utilizadas nesses testes) podem ter afetado a representatividade dos valores da maioria dos valores de R_n encontrados na literatura. Uma retroanálise de eventos reais indicou valores muito maiores do que aqueles propagados (SPADARI, 2011).

Uma outra observação que se faz quanto aos coeficientes de restituição, são os valores sempre menores que 1 (como pode ser constatado nas Tabelas 3.4 e 3.5). Azzoni; Freitas (1995) atribuem isso ao fato de que como a encosta não é um material perfeitamente elástico, não haveria lógica física em se encontrar valores maiores que a unidade, o que ocorre durante os testes em campo, configurando um absurdo. Todavia, Vijayakumar et al (2012) atribui isso à excentricidades no formato da rocha e na energia rotacional. Mesmo com a aparente violação da Lei de Conservação de Energia, a explicação correta para esse fenômeno recai na definição do coeficiente de restituição. Na maioria dos casos os bloco de rocha são considerados pontos adimensionais (modelo de massa concentrada em que não se considera a rotação) e os coeficientes de restituição normal deveriam ser calculados através das velocidades de chegada e de reflexão do centro de massa. Na realidade, entretanto, a restituição é baseada no ponto (admensional) de impacto e a energia cinética rotacional é transformada em energia cinética translacional e vice versa.

3.4.3 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO TALUDE

Azzoni: Freitas (1995), através de suas observações e simulações dos movimentos naturais de quedas de blocos, verificaram que mesmo em condições iniciais praticamente idênticas – posição do bloco, velocidade inicial, formato e massa – a trajetória assumida ao longo do talude varia consideravelmente. Isso ocorre devido a inclinação de uma superfície em que ocorre o choque do bloco com o talude e sua influência direta na direção que se dará a reflexão do bloco ser um dos fatores que influem na dispersão das trajetórias.

Esse desconhecimento inerente aos taludes naturais requer um tratamento estatístico, que será abordado posteriormente, e tem influência direta no desenvolvimento de sistemas de contenção. Relações empíricas tendem a ser utilizadas na tentativa de preencher essa lacuna e transpor as dificuldades imposta por esse caráter randômico.

No mesmo estudo citado acima, fora analisado a dispersão lateral dos blocos. A intensão desse tópico do estudo era determinar a existência de relações entre as características

geométricas do talude e a dispersão lateral encontrada. A Figura 3.14 ilustra esse tema, "D" é a dispersão lateral.



Figura 3.14 – Croqui da área compreendida entre as dispersões laterais usuais de testes de queda de blocos (adaptado de Azzoni; Freitas (1995)).

A análise de dados coletados em vários testes de queda de blocos em superfícies diferentes resultou nas seguintes observações por Azzoni; Freitas (1995):

- Quanto maior o trajeto de descida, maior é a distância entre as dispersões extremas, a não ser que no talude se tenha um corte formando um vale estreito, ou outras restrições topográficas;
- A dispersão (D/L) medida varia entre 10% e 20% independente da tamanho "L" do trajeto;
- A tendência geral dos estudos sugere que superfícies mais íngremes tem menores dispersões.

3.4.4 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO BLOCO

Através da análise de quedas naturais ou induzidas artificialmente, notou-se que geralmente blocos com formatos esféricos atingem velocidades mais elevadas do que aqueles com formato discoidal, assim como blocos maiores atingem velocidades superiores a de blocos menores (AZZONI; FREITAS, 1995). Verificou-se também que quando os blocos em queda tem tamanhos maiores que o da média das partículas de detritos ao longo da encosta, rolamento passa a ser o movimento predominante e o bloco acaba por alcançar maiores dispersões ao final do pé da encosta. Entretanto, em solos pouco compactados, o aumento da massa dos blocos pode induzir grandes deformações plásticas na encosta (formação de crateras), consequentemente, freia-se o bloco (VOLKWEIN et al, 2011).

4 ESTRUTURAS DE CONVIVÊNCIA

Compreendidos os fenômenos que levam a formação de blocos e de superfícies instáveis, assim como a sucessão de movimentos, e seus determinantes após iniciada a ruptura, têm-se as ferramentas possíveis para se estipular a solução adequada para o problema encarado.

Como nas demais obras de engenharia a solução mais adequada é aquela que pode ser realizada em tempo hábil, com custos coerentes, que seja segura e duradoura, analisar o risco de queda de blocos e suas possíveis consequências é o primeiro passo a ser tomado, posteriormente se avalia a mecânica do movimento naquela situação e mensuram-se valores de velocidade e volume para estipular as energias envolvidas. Os resultados são encontrados com auxilio de análises estatísticas indicando as trajetórias mais prováveis e mais perigosas, ou seja, que proporcionarão maiores energias cinéticas e maiores alturas relativas às encostas. Atualmente algumas soluções tem se mostrado eficientes na minimização de danos provenientes de quedas de blocos e do fluxo de detritos, sendo elas: execução de bermas, construção de túneis/galerias (defletoras de rocha), escavação ou criação de valas artificiais, barreiras rígidas de geossintéticos e/ou concreto, telas de impacto, fixação de telas, entre outras. Esses tipos de estrutura citados são conhecidos como Estruturas de Convivência, pois não chegam a eliminar o risco da queda de blocos, mas se propõe a criar um ambiente seguro caso essas quedas venham a ocorrer. As soluções de engenharia que são projetas com a intenção de mitigar o problema são classificadas como Estruturas de Estabilização, podendo ser subdividas como Reforço e Remoção. Este trabalho pretende analisar o funcionamento das Telas de Impacto, entretanto reconhece-se a necessidade de descrever as outras Estruturas de Convivência.

Durville (2016) classifica o tipo da medida preventiva baseado no aspecto geomorfológico da rocha. O autor classifica as estruturas em Tecnologias Passivas e Tecnologias Ativas, sendo utilizadas quando uma grande rocha ameaça uma pequena área (por exemplo uma casa imediatamente após uma encosta rochosa) ou quando pequenas rochas ameaçam grandes áreas (encostas rochosas ao longo de rodovias e ferrovias), respectivamente. Na Figura 4.1 ilustra-se tais conceitos.



Figura 4.1 – Esquema de escolha entre estruturas passivas e ativas baseado em Durville (2016) (MIHSEN, 2016).

4.1 ANÁLISE DO RISCO DE QUEDA DE BLOCOS

Requer muito trabalho identificar todos os pontos potencialmente sujeitos a queda de blocos, mesmo com todas as técnicas da Engenharia de Rochas disponíveis, e mesmo identificadas, não se pode assegurar a confiabilidade dos resultados. Eventualmente rochas com aparência sã sofrem quedas de blocos repentinas, apresentando baixas deformações nas superfícies do maciço rochoso. Outro problema que reitera as falhas quanto à confiabilidade da análise de risco, são os eventos que sucedem o desprendimento de pequenos blocos de rocha que funcionavam como travas de blocos maiores ou mesmo superfícies inteiras. (HOEK, 2006).

Outras dificuldades existem quando o objetivo é avaliar o risco (ou a ameaça) em uma escala regional para uma área limitada ou para vastas localidades. Geralmente o registro do histórico de eventos e a anotação de dados existe apenas em áreas habitadas e recentemente alguns estudos indicaram que o número desses eventos cresce proporcionalmente à urbanização (BAILLIFARD et al, 2004 apud VOLWEIN et al, 2011). Como consequência disso, é necessário encontrar maneiras que permitam a detecção de áreas ameaçadas na falta de registros históricos ou de evidências morfológicas claras, como encostas compostas por seixos (blocos já desprendidos da encosta) ou por blocos isolados (VOLKWEIN et al, 2011). Em termos estatísticos, pode-se afirmar que o risco da queda de blocos depende de

(JABOYEDOFF et al, 2001 apud VOLKWEIN et al, 2011):

- a probabilidade de um evento com certa magnitude ocorrer, em dada localização resultando na probabilidade de ocorrência;
- a probabilidade de um bloco em queda alcançar uma localização específica na encosta;
- intensidade do evento.

De maneira análoga a citada anteriormente, pode-se melhor descrever o risco do evento como a probabilidade de uma dada localidade em uma encosta ser alcançada por um desses blocos a certa intensidade. Essa afirmação é traduzida na Equação 4.1 (JABOYEDOFF et al, 2001 apud VOLKWEINet al, 2011):

$$H_{iik} = P(L)_i \times P(T|L)_{iik} \tag{4.1}$$

onde $P(L)_j$ é a probabilidade de se iniciar um evento de magnitude (volume) classe *j*, e $P(T|L)_{ijk}$ é a probabilidade de alcançar dada localidade. Isto é a probabilidade de um evento alcançar a região *i* com uma intensidade (energia cinética) de classe *k*. A Eq. 4.1 pode ser ilustrada pela Figura 4.2.



Figura 4.2 – Definição de risco de queda de blocos (Adaptado de Volkwein et al (2011)).

Elementos expostos ao risco não são levados em consideração na definição de risco, entretanto, as abordagens de avaliação de risco devem ter a sensibilidade de encarar problemas caracterizados pelas diferentes distribuições espaciais de alvos potenciais, podendo eles ser pontuais (casas), lineares (vias) ou regionais (vilas). Além disso, alvos de diferentes formas e tamanhos são propensos a envolver um número diferente de trajetórias partindo de

diferentes locais de início, influenciando a probabilidade de alcance do bloco (VOLKWEIN et al, 2011).

4.1.1 RHRS – SISTEMA DE AVALIAÇÃO DE RISCO DE QUEDA DE BLOCOS

Análises estatísticas puramente estatísticas demandam grandes esforços na coleta de dados e também no levantamento dos dados envolvidos no acidente, como distâncias, pontos de parada, massas e volumes, energias envolvidas, etc.

Devido os problemas citados, alguns sistemas de avaliação de risco foram criados para se avaliar grandes áreas expostas a possíveis acidentes (por exemplo: RHRS – Sistema de avaliação de risco de queda de blocos; RHRON – Sistema de avaliação de risco para Ontário; SQI – Índice de qualidade de encostas) (PINHEIRO et al, 2015; ALEJANO et al, 2008).

O mais conhecido e utilizado desses sistemas, é o RHRS desenvolvido para ser utilizado no estado do Oregon – EUA, em rodovias e ferrovias. Esse sistema foi proposto por Pierson et al em 1990 (ALEJANO et al, 2008; HOEK, 2006). O sistema foi desenvolvido para servir como ferramenta para as agências de transporte poderem tomar medidas preventivas ao invés de medidas reativas (PIERSON et al, 1990). O sistema passou por algumas modificações e complementações, entretanto se descreverá o sistema original.

O RHRS visa avaliar, conferindo notas, encostas em beira de rodovias. Junto desse sistema, Wyllie; Mah (2004) sugerem um programa para transformar os valores encontrados em medidas concretas. A Figura 4.3 demonstra um programa de ações que utiliza o RHRS. Na Tabela 4.1 tem-se os parâmetros avaliados no sistema em sua versão original de Pierson et al (1990).

O RHRS utiliza uma abordagem geomecânica regional em sua avaliação (VOLKWEIN et al, 2011). Isto é, o sistema se utiliza constatações geológicas, geotécnicas (inclinação da encosta, variações na superfícies, estado de degradação, etc.) e dados históricos, para enfim, determinar o grau do risco de acidentes.



Figura 4.3 - Programa de estabilização de encostas utilizando o RHRS (Adaptado de Wyllie;Mah (2004))

Categoria		Critério para atribuição de nota					
Cau	gona	3 pontos	9 pontos	27 pontos	81 pontos		
(a) A enco	Altura da osta	7.5 m	15m	23m	30m		
(b) eficácia da vala		Boa retenção	Retenção Moderada	Retenção Limitada	Sem retenção		
(c) I de v tem	Risco médio reículos (% de po)	25% do tempo	50% do tempo	75% do tempo	100% do tempo		
(d) Nível de visualização para tomada de decisão		Distância adequada, 100% do valor de especificado	Distância Moderada, 80% do valor especificado	Distância Moderada, 60% do valor especificado	Distância muito limitada, 40% do valor especificado		
(e) I pavi	Largura da via mentada	13.5m	11m	8.5m	6m		
(f) (Caráter Geológio	0					
tso 1	Condição Estrutural	Descontinuidades orientadas favoravelmente	Descontinuidades, orientadas aleatoriamente	Descontinuidades, orientadas desfavoravelmente	Descontinuidades, orientadas desfavoravelmente		
Ca	Superfície da Rocha	Rugosa, irregular	Ondulada	Plana	Preenchida com argila, ou lisa		
Caso 2	Condição Estrutural	Poucas ocorrências de erosões diferenciais	Erosões diferenciais ocasionais	Muitas sinais de erosão diferencial	Erosão predominante no maciço		
	Diferença nos graus de erosão	Pouca diferença	Diferença moderada	Grande diferença	Diferenças Extremas		
(g) l Bloc dos	Dimensões do co – Volume deslizamentos	0,3 m – 3 m3	0,6 m – 6 m3	1,0 m – 9 m3	1,2 m – 12 m3		
(h) (clim pres na e	Características iáticas e ença de água ncosta	Precipitação moderada para baixa; sem períodos de congelamento, sem água na encosta	Precipitação moderada, ou períodos de congelamento curtos, e água intermitente na encosta	Altas índices de precipitação ou longos períodos de congelamento, ou presença constante de água na encosta	Grandes precipitações e longos períodos de congelamento, ou presença constante de água na encosta com grandes períodos de congelamento		
(i) H queo	listórico de das de blocos	Poucas quedas	Quedas ocasionais	Muitas quedas	Quedas constantes		

Tabela 4.1 - Critérios de Avaliação do RHRS (Adaptado de Pierson et al (1990))

O sistema RHRS compreende categorias diferentes que são avaliadas em uma escala potencial de 3 a 81, onde maiores valores correspondem a maiores riscos. As 10 categorias são explicadas por Pinheiro et al (2015):

- (a) Altura de encosta: o risco é diretamente relacionado a altura da encosta;
- (b) Eficácia da vala: essa categoria avalia a eficácia de se evitar que as rochas cheguem a atingir a estrada, portanto, com uma alta taxa de retenção a

probabilidade é reduzida. Alguns fatores a se avaliar nesse caso são: altura e inclinação da encosta; dimensões da vala (altura, largura e extensão);

- (c) Risco médio de veículos (RMV): esse valor é obtido pela Equação 4.2,

$$RMV = \frac{MTD \times L \times 100\%}{LV}$$
(4.2)

onde MTD é a média diária de tráfego (veículos/dia), L é a extensão da zona de risco (km) e LV é o limite de velocidade da via (km/h). Um RMV maior que 100% significa que a qualquer momento do dia mais de um veículo está passando pela zona de risco;

- (d) Nível de visualização para tomada de decisão: a avaliação desse parâmetro é obtido de acordo com a localização da encosta. O risco de acidente por causa de blocos em queda é menor quando a distância de tomada de decisão é maior;
- (e) Largura da via: extensão constante medida ao longo da via;
- (f) Caráter geológico: as condições geológicas da encosta são avaliadas nesta categoria. O caso 1 é para encostas onde as falhas, planos de acamamento e outras descontinuidades são a característica estrutural dominante em uma encosta. O caso 2 é para encostas em que erosões diferenciais ou o fato de as encostas serem muito íngremes passa a ser a característica mais influente nos eventos de queda. Caso as duas situações sejam constatadas, avalia-se ambas e escolhe-se o pior caso (HOEK, 2006);
- (g)Dimensões do Bloco Volume dos deslizamentos: as dimensões e o volume do bloco impactam significativamente nos riscos e nas consequências dos eventos;
- (h) Características climáticas e presença de água na encosta: situação desfavoráveis podem vir a acorrer para a estabilidade do maciço devido o acúmulo ou percolação de água nas fraturas, que quando congeladas ou durante os ciclos de gelo-degelo levam a uma deterioração mais rápida dos maciços;
- (i) Histórico de queda de blocos: encostas com histórico de instabilidades necessitam de maior atenção;

Hoek (2006), cita conversa com Lawrence Pierson, principal autor do RHRS, onde foi informado que no Estado do Oregon – EUA, encostas com notas abaixo de 300 são classificadas como de baixa prioridade, enquanto encostas com notas acima de 500 demandam ações remediais urgentes.

No processo de seleção do tipo de estrutura que será utilizado, aspectos geotécnicos, construtivos e ambientais devem ser levados em consideração. Os aspectos geotécnicos são: geologia, resistência da rocha, presença de água e análise de instabilidade. Aspectos construtivos e ambientais que podem impactar nos custos e no tempo de execução devem ser avaliados durante a fase de projeto, onde é imprescindível a verificação da acessibilidade de equipamentos, horários disponíveis para trabalho devido condições de tráfego e disposição de resíduos (WYLLIE; MAH, 2004).

4.2 ANÁLISE COMPUTACIONAL ESTATÍSTICA DAS TRAJETÓRIAS ASSUMIDAS PELO BLOCO EM MOVIMENTO DE QUEDA

Grande parte dos *softwares* capazes de descrever as trajetórias, e as energias cinéticas relacionadas a ela, incluem técnicas de simulações de Monte Carlo para variar os valores dos parâmetros necessários na análise (HOEK, 2006).

Uma simulação de Monte Carlo resolve uma expressão matemática (no caso de quedas de blocos, a equação de energia potencial e das trajetórias adotadas) tantas vezes quanto forem determinadas (iterações). As iterações da simulação selecionam aleatoriamente valores dos parâmetros de entrada seguindo suas distribuições probabilísticas (MACCIOTA *et al*, 2014).

Os parâmetros de entrada para os *softwares* podem variar, mas de maneira geral, utilizam-se dos mesmo parâmetros, variando apenas o refinamento da análise, principalmente no que concerne as informações geográficas. Para este trabalho se utilizará o RocFall da Rocsience Inc.

Rocfall é um *software* que se utiliza de um modelo de massa concentrada para projetar encostas seguras. Baseado em análises estatísticas de todas as trajetórias em 2-D, ele calcula a trajetória e as energias de reflexão para os bloco em queda assim como a velocidade e altura em qualquer ponto da encosta. O programa também estima a localização dos pontos de parada, o que é o fator mais relevante no que concerne a segurança (ALEJANO et al, 2007). Esse programa utiliza os seguintes parâmetros de entrada: velocidades iniciais (horizontal, vertical e angular); massa dos blocos; coeficientes de restituição dos materiais que compõe a

encosta (tangencial e normal); rugosidade da encosta; ângulos de atrito. Todos esses parâmetros podem ser inseridos com os respectivos desvios padrão. Na Figura 4.4 pode-se ver uma simulação realizada, com as linhas vermelhas representando as trajetórias assumidas. No capítulo 6 serão feitas mais algumas considerações a respeito do RocFall.

47



Figura 4.4 - Output do programa RocFall - 10.000 trajetórias (MIHSEN, 2016).

4.3 ESTRUTURAS DE CONVIVÊNCIA

Quando a análise de risco (incluindo a efetiva proteção propiciada pela floresta presente ao longo da trajetória) revela uma ameaça para pessoas, edificações ou infraestrutura urbana, estruturas de proteção adequadas devem ser selecionadas de acordo com a frequência e energia de impacto esperada. Para que se projete adequadamente, é essencial saber a magnitude do impacto e a resposta da estrutura. Essa informação pode ser obtida através da análise de risco; simulações numéricas; experimentos; modelos ou diretrizes existentes; entre outros, para se edificar túneis e barreiras, instalar telas e cercas ou mesmo para se optar por florestas naturais como estruturas passivas (VOLKWEIN et al, 2011).

Peila; Ronco (2009) afirmam que uma estrutura adequada pode ser escolhida após a escolha da melhor posição com referência a porcentagem de interceptação das possíveis trajetórias e verificadas as máximas alturas de ressalto e as energias cinéticas correspondentes.

Um método efetivo para se minimizar os riscos de dada área ser atingida é permitir que a ruptura aconteça e então controlar a distância e a direção de suas trajetórias (WYLLIE; MAH, 2004).

Na Figura 4.5 tem-se um comparativo entre sistemas diferentes, sendo esses os mais usuais e com eficácias comprovada.



Figura 4.5 – Relação entre custo e capacidade de absorção de energia de estruturas de convivência (Adaptado de Geobrugg Inc).

4.3.1 EXECUÇÃO DE BERMAS

Bermas podem ser uma solução muito eficiente para interromper o movimento de queda, consequentemente, sempre que possível são muito utilizadas em encostas permanentes, entretanto esse método apresenta algumas limitações. A escavação das encostas para se executar as bermas geralmente aumenta o risco de acidentes, com isso passa a ser uma solução desaconselhável em muitos casos. A execução das bermas podem ser um risco onde destacamentos podem ocorrer devido detonações, e as superfícies formadas nas detonações podem ser suficientemente irregulares, formando protuberâncias que causariam grandes saltos das encostas (HOEK, 2006; WYLLIE; MAH, 2004).



Figura 4.6 – Uso de bermas contra queda de blocos (HOEK, 2006)

4.3.2 TÚNEIS/GALERIAS + CAMADAS ABSORVEDORAS

Em áreas com intensa ocorrência de queda de blocos e fluxo de detritos que demandariam custos muito elevados para estabilização da encosta, a construção de defletores de rocha somados à realocação das vias dentro de túneis é justificável (WYLLIE; MAH, 2004).

Os custos relativamente altos, entre €15.000 a €20.000 por metro de túnel, justifica-se apenas quando as seguintes situações são presentes: a zona de risco é relativamente pequena e bem definida; o taxa de ocorrência de eventos de magnitude média é alta e proteção total é indispensável (JACQUEMOUD, 1999 apud SCHELLENBERG, 2009). A faixa de trabalho das galerias foi estimada para impactos de até aproximadamente 3.000 kJ (ASTRA, 2003 apud VOLKWEIN et al, 2011). Na Figura 4.7 tem-se um túnel com essa função.

Para se aumentar a eficácia dessa solução pode-se utilizar camadas capazes de absorver parte dos impactos. Essas camadas absorvedoras são capazes de distribuir as tensões, reduzir as acelerações dos blocos e aumentar o tempo de impacto. Na Suíça se utiliza materiais como solos granulares ou pedregulhos (SCHELLENBERG, 2009).



Figura 4.7 – Galeria de concreto armado com camada de pedregulho para absorver impactos no Japão (WYLLIE; MAH, 2004).

4.3.3 VALAS

A escavação, ou criação, de valas pertence as medidas de proteção quase-natural. Sua escavação ao longo das estruturas a serem protegidas (estradas, casas, etc.) é eficiente e representa umas das medidas mais confiáveis (VOLKWEIN et al, 2011). Na Figura 3.12, podemos ver os quadros de Ritchie (1963) utilizados para se ter um rápido dimensionamento dessas estruturas.

A base das valas deve ser preenchida com uma camada de pedregulhos (ou outro material capaz de absorver energia, isto é, com os menores coeficiente de restituição possíveis). Utiliza-se essa medida somada à telas de impacto ou cercas após as valas, a fim de evitar que blocos cheguem as estruturas protegidas (HOEK, 2006).

As valas podem ser escavadas ou criadas através do levantamento de barreiras. Alejano et al (2007) cita a eficácia do método de Ritchie (1963) e expõe as limitações dele. Por fim ele conclui que as valas que são criadas com o uso de barreiras adjacentes são menos onerosas (Figura 4.8).



Figura 4.8 – Métodos de criação de valas (Adaptado de Alejano et al (2007)).

4.3.4 BARREIRAS RÍDIGAS

Uma grande variedade de barreiras podem ser construídas tanto para aumentar a performance das valas, quanto para criar zonas de retenção de blocos no pé das encostas (ANDREW, 1992). Independente do tipo adotado de barreira, um requisito indispensável é que elas sejam flexíveis no momento dos impactos.

Alguns dos tipos comumente usados são: blocos de concreto e gabião; barreiras de solos ensacados. As Figuras 4.9 e 4.10 ilustram dois tipos diferentes de barreiras compostas por diferentes materiais. As barreiras ilustradas possuem capacidade de retenção, sendo em alguns

casos dimensionadas para resistir energias provenientes de blocos de 6250 kg movendo-se a 20 m/s (HOEK, 2006).



Figura 4.9 – Barreira rígida de 4 m de altura com capacidade de impacto de 5.000 kJ (Adaptado de Wyllie; Mah (2004)).



Figura 4.10 - Barreira rígida de 3,5 m de altura com capacidade de 950 kJ (Adaptado de Wyllie; Mah (2004)).

4.3.5 FIXAÇÃO DE TELAS

Telas metálicas fixadas a encosta podem ser um método efetivo de combate a queda de blocos em áreas com histórico recorrente. Essas estruturas visam confinar o bloco entre a tela e o talude, evitando com que ele efetue saltos e ganhe velocidades horizontais levando o bloco a atingir distâncias elevadas do pé do talude (HOEK, 2006).

Essas telas usadas em conjunto com valas de retenção podem apresentar resultados interessantes, uma vez que sua instalação aumenta a eficácia da captura. Devido esse fator, essas telas são ancoradas a encosta ao longo de toda sua extensão, algumas vezes sendo necessário seu reforço com cabos de aço, entretanto possuem a extremidade inferior livre, para assim, permitir a liberação do bloco para a vala e não acumular sobrepeso que pode levar a ruptura da tela (WYLLIE; MAH, 2004). A Figura 4.11 corresponde a um dos sistemas de estabilização de encostas fornecidos pela Geobrugg Inc.



Figura 4.11 – Sistema composto por telas e chumbadores (Geobrugg Inc.)

4.3.6 FLORESTAS NATURAIS

Para se prevenir de maneira eficientemente acidentes ocasionados por blocos de rocha em áreas abaixo de encostas encobertas por florestas, silvicultura (identificação, caracterização e prescrição da utilização das madeiras), eco-engenharia (utilização ou aprimoramento de processos biológicos juntamente com projetos de engenharia), engenharia civil e técnicas mistas podem ser utilizadas. Para se fazer isso de maneira economicamente eficiente é necessário se conhecer os seguintes aspectos: onde os eventos tendem a ocorrer e quais magnitudes são mais prováveis; o quanto as florestas ajudam a reduzir os alcances do bloco após o pé das montanhas, as alturas dos blocos e as energias ao longo da encosta; como a função protetiva das floresta podem ser melhoradas (DORREN et al, 2007).

Como citado nos capítulos anteriores, o efeito da presença de árvores tende a ser negativo nas áreas onde se dá o destacamento de blocos de rocha, devido o alavancamento de blocos de rocha. A presença de raízes também acelera o processo de intemperismo químico do leito rochoso (DORREN et al, 2007).

Os efeitos positivos das florestas podem ser evidenciados ao longo das trajetórias (leia-se nas áreas onde não tendem a ocorrer destacamentos de blocos de rocha, ou zonas de trânsito), reduzindo as velocidades e as alturas dos saltos, porque as encostas geralmente são menos íngremes e as florestas mais densas nessas zonas (DORREN et al, 2007).

Há uma ideia de que blocos com volumes máximos de até 2 m^3 podem ser paradas por uma única árvore, entretanto existem muitos exemplos de casos onde blocos de até 10 m^3 foram parados por árvores, mas a probabilidade de as árvores ficarem completamente destruídas é maior (DORREN et al, 2007).

5 TELAS DE IMPACTO

A necessidade de proteção contra blocos de rocha tem levado ao desenvolvimento e aperfeiçoamento de diferentes soluções técnicas capazes de evitar a ruptura de blocos de rocha, ou de interceptar ou desviar os blocos em queda. Dentre os diferentes tipos de soluções utilizados para interceptar ou frear um bloco, um dos mais utilizados são as telas de impacto (PEILA; RONCO, 2009).

Sua utilização requer análises criteriosas das encostas sob risco, uma vez que os equipamentos utilizados possuem especificações bem particulares (e pouco abrangentes, isto é, possuem resistência bem definidas), sendo fabricados sob regulamentações rígidas e criteriosas, promovedoras de uma padronização dos aspectos técnicos necessários ao dimensionamento de um sistema de convivência passivo. A criação de soluções personalizadas demanda grandes esforções técnicos e matemáticos, inviabilizando a adoção de medidas específicas, salvo casos atípicos ou inéditos. Para se contornar esse problema pode-se utilizar soluções combinadas envolvendo estruturas de convivência distintas.

Embora todos os tipos de telas de impacto (conhecidas também como barreiras flexíveis) sejam visualmente semelhantes, por utilizarem os mesmos elementos (redes de anéis, cabos, postes, elementos de frenagem, etc.), as barreiras contra os diferentes tipos de acidentes geotécnicos (queda de rochas, fluxo de detritos ou escorregamentos superficiais) estão sujeitas a diferentes condições de carregamento, logo possuem diferentes metodologias de dimensionamento, resultando obviamente em diferentes configurações estruturais dos sistemas (GOBBI, 2012).

Na Figura 5.1 ilustra-se um sistema de telas de impacto, com seus principais elementos representados. As dimensões apresentadas decorrem das especificações do fabricante desse kit em específico (Geobrugg Inc.). A Fig. 5.1 foi adaptada de WYLLIE; MAH (2004). Importante destacar que a representação da fundação corresponde a uma sistema genérico, suprimindo informações importantes, como tamanhos dos chumbadores e tipo de material a que está fixada. Esse assunto será abordado adiante.

A Figura 5.2 mostra um sistema instalado no Rio de Janeiro em 2012, utilizando um sistema da Geobrugg Inc.



Figura 5.1 - Tela de Impacto da Geobrugg Inc. (TRB, 1996) (Adaptada de Wyllie; Mah, 2004).



Figura 5.2 – Sistema de Telas de Impacto (Geobrugg Inc) instalado no Rio de Janeiro em 2012 (Retirado de http://geobrugg.com).
5.1 HISTÓRICO

O uso de telas feitas de cabos metálicos, se deu pela primeira vez para proteção contra avalanches na Suíça. O sistema era composto de redes triangulares de cabos metálicos, montados entre postes de madeira, sendo posteriormente montados entre postes metálicos. A primeira utilização data de 1951 em Schafberg – Suiça, no vale Engandine (SPANG, 2001).

A observação da resposta das estruturas de proteção a avalanches, quando expostas a blocos de rocha durantes o período de derretimento da neve, levou ao estudo dessas estruturas para esse propósito (interceptar blocos de rocha), sendo que em 1958, em Brusio – Suiça, foi construída a primeira barreira dinâmica com essa finalidade. Em 1959, construiu-se a segunda barreira dinâmica, também com essa finalidade, próximo a Ardez – Suiça. Ambas as barreiras foram construídas sobre muros de contenção (GOBBI, 2012).

Nesse período inicial já haviam métodos de dimensionamento para avalanches de neve, entretanto não haviam métodos específicos para queda de blocos de rocha, consequentemente, as energias envolvidas nesses eventos e as capacidades de resistência destes sistemas eram desconhecidas. Em 1962, o primeiro conjunto sistemático de testes foi realizado, onde blocos de 52 kg em queda livre de 45 m foram aparados sem danos expressivos, entretanto esse tipo de evento envolvia baixos níveis de energia (SPANG, 2001). Após esse e outros testes, concluiu-se que o aumento desejado na capacidade de retenção passaria pelo aumento do deslocamento máximo concedido pela estrutura. O alongamento de 2,5% e 3,0% do aço não era suficiente para que se fossem obtidos estes incrementos nos deslocamentos, dando início então ao desenvolvimento dos elementos de frenagem. Atualmente, em campos de teste, já se consegue reter blocos de 20 t em queda livre de 43 m a 103 km/h, o que representa energias de 8.000 kJ (GOBBI, 2012).

Devido a complexidade, dinâmica e dificuldade de se determinar o processo de desaceleração dos blocos, um processo padrão de testes de protótipos foi instituído. Esse processo permitiu também o desenvolvimento de guias de padronização definindo os mínimos padrões de eficácia dos sistemas. O guia a ser desenvolvido foi o guia suíço, que padronizou os testes que permitiram uma evolução posterior dos sistemas com relação às máximas energias de retenção, às solicitações nos cabos, à distância de parada, às alturas residuais, à performance a pequenos e médios eventos e, por fim, os processos de manutenção (VOLKWEIN et al, 2011).

Em 2008 foi publicado pela EOTA (European Organization for Techinical Approvals, Organização Europeia para Aprovações Técnicas, em tradução livre) a ETAG 027 (European

Technical Approval Guideline, Guia Europeu para Aprovação Técnica, em tradução livre) (EOTA, 2008). Esse guia foi utilizado para pautar escolhas de projeto desse trabalho, principalmente no que concerne aos níveis de energia, nomenclaturas e fatores importantes a serem analisados no decorrer do dimensionamento e escolha das telas.

Na Tabela 5.1 abaixo listou-se os mais importantes testes realizados (por empresas, pesquisadores ou ambos) a fim de modernizar seus produtos (SPANG; SÖNSER, 1995).

Autor	Ano	Local	Tipo do teste	Energia Máx. kJ	Notas
RITCHIE		Estado de	Testes com blocos em queda em		Testes realizados
		Washington,	encostas artificiais; rochas		principalmente em basalto
	1963	EUA	únicas	?	duro para avaliar trajetórias,
					principalmente rolamento e
					saltos.
BROILI		Lecco, Itália	Grandes blocos (300 – 500m ³)	< 50.000	Testes com calcários
	1974,		liberados por explosão	≤ 50.000	dolomíticos em encostas
	1977			/ rocha	formada por detritos, com
				unica	queda livre inicial de 210m
HEIERLI		Brugg, Suíça	Blocos em queda livre soltados		Testes para examinar telas
	1977		por guindaste em estruturas	≤ 250	de cabos metálicos; sem
			metálicas		velocidade angular
BARRET et al		Rifle, EUA	Testes de pequena escala em		Para examinar sistemas
	1080		encostas naturais de	≤450	atenuadores com
	1909		detritos/solos, blocos únicos		pneus/cercas de madeira
					suspensas
SMITH et al		Big Sur,	Testes em pequena escala em	≤ 800	Para examinar cercas de
	1990	EUA	encostas artificiais de solos		cabos, principalmente para
			duros despejados		saltos e rolamento
GERBER	1001	Beckenried,	Testes em pequena escala em		Para examinar telas
	1991, 1994	Suíça	encosta artificial, rochas únicas;	≤1.200	metálicas, maioria sem
			blocos levantados por guindaste		velocidade angular
SPANG		Egerkingen,	Testes em pequena escala em		Para examinar barreiras
	1992	Suíça	encostas artificiais; rochas	≤240	rígidas, testes em superfície
			únicas		rochosa calcária
DUFFY		Oberbruchsit	Testes em pequena escala em		Para examinar telas
	1992	tten, Suíça	encosta artificial, rochas únicas	≤1.200	metálicas, principalmente
					rolamento e saltos.

Tabela 5.1 – Testes de estruturas de retenção de blocos de rocha (SPANG & SÖNSER, 1995)

5.1.1 ETAG 027 – KITS DE PROTEÇÃO CONTRA BLOCOS DE ROCHA

No passado muitos testes eram feitos pelos fabricantes dos sistemas de telas de impacto e pelas universidades, buscando definir as máximas energias que seriam seguramente absorvidas por esses sistemas, contudo, esses testes eram desenvolvidos utilizando padrões e procedimentos diferentes, levando a resultados difíceis de serem comparados. Devido esse cenário fora instituído em 2008 pela EOTA a ETAG 027, onde os testes para se receber o selo CE (*Conformité Européene*, Conformidade Europeia, em tradução livre) foram definidos (PEILA; RONCO, 2009). O ETAG 027 vigente data de 2013.

5.2 COMPONENTES E FUNCIONAMENTO DE TELAS DE IMPACTO

Atualmente, após várias décadas de desenvolvimento a aperfeiçoamento, um sistema típico de tela de impacto consiste em uma rede metálica atada longitudinalmente à estruturas portantes (VOLKWEIN et al, 2011).

Para que o funcionamento das telas de impacto ocorram de maneira adequada e em concordância com as demandas do projeto, seus componentes devem trabalhar de forma harmônica de modo a reter as energias de impacto de quedas de blocos, transmitindo as solicitações para as fundações. Essas estruturas consistem em uma sequência de módulos funcionais compostos por estruturas de interceptação; estruturas de suporte; componentes de conexão e fundações (PEILA; RONCO, 2009).

O desenvolvimento individual de cada um dos componentes permitiu atingir-se sistemas cada vez mais confiáveis e resistentes. De maneira análoga a esses avanços, aconteceu o avanço do sistema como um todo. Isso pode ser notado com a adoção de braceletes e conexões substituíveis projetadas para resistirem energias próximas as máximas suportadas pelos kits, assim, espera-se a ruptura desses elementos, evitando danos maiores as estruturas de suporte, consequentemente, as fundações (TURNER et al, 2009).

Essa nomenclatura (estruturas de suporte; estruturas de sustentação; componentes de conexão e fundações) é adota pela ETAG 027, entretanto esse guia não abrange as fundações em seu escopo, logo, os parâmetros para aprovação delas estão contidos no Eurocode 2 (PEILA; RONCO, 2009). Cabe mencionar que os elementos caso comercializados separadamente não são abrangidos por esse guia. Outros itens que também não são cobertos pela ETAG 027 são:

- Telas projetadas para prevenir o início de avalanches;
- Telas chumbadas as encostas com a função de prevenir o destacamento de rochas e pedregulhos;

Abaixo (item 5.2.1) seguem as descrições dos componentes segundo o guia europeu 027.

5.2.1 ESTRUTURAS DE INTERCEPTAÇÃO

Rede principal: composta por cabos metálicos, fios e/ou barras de diferentes tipos ou materiais (por exemplo: redes de cabos unidos por braçadeiras, redes submarinas e redes de anéis. Nesse último caso os anéis que formam a rede são conectados entre si).

Camadas adicionais: usualmente composta por redes mais finas que as da rede principal, feitas com cabos e/ou fios ou outros materiais.

A função das estruturas de interceptação (Figura 5.3) é resistir aos impactos causados pelas massas, deformando elasticamente e/ou plasticamente e transmitindo as tensões para as componentes de conexão, estruturas de suporte e para as fundações.

Essas redes (malhas) com aberturas entre 5 cm e 35 cm são feitas de malhas de correntes, redes formadas por cabos ou anéis metálicos, sendo esse concatenado como uma luva metálica, tendo origem nas proteções contra torpedos usado na frentes dos portos e navios durante a Segunda Guerra Mundial (VOLKWEIN et al, 2011).



Figura 5.3 – Estrutura de interceptação em destaque (Rede principal e camadas adicionais)

5.2.2 ESTRUTURAS DE SUPORTE

Postes feitos de diferentes materiais, geometrias e dimensões (por exemplo: tubos, elementos estruturais metálicos) tendo uma articulação na base (Figura 5.4).

A função das estruturas de suporte é manter erguidas as estruturas de interceptação. Elas podem ser conectadas diretamente as estruturas de interceptação ou através de componentes de conexão.

Os postes para sistemas dessa natureza são barras com formato "I", "H" ou duplo "T", com o maior eixo orientado perpendicularmente com o plano da tela. O cabo presente na parte superior do poste é amarrado a um suporte na face apontando encosta abaixo, permitindo que esses cabos se submetidos a determinada energia (próxima a máxima resistida pelo sistema), se liberem do poste afim de evitar a transmissão de deflexões acima das capacidades de rotação do poste. Já a base do poste é fixada a placas soldadas no bloco de fundação por um único parafuso metálico. A observação de sistemas montados e da indicação de alguns fabricantes indicam que um dos tipos mais recorrente para essa conexão é feito com um único parafuso ASTM A325 de ³/₄" de diâmetro na alma do perfil, com placas soldados em ambos os lados dela. O uso de um único parafuso na base dos postes, sem que momentos significativos sejam transmitidos para as fundações.(TURNER et al, 2009).





Figura 5.4 – Estrutura de Suporte (Poste) em destaque.

5.2.3 COMPONENTES DE CONEXÃO

Conexões feitas com cordas, cabos de aço, fios e/ou barras de diferentes tipos e materiais, junções, dobradiças, dispositivos de dissipação de energia (elementos capazes de dissipar energia e/ou permitir uma deformação controlada quando submetido a tensão).

Esses elementos devem transmitir as tensões para a fundação durante o impacto e/ou manter a estrutura de interceptação na posição adequada.

5.2.3.1 DISPOSITIVOS DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA

Para maiores energias de impacto a maioria dos sistemas tem elementos de absorção adicionais conectados aos componentes de conexão. Tais elementos deformam plasticamente com grandes elongações (até 2 m), aumentando a flexibilidade do sistema (VOLKWEIN et al, 2011).

Esses elementos, representados na Figura 5.5 como anéis de freio, e na Figura 5.6, consistem em dispositivos do tipo gatilho, sendo mobilizados apenas quando as energias impostas à estrutura se aproximam da energia máxima do sistema. Quando isso ocorre há o acionamento desses elementos, proporcionando um aumento dos deslocamentos e a dissipação de parte da energia, preservando cabos e ancoragens. Havendo a mobilização destes anéis de freio, os mesmos são facilmente substituídos e o sistema pode até retornar a sua capacidade nominal (GOBBI, 2012).

Esses elementos são conectados a parte superior do poste por braceletes fixados na alma dos perfis metálicos (TURNER et al, 2009).



Figura 5.5 – Dissipadores de Energia (Anéis de freio) em destaque.



Figura 5.6 – Dissipadores de Energia diversos (VOLKWEIN et al, 2011).

5.2.4 FUNDAÇÕES

Não fazem parte do escopo da ETAG 027, entretanto sua função é resumida como transmitir as forças impostas pelo bloco para o solo. Detalhes a respeito do estado-da-arte no que concerne ao dimensionamento e compreensão desse elemento fora tratado por Turner et al (2009) (VOLKWEIN et al, 2011).

Observações e instrumentação de telas de impacto com células de carga e medidores de tensão sob condições controladas, tem fornecido subsídios a engenheiros e geólogos para que se estude os efeitos dinâmicos nas estruturas flexíveis do sistema (estruturas de interceptação, estruturas de suporte e componentes de conexão) e, consequentemente, se calcule as energias limite para cada tipo deles. Contudo, mesmo com todo o esforço investido para se determinar caminhos de dissipação de energia e solicitações transferidas para os elementos componentes do sistema, as fundações dos postes e cabos, são recorrentemente, designadas a engenheiros alheios a equipe responsável pelo dimensionamento das soluções mitigadoras, sendo estes, muitas vezes, não familiarizados com os sistemas em si (TURNER et al, 2009).

Os fatores críticos para dimensionamento de uma fundação segundo TURNER et al (2009) para telas de impacto eficientes e economicamente viáveis são:

- condições do solo ou da rocha;
- compreensão dos carregamentos a que os postes estarão submetidos.

Restrições orçamentárias geralmente eliminam a possibilidade de uma investigação mais aprofundada acerca das condições a que estarão submetidas essas fundações, entretanto, deve ser feito, no mínimo, uma análise de reconhecimento de campo verificando a geologia, atrás de informações genéricas, nas áreas adjacentes ao local que possivelmente se instalarão os postes. Como esses sistemas usualmente são instalados em zonas de constante atividade geológica (com histórico recorrente de queda de blocos de rocha), camadas de colúvio são comumente encontradas nos materiais da fundação (TURNER et al, 2009).

5.2.4.1 FUNDAÇÕES EM SOLO

O tipo mais comum de fundações em solo, segundo Turner et al (2009) é um bloco cúbico de concreto de aproximadamente 75 cm x 75 cm x 75 cm lançado dentro de vala (Figura 5.7 e 5.8), escavado com ferramentas manuais ou com retroescavadeira, no solo original com estrutura pouco destruída. Os solos frequentemente encontrados nos locais de instalação são colúvios drenados. Analogamente a fundações tipicamente executadas em solos, a área escava é preenchida com concreto e logo em seguida se posicionam as ancoragens, ou espera-se a cura do concreto para fixar-se os chumbadores (TURNER et al, 2009).



Figura 5.7 – Esquema de fundação de poste de sustentação em cama de solo (Adaptado de Turner et al (2009)).



Figura 5.8 – Fundação típica em solo (Imagem retirada de Turner et al (2009)).

5.2.4.2 FUNDAÇÕES EM REGIÕES COM CAMADAS FINAS DE SOLO

Quando o local de instalação da fundação é composta por uma fina camada de solo procedida de rocha, o procedimento se inicia com a escavação da camada de solo até se atingir a rocha. Após essa etapa, dois tipos de fundação podem ser executadas segundo Turner et al (2009), sendo elas:

 instalam-se diversos chumbadores na camada de rocha, com geralmente tamanhos entre 90 cm e 150 cm dentro da rocha, dependendo da resistência e da condição da rocha (nível de fraturamento, etc.), com pontas externas a rocha, com extensão suficiente para se ancorar o bloco de concreto. Com o bloco preparado, fixa-se o poste a fundação com outros chumbadores. Esse método requer maior consumo de material, e consequente, torna a obra mais onerosa, entretanto, permite uma manutenção mais rápida e barata, caso haja falha em algum dos chumbadores que sustentam os postes.

A outra técnica possível utiliza os chumbadores dos postes para chumbar o bloco a rocha, ou seja, os chumbadores devem ter dimensões grandes o suficientes para atravessar o bloco de concreto e chegar até a camada de rocha, realizando a ancoragem de todo o conjunto da fundação (Figura 5.9). Essa técnica é mais rápida e barata, mas requer uma intervenção mais evasiva caso ocorra a falha de alguns dos chumbadores.



Figura 5.9 – Fundação em região com fina camada solo procedida de rocha. Chumbadores atravessando o bloco de concreto até a rocha (Adaptado de Turner et al (2009)).

5.2.4.3 FUNDAÇÕES EM ROCHA

A fundação em rochas (com camadas desprezíveis de solo) é muito similar à condição expressa anteriormente. Chumbadores são inseridos na rocha, servindo tanto como elemento de fundação, quanto como fixador do poste. Eles são grauteados na rocha entre 90 cm e 150 cm (dependendo da resistência da rocha e aspecto morfológico da superfície). Uma pequena base de concreto é moldada a fim de nivelar a superfície (Figura 5.10 e 5.11) (TURNER et al, 2009).



Figura 5.10 – Fundação em rocha (Adaptada de Turner et al (2009)).



Figura 5.11 – Fundação típica em rocha (Imagem retirada de Turner et al (2009)).

5.2.4.4 ESTUDO CALTRANS

Durante os anos 90, a Caltrans (*California Department of Transportation*, Departamento de Transportes da Califórnia, em tradução livre) instalou cerca de 85 sistemas de telas de impacto com capacidades entre 70 kJ e 1500 kJ, totalizando cerca de 388.620 m lineares de tela e 731 postes e fundações. Antes da instalarem esses sistemas, durante o ano de 1989, eles realizaram testes juntos de duas fabricantes de kits dessa natureza – Geobrugg (Suiça) e L'Enterprise Industrielle (França) – sendo os dois kits muito similares entre si. A grande diferença entre eles se deu no tipo das fundações, sendo um deles apoiado sobre uma base de concreto chumbada à rocha, e no outro o poste fora diretamente chumbado na rocha. Ambos o sistemas apresentaram desempenho satisfatório, entretanto notou-se que nos casos onde havia

a base de concreto requereu-se menos manutenção para se recolocar os postes na posição ideal de funcionamento (TURNER et al, 2009).

Com os resultados obtidos junto as empresas fabricantes, a Caltrans optou por adotar em seus projetos postes fixados a bases de concreto chumbadas às rochas (TURNER et al, 2009).

5.2.4.5 ESTABILIDADE E RESISTÊNCIA DA BASE DA FUNDAÇÃO

Esses aspectos foram tratados por Turner et al (2009), levando em consideração os esforços transmitidos às fundações fornecidos pelos fabricantes dos kits. Em seu *paper*, ele tratou dos modos de ruptura mais prováveis, sendo estes descritos abaixo.

As bases das fundações são solicitadas pelas forças transmitidas pelos postes. Como geralmente adotam-se vínculos rotulados, os esforços sobre essas peças são majoritariamente esforços axiais verticais e horizontais. Com esses esforços sendo transmitidos, as bases podem ter sua eficiência verificada para diversos modos de ruptura, mais especificamente ruptura por resistência ou por estabilidade lateral.

Para analisar-se a resistência da base, necessita-se da resistência nominal da rocha ou do solo abaixo da base que será calculado, ou presumido. Como há uma certa inviabilidade técnica e econômica para se coletar esses dados em projetos dessa envergadura, não raramente, se utilizam valores de resistência presumidos para a área de instalação. Esses valores, geralmente, são majorados em 50% para situações de impactos de curta duração, tais como os impactos estudados. As tensões solicitantes do bloco podem ser obtidas pela simples divisão do valor nominal da força axial vertical transmitida pelo poste, pela área da base. Para os tipos de material encontrados abaixo da base, os comumente encontrados nas áreas sujeitas a queda de blocos de rocha (i.e. colúvio e rocha) possuem resistências compatíveis com as demandadas. Algumas exceções podem ser encontradas em colúvios compostos por argilas moles derivados de folhelhos (rocha sedimentar clástica muito fina (WINGE,M. Glossário Geológico Ilustrado)) ou outros materiais fracos.

A estabilidade lateral da base da fundação é derivada da resistência ao deslizamento ao longo da base e do desenvolvimento da resistência passiva ao longo da face frontal da base. Quando tem-se as propriedades de resistência do solo ou da rocha, obtidas por ensaios ou estimadas, um simples modelo pode ser aplicado para se verificar a estabilidade lateral da base durante aplicação das forças importadas dos postes. A resistência ao deslizamento se desenvolve como o atrito ao longo da interface bloco/material de apoio. A resultante de resistência passiva pode ser estimada utilizando as relações desenvolvidas por Broms para estacas carregadas lateralmente. Na Figura 5.12 demonstra-se o desenvolvimento dessa resistência

passiva em solos não-coesivos e em solos coesivos, sendo que no primeiro caso a resistência passiva se desenvolve até 3 vezes o tamanho da largura da base, sendo que a magnitude dessa força pode ser calculada utilizando o coeficiente de Rankine (k_p) para pressão lateral. Para solos coesivos tem-se que o desenvolvimento da resistência passiva é cerca de 9 vezes a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) pela largura da base.



Figura 5.12 – Relação de Broms para resistência passiva aproximada (Adaptada de TURNER et al (2009)).

5.2.5 ANCORAGEM POSTERIOR DO POSTE

A ancoragem posterior dos postes de sustentação, isto é, o uso de cabos atirantados ligados a superfície, na porção posterior do sistema, também passou por desenvolvimentos tecnológicos. Inicialmente os postes eram simplesmente ancorados encosta acima em um plano inclinado da encosta. Em 1988 alguns fabricantes trocaram essa conformação por 2 cabos saindo de cada poste, formando um "V", tornando a estrutura mais estável e capaz de neutralizar esforços paralelos ao plano da tela. Dependendo do kit escolhido, pode-se dispensar o uso de ancoragem posterior para energias inferiores a 300 kJ desde que haja um correto dimensionamento dos postes e das fundações (SPANG, 2001).

Inicialmente a transferência de forças dos cabos de ancoragem para a superfície geravam problemas devido grandes momentos transferidos para os ganchos, entretanto hoje já existem ganchos ancorados capazes de sofrer rotações de até 30° em volta de seu eixo, conforme pode-se verificar em catálogos da Geobrugg Inc.

5.3 MANUTENÇÃO E DURABILIDADE

Um importante aspecto que deve ser levado em conta ao se escolher uma solução de convivência para uma encosta com atividade geológica recorrente é a necessidade e facilidade de manutenção (em função da frequência de eventos) e os custos para manter o sistema, assim como sua vida útil (fator que depende da classe de agressividade do meio). A questão da

manutenção e dos custos associados, principalmente em áreas com alta frequência de relatos, não foram negligenciadas durante o processo de aperfeiçoamento das telas de impacto. Referência especial é feita à proteção das fundações e das conveniências trazidas pela facilidade da troca dos dispositivos dissipadores de energia. Caso os sistemas não atinjam as energias de projeto, não há necessidade de manutenção. (SPANG, 2001).

Progressos consideráveis visando a redução de manutenção foi alcançado com a filosofia de dimensionamento trazida por Duffy & Haller. Esse modelo é baseado em categorias de energia relacionadas a frequência com que ocorrem como visto na Figura 5.13.



Figura 5.13 – Dimensionamento segundo Duffy & Haller.

O grau de proteção oferecido pelo sistema, indiscutivelmente, é o fator que rege o projeto desses sistemas, mas a quantidade de manutenção que o sistema venha a requerer pode se tornar um impeditivo, em decorrência da possível inviabilidade técnico-econômica, logo, essas nuances do projeto devem ser levadas em consideração.

A função primária de um poste de sustentação é erguer (e mantê-la dessa maneira) as telas. Há a probabilidade de um bloco de rocha vir a atingi-lo, causando a inutilização dessa estrutura (postes e suas respectivas fundações), entretanto promovendo a parada do volume, o que configura o sucesso da solução adotada. Entretanto essa informação deve ser encarada com cautela, uma vez que um nível de manutenibilidade deve ser estabelecido para eventos dessa natureza (TURNER et al, 2009). Isto é, no exemplo analisado, quando verifica-se uma grande probabilidade de ocorrer a completa inutilização de componentes primordiais do sistema, que não possuem fácil reconstrução, a adoção de telas de impacto passa a ser inviável.

Turner et al (2009) cita experiências na Califórnia, onde constataram que a substituição de elementos como os postes, cabos de conexão e dissipadores de energia são menos onerosas e de menor complexidade que a substituição das fundações.

Já outro fator que deve ser levado em consideração é a vida útil do sistema (que para preservação da eficácia do produto durante sua vigência requer zelo com as rotinas de manutenção preventiva). A ETAG 027 determina que os kits devem ter vida útil mínima de 25 anos, caso o sistema não tenha sido acionado (caso tenha sido acionado, deve haver inspeção para verificar eficácia do sistema). Contudo, em regiões com ambientes mais agressivos, isto é, categorias de corrosão C3 e C4 segundo a EN ISO 9223, é de 10 anos, com as devidas medidas cautelares tomadas ao longo do tempo de utilização do produto. Segundo a EN ISO 9223:

- C3 (risco médio): atmosfera urbana ou industrial, poluição por dióxido de enxofre moderada; área costeira com baixa salinidade.
- C4 (risco alto): áreas industrias e costeiras com salinidade moderada.

5.4 PROJETO DE SISTEMAS DE TELAS DE IMPACTO

Projetar sistemas capazes de proteger áreas propensas a serem atingidas por blocos em queda é um tarefa complexa que exige que o engenheiro leve em consideração várias informações acerca da área analisada (geológicas, geotécnicas e topográficas) e das previsões de trajetória. Quando a melhor posição em referência a porcentagem interceptada, as máxima alturas de salto correspondentes e as máximas energias cinéticas foram definidas, um sistema adequado pode ser escolhido (PEILA; RONCO, 2009).

Em posse dos dados obtidos em campo e daqueles provenientes de análises computacionais (análise cinética das possíveis trajetórias obtidas por simulações de Monte Carlo, em *softwares* adequados, no caso deste trabalho, o escolhido foi o Rocfall da Rocsience Inc.) o primeiro passo a ser tomado é escolher o nível de energia no qual pretende-se utilizar a tela, sendo eles SEL e MEL.

5.4.1 ALTURAS RESIDUAIS E NÍVEIS DE ABSORÇÃO DE ENERGIA: SEL E MEL

A energia que pode ser absorvida, com segurança pelos kits durante o impacto de um bloco no sistema, é um dos pontos principais a ser verificado. A ETAG 027 define dois tipos de níveis de energia: SEL (*Service Energy Level*, Nível de Energia de Serviço, em tradução livre) e MEL (*Maximum Energy Level*, Nível de Energia Máxima, em tradução livre). SEL é definido com 1/3 de MEL e um kit deve resistir em evento SEL ao menos duas vezes. A ETAG 027 classifica os níveis de energia segundo a Tabela 5.2 (EOTA, 2013).

Classificação do Nível de Energia 2 3 4 5 7 8 0 1 6 SEL [kJ] 85 170 330 500 600 1000 1500 >1500 _ MEL [kJ] 100 250 500 1000 1500 2000 3000 4500 >4500

Tabela 5.2 – Classes de kits de proteção – ETAG 027

Altura residual é considerada a menor distância entre o cabo inferior e o cabo superior medida perpendicularmente a encosta, sem que haja a remoção do bloco aparado. Esse valor foi adotado por representar uma altura razoável que permite que um sistema que foi impactado possa receber outro impacto. Esse valor é suficiente, também, para evitar que módulos próximos ao impactado sejam afetados como consequência do impacto. A Tabela 5.3 apresenta as categorias assumidas na ETAG 027 para avaliação da altura residual em eventos MEL (PEILA; RONCO, 2009).

Tabela 5.3 - Classificação da altura residual de kits de proteção em eventos MEL (ETAG 027).

Categoria	Altura Residual
А	\geq 50% altura nominal
В	30% < altura nominal < 50%
С	\leq 30% da altura nominal

5.4.1.1 SEL: NÍVEL DE ENERGIA DE SERVIÇO

SEL é definido com a energia cinética de impacto de um bloco que atinge o sistema duas vezes e que preenche as seguintes exigências (EOTA, 2013):

- o kit deve parar o bloco durante dois impactos sem que ocorra manutenção depois do primeiro impacto;
- o bloco não deve tocar o solo até que o kit atinja sua máxima deformação durante tanto o primeiro impacto e o segundo impacto;

 após o primeiro impacto, não deve haver ruptura nos componentes de conexão e a tela deve ter suas aberturas duas vezes menores que na posição inicial. As alturas residuais do kit (a mínima distância entre o cabo mais baixo e o cabo mais alto, medida ortogonalmente a encosta, sem retirar o bloco aparado) devem ser maiores ou igual a 70% da altura do kit.

5.4.1.2 MEL: NÍVEL MÁXIMO DE ENERGIA

MEL é definido como a energia cinética de um impacto que preenche as seguintes exigências (EOTA, 2013):

- MEL > $3 \times SEL$;
- A barreira para o bloco durante o impacto;
- O bloco não toca o solo até a barreira atingir sua máxima deformação.

A diferenciação entre os níveis de energia acontece para que se tenha o nível máximo de energia que não necessite de reparos imediatos após o impacto (PEILA; RONCO, 2009). Para medir-se as deformações máximas e as solicitações nas fundações, deve-se adotar o nível máximo de energia.

5.4.2 PROCEDIMENTOS DE PROJETO

Os procedimentos a serem adotadas para se dimensionar o sistema requer o levantamento de informações acerca da área propensa a acidentes. Devido o caráter exclusivo de cada projeto, seria extremamente complexo criar uma rotina que englobasse todos os pontos necessários, entretanto, para esse trabalho avaliou-se que os procedimentos sugeridos por Peila; Ronco (2009) são suficientemente abrangentes, objetivos e seguros. A Figura 5.14 traz um fluxograma com uma rotina que se inicia analisando os fatores geológicos, geotécnicos e topográficos, até o projeto final do sistema.



Figura 5.14 – Fluxograma para projeto de estrutura de convivência com telas de impacto em áreas propensas a queda de blocos de rocha (Adaptado de Peila; Ronco(2009)).

Como nota-se no fluxograma, após toda a análise da superfície, das características cinéticas e pontos de implantação (dimensões longitudinais e transversais), parte-se para a efetiva escolha dos kits disponíveis. O primeiro passo, como citado anteriormente, é escolher em que nível de energia (classificação das telas) estará trabalhando o produto. Os cenários associados aos níveis são os seguinte:

- no caso de um projeto em local com baixa frequência de blocos em queda e com diferentes direções de queda, em outras palavras, não envolvendo os mesmos módulos que interceptarão os blocos, é possível se adotar uma abordagem MEL;
- Caso a barreira tenha que ser instalada em posições que a manutenção e difícil e é preferível não se reparar a barreira a cada bloco que a atinja, a abordagem SEL deve ser escolhida (sendo que o fato de segurança a ser adota é 3).
- Onde o mesmo módulo possa ser impacto diversas vezes, isto é, na mesma direção, a escolha do projetista deve ser: instalar duas telas de impacto com energias máximas ou então uma tela com energia de serviço.

O projetista deve verificar também:

 a energia que pode ser dissipada pela tela é maior que a energia calculada para a trajetória analisada (Equação 5.1):

$$E_{Projeto} - \frac{E_{ETAG}}{\gamma_E} \le 0 \tag{5.1}$$

sendo: γ_E o fator de segurança, sugerido 1,30 para barreiras projetadas no máximo nível de energia, e 1,00 para barreiras projetas no nível de serviço. E_{ETAG} é a energia certifica pela EOTA, no qual as fabricantes inserem seus produtos em alguma das categorias da Tab. 5.2

A altura de interceptação (h_i) da tela é maior que a de altura de projeto (h_{projeto}), que é determinada para a trajetória analisada, levando em consideração a altura do salto do bloco em relação a encosta mais um espaço livre (f) de, pelo menos, metade da altura do bloco (Equação 5.2):

$$h_i \ge h_{projeto} + f \tag{5.2}$$

A máxima deformação da barreira em direção ao pé da encosta (d_a) multiplicado por γ_E, deve ser menor que a distância de projeto entre a tela na posição original e a área a ser protegida (d_p) (Equação 5.3):

$$d_a \gamma_E \le d_p \tag{5.3}$$

isso significa que as barreiras sempre devem ser instaladas a uma distância suficientemente segura das áreas protegidas.

As considerações relacionadas ao cálculo da energia cinética, sugerida pela ETAG 027 não se aplicam ao caso que será analisado no Capítulo 6, uma vez que o *software* entrega os valores de energia cinética baseada em simulações estatísticas.

5.5 APLICAÇÕES NO BRASIL

A primeira tela de impacto instalada no Brasil se deu em 2010, na cidade de Santos, tendo 110 m de largura e 4 m de altura. Gobbi (2012) estima que se tenha cerca de 50 linhas de barreiras instaladas pelo país, totalizando cerca de 5 km de extensão.

Recentemente um dos maiores projetos de instalação de telas de impacto em nível mundial se deu no Rio de Janeiro, na BR 116, km 90, nos trechos que ligam os municípios de Rio de Janeiro a Teresópolis. Foram implantadas barreiras flexíveis capazes de conter blocos de até 10 t podendo se desprender a um desnível de aproximadamente 500 m (EHRLICH et al, 2012).

Nesse projeto foram instaladas diversas barreiras ao longo da encosta. Na figura 5.15 pode-se ter uma visão aérea da obra.



Figura 5.15 – Barreiras na BR 116, km 90, Rio de Janeiro (EHRLICH et al, 2012).

6 ESTUDO DE CASO

6.1 OBJETIVOS DO ESTUDO

Uma vez identificada uma região suscetível a acidentes decorrentes de fenômenos geológicos ou da atuação antrópica, deve-se adotar os métodos citados nos capítulos anteriores a fim de se avaliar a viabilidade técnica e econômica da adoção de estruturas de proteção passiva ou ativa. Verificada a necessidade de se criar ambientes mais seguros, preservando construções e vidas humanas, dá-se início à rotina de estudos e a coleta de informações capazes de fornecer indicativos acerca das configurações geomorfológicas, histórico de eventos, áreas de provável ruptura e finalmente as características cinéticas associadas.

O objetivo central deste trabalho é o dimensionamento de um sistema de proteção passivo, usando telas de impacto como elemento principal. Para realização desse estudo fora selecionado um caso real em que a coleta de informações feita foi suficiente, sendo obtida por fontes confiáveis (*Utah Geological Survey*, Inspeção Geológica de Utah, em tradução livre), fornecendo os subsídios necessário para uma análise quantitativa e qualitativa do movimento do bloco, provendo por fim os dados necessários para o dimensionamento dos sistema de proteção baseado em produtos e kits disponíveis no mercado.

A sistemática de análise adotada seguiu o fluxograma (Figura 5.14) apresentado por Peila; Ronco (2009), sendo que as alterações e desvios daquilo indicado foram devidamente alertados e justificados. Os parâmetros utilizados foram baseados nas Tabela 3.4 e na Tabela 3.5 em concordância com o perfil geológico da região mapeado por Hintze (1968). O levantamento topográfico fora feito com dados provenientes da NASA SRTM e tratados com o auxílio dos *softwares* ArcMap, Autodesk Civil 3D e Autodesk AutoCAD. Em posse das coordenadas e características geológicas do perfil da encosta, como coeficientes de restituição e coeficientes de atrito no rolamento, utilizou-se o *software* Rocfall para se determinar, com uso de simulações de Monte Carlo, 10.000 trajetórias possíveis, assim como as características cinéticas associadas necessárias (energia cinética total, ponto de parada, velocidade translacional e altura dos saltos) ao correto dimensionamento das estruturas de convivência.

6.2 SÍTIO SELECIONADO PARA O ESTUDO

O local selecionado para analise é a Montanha Y, situada nos Estados Unidos da América, no estado de Utah, na cidade de Provo (Figura 6.1). Essa montanha é local de frequentes eventos

de queda de blocos, tendo registrados alguns eventos e os danos associados. A escolha desse sítio se deu pela qualidade técnica e nível de detalhamento do relatório disponibilizado publicamente pelo *Utah Geological Survey*, onde se dissecou um evento de queda de blocos de rocha, causador de danos patrimoniais no dia 11 de Abril de 2009. O relatório expedido por eles apresenta dados referentes aos danos decorrentes do acidente; aspectos fisiográficos e geológicos da Montanha Y; locais de ruptura, trajetos e locais de deposição dos blocos; causas prováveis e análise de riscos futuros (GIRAUD et al, 2009). Em posse dessas informações somadas as informações obtidas através dos recursos computacionais citados, do perfil geológico de Hintze (1978) (Figura 6.2) e dos valores de coeficiente de restituição e de atrito no rolamento apresentados na Tabela 3.5 e na Tabela 3.4 respectivamente, pode-se processar as 10.000 simulações, obtendo um resultado com confiabilidade satisfatória.



Figura 6.1 – Estado de Utah, EUA (Imagem retirada do Google Maps)

A perfil geológico apresentado por Hintze (1978) indica os materiais superficiais que compõe a Montanha Y e as montanhas adjacentes. À direita do mapa é apresentada a legenda contendo o material e a origem dele, com informações genéricas acerca dos dados geológicos. Em consequência disso, e devido a ausência de uma retro análise específica para essa montanha, teve de se recorrer as tabelas de coeficiente de restituição e atrito no rolamento, buscando a situação mais semelhante daquela avaliada.



Figura 6.2 – Perfil Geológico da Montanha Y (HINTZE, 1978)

6.3 DESCRIÇÃO DO EVENTO

Em 11 de Abril de 2009, por volta 11:30, blocos de rocha se desprenderam de uma região de penhasco na porção superior da Montanha Y, situada na face oeste, notadamente íngreme, da Cordilheira Wasatch, nos arredores da cidade de Provo. Os detritos de rocha transladaram ao longo da face oeste encosta abaixo, rolando e saltando, seguindo trajetórias distintas, sendo que um bloco atingiu diretamente uma casa que estava desocupada, enquanto outro bloco danificou uma cerca e uma brinquedoteca. A casa que estava desocupada (não havia residentes ou inquilinos à época) se encontra apenas um lote ao norte de uma casa que fora afetada em 12 de Maio de 2005 por evento semelhante de queda de bloco de rocha proveniente da Montanha Y (GIRAUD et al, 2009).

Estimou-se que o bloco de rocha que atingiu a casa desocupada possuía aproximadamente as dimensões de 1,20 m x 1,20 m x 1,50 m, e pesava cerca de 6 toneladas (Figuras 6.3, 6.4, 6.5 e 6.6). As dimensões desse bloco são similares a outros blocos de rocha paralelepipédicos encontrados em depósitos de detritos ao sul do acidente.



Figura 6.3 – Dano externo causado pelo bloco de rocha na casa desocupada (GIRAUD et al, 2009)



Figura 6.4 – Dano interno causado pelo bloco de rocha na casa desocupada (GIRAUD et al, 2009)



Figura 6.5 – Furo no assoalho, que deu acesso a garagem, causado pelo bloco de rocha (GIRAUD et al, 2009)



Figura 6.6 – Bloco de rocha na garagem – local de parada (GIRAUD et al, 2009)

O bloco que atingiu a brinquedoteca primeiramente saltou em uma cerca, forçando-a sob a edificação. Estima-se que esse bloco media aproximadamente 0,60 m x 1,20 m x 0,90 m e cerca de 1,8 t (Figura 6.7) (GIRAUD et al, 2009).



Figura 6.7 – Bloco de rocha que atingiu a cerca e brinquedoteca (GIRAUD et al, 2009)

Analisando a encosta, encontrou-se um bloco de rocha maior que os dois citados anteriormente, a aproximadamente 200 m de distância (na encosta) das casas danificadas. E as trajetórias analisadas sugerem que a rocha que danificou a brinquedoteca teve origem do bloco de rocha que atingiu a casa desocupada, cerca de 122 m de distância das estruturas afetadas. Caso essa rocha permanecesse intacta, provavelmente os danos a estrutura que por ventura viesse a ser afetada, seriam consideravelmente maiores, e certamente o bloco de rocha desenvolveria maiores acelerações, atingindo distância maiores após o pé da montanha. Cabe destacar que desde o local da ruptura, até os pontos de parada (edificações danificadas), os blocos percorram cerca de 762 m verticalmente e 1524 m ao longo da encosta (GIRAUD et al, 2009).

6.4 ASPECTOS FISIOGRÁFICOS E GEOLÓGICOS DA MONTANHA Y

A Montanha Y (Figura 6.8) se encontra na Cordilheira Wasatch, possuindo encosta inclinada com face apontada para oeste, acima da cidade de Provo. A parte de penhascos na porção superior da montanha é dividida em três formações geológicas diferentes, sendo elas: Calcário Gardison, Calcário Deseret e Formação de Humbug. O Calcário Gardison é formado por camadas desde finas até grossas de calcário maçico, com porções abundantes de chert. Já a região Deseret é formada por calcário intercalado com dolomita em camadas finas com faixas de coloração claras até cinza escuras. Por fim, a Formação de Humbug é composta por camadas que vão de finas até bem espessas de calcário intercalado com arenitos. Essas formações no leito rochoso formam uma série de "colunas" contínuas e descontínuas próximas ao cume da montanha (GIRAUD et al, 2009).

As porções inferiores apresentam grandes inclinações e se estendem encosta abaixo formando uma pequena bacia de drenagem. Logo após os penhascos, tem-se taludes até o pé da montanha, compostos por colúvio firme. A encosta apresenta vegetação ao longo de sua extensão composta por gramas e arbustos de carvalho. Ao final da bacia de drenagem verifica-se um pequeno cone aluvial (GIRAUD et al, 2009).



Figura 6.7 – Montanha Y ao centro (Imagem retirada do Google Earth).

6.5 LOCAIS DE RUPTURA, TRAJETÓRIAS E PONTOS DE PARADA (DEPÓSITOS)

O evento teve início na região do Calcário Deseret, a aproximadamente 2350 m de altitude em relação ao nível do mar. Os penhascos de formação calcária são grandes volumes cortados por uma malha de descontinuidades decorrentes de juntas, fraturas e planos de acamamento (Figura 6.8) (GIRAUD et al, 2009).



Figura 6.8 – Face oeste da Montanha Y – Região de penhascos suscetíveis a movimentos de massa (GIRAUD et al, 2009)

Intemperismo ao longo dessas descontinuidades é responsável pelo enfraquecimento do maciço rochoso, promovendo oportunidades para o início do movimento de massa através de mecanismos gatilho como: congelamento de água nas descontinuidades; raízes da vegetação presente alavancando os blocos; aumento das poropressões decorrentes de precipitações nas proximidades; ciclos de gelo e degelo ou mesmo abalos sísmicos. A orientação e espaçamento das descontinuidades determinam a estabilidade global e provavelmente determinarão também o tamanho dos blocos em queda (GIRAUD et al, 2009).

Os planos de acamamento do calcário vão de horizontais até levemente inclinados, e as juntas ortogonais são quase verticais, bem espaçadas entre si e perpendiculares aos planos de acamamento. A orientação, espaçamento e intercessões entre as descontinuidades levam a formação de grandes blocos, muito semelhantes entre si, com formatos cúbicos e paralelepipédicos (retangulares). O destacamento do bloco se deu em uma região de penhascos em área erodida, suscetível a intemperismo das camadas finas de rocha que se posicionam abaixo de camadas mais grossas (GIRAUD et al, 2009).

Os penhascos na porção superior da Montanha Y apresentam grandes extensões e formam colunas que são locais evidentes de ruptura de blocos. Esse grande número de colunas formadas ao longo desses penhascos indicam uma extensa área exposta a diversos tipos de eventos gatilho, que podem vir a desencadear movimentos de massa, e consequentemente, notabilizou tal área como fonte pré-histórica e histórica de queda de blocos (GIRAUD et al, 2009).

Analisando o evento de 11 de Abril de 2009, notou-se diversos caminhos percorridos por rocha aparentemente em datas próximas a essa ao longo da Montanha Y. Evidenciou-se que os blocos após desprenderem-se dos penhascos, se movimentavam em queda livre e posteriormente se chocavam contra a face íngreme do talude logo abaixo, atingindo e danificando a estrutura presente do talude, com danos no solo e na vegetação (Figura 6.9). Os detritos então são guiados por ravinas e talvegues ao longo da encosta, onde assumem movimentos de rolamento e saltos, criando diversos caminhos (Figura 6.10) (tais caminhos podem ser mapeados pelos danos a estrutura da encosta causados pelos movimentos de salto, pelas crateras exposta e por danos na vegetação). Depósitos recentes de rochas foram identificados ao longo da encosta e também nas depressões aparente (ravinas, talvegues, bacias de drenagem, etc) (GIRAUD et al, 2009).

Após a queda livre vertical e a colisão com a face do talude (com aproximadamente 37°), provavelmente os blocos adquiriram grandes velocidades iniciais. A diminuição gradativa na

inclinação, para cerca de 27° a 35°, manteve a aceleração dos blocos, permitindo o desenvolvimento de grandes distâncias após o final da encosta (GIRAUD et al, 2009).



Figura 6.9 – Superfície de ruptura (círculo vermelho) tirada 9 dias após o acidente de 11 de Abril de 2009. Ponto de colisão do bloco de rocha no talude após queda livre (círculo amarelo) (GIRAUD et al, 2009)



Figura 6.10 – Trajetórias assumidas por blocos de rocha após ruptura (indicados pelas setas amarelas). Cidade de Provo na parte superior da figura, indicando os acidentes registrados em 2005 e 2009, pelas setas azul e vermelha, respectivamente (GIRAUD et al, 2009).

O cone aluvial formado no final da encosta, ao sul dos locais onde ocorrem os acidentes em 2005 e 2009, é uma região caracterizada por conter grande número de pedregulhos e blocos de rocha. Alguns dos fragmentos de rocha encontrados podem ter origem a partir de fluxo de detritos, entretanto Giraud et al (2009) acredita que a maior parte deles tenha origem de blocos de rocha que se desprenderam da encosta, por que eles se distribuem de maneira

aleatória ao longo do cone, diferentemente de depósitos de fluxo de detritos, onde os pedregulhos estariam enterrados ou concentrados ao longo de morros e lombadas. Muitos dos blocos grandes são equidimensionais a retangulares e refletem a orientação e o espaçamento dos planos de acamamento e das juntas ao longos do penhascos nas proximidades do cume da Montanha Y.

Pode-se concluir que a combinação entre tamanho dos blocos, penhascos, inclinações elevadas ao longo da encosta formada por material firme e ausência de vegetação densa suficiente para frear os blocos, permitiu o desenvolvimento de uma grande aceleração dos blocos, podendo resultar em longas distâncias percorridas mesmo após o pé da montanha. A presença de grandes blocos de rocha ao longo da encosta e do cone aluvial, denotam que as casas atingidas (assim como as outras edificações nas áreas próximas a encosta) estão em áreas de risco constante (GIRAUD et al, 2009).

6.6 CAUSAS PROVÁVEIS

O início do movimento de queda do bloco algumas vezes pode ser atribuído a uma causa ou mecanismo específico, entretanto algumas vezes a movimentação dos volumes se dá por motivos variados que ocorreram simultaneamente, ou foram se sobrepondo ao longo do tempo.

Quedas de bloco de rocha são geralmente resultado da soma dos efeitos do intemperismo e de outros processos geológicos, mas podem ter como gatilho atividades sísmicas de magnitudes suficientemente grandes ou eventos meteorológicos (extremos ou não) por exemplo. Nesse caso particular, a queda do bloco de rocha ocorreu cerca de 47 horas depois de uma tempestade registrada a cerca de 5 km a sudeste da Montanha Y. A tempestade foi seguida de temperaturas abaixo de 0 e a temperatura do ar ainda se encontrava abaixo de 0 no momento da ruptura.

Um evento gatilho não é aparente, mas o evento que se deu em 11 de Abril de 2009 pode ser relacionado ao derretimento de neve que se deu após a tempestade dos dias 7 e 8 de Abril e a consequente infiltração da água pode ter elevado as poropressões e consequentemente o risco de ruptura. A configuração geomorfológica dos penhascos próximos ao ápice da montanha conferem um caráter permanente de risco considerável de ruptura.

Em suma, diversas áreas estão sujeitas a rupturas futuras, e os eventos gatilhos prováveis do caso estudado irão dar origem a novos movimentos de massa (GIRAUD et al, 2009).

6.7 POTENCIAL DE EVENTOS FUTUROS

A presença de grandes blocos ao longo da encosta e do cone aluvial mostram claramente que as casas atingidas em 2005 e 2009 estão dentro de uma área sujeita a esses eventos. O momento em que os eventos se darão não podem ser previstos, mas verificou-se que eles são mais comuns subsequentemente a tempestades e terremos, e também durante os períodos de gelo-degelo comuns durante a primavera e o outono no hemisfério norte. Contudo, rupturas são possíveis em qualquer época do ano e geralmente acontecem sem alertas expressivos.

6.8 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE CONVIVÊNCIA

O dimensionamento das estruturas de proteção serão feitos de acordo com o fluxograma apresentado por Peila; Ronco (2009) (Figura 5.14). Primeiramente deve-se ressaltar que, como verificado nos itens anteriores, o local analisado apresenta indícios suficientes que o caracterizam como região sujeita a eventos recorrentes, com eventos gatilhos diversos e com probabilidades reais de ocorrerem em qualquer época do ano (item 6.7).

O primeiro passo a ser tomado após a constatação da necessidade de uma intervenção no local é fazer o levantamento topográfico, para então, somar essas informações as informações fornecidas no relatório da *Utah Geological Survey* e por Hintze (1978).

6.8.1 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

O levantamento topográfico fora feito com dados obtidos no sistema NASA SRTM (Figura 6.11). A trajetória assumida pelo bloco foi traçada considerando as característica topográficas da encosta, desde o ponto de ruptura (aproximadamente 2350 m de altura em relação ao nível do mar (GIRAUD et al, 2009)) até o ponto de parada, na casa atingida pelo bloco de 6 toneladas (aproximadamente as 1575 m de altura em relação ao nível do mar). A trajetória de descida foi locada em uma região de depressão, aparentemente um talvegue. Na Figura 6.12 podemos ver a trajetória escolhida para compatibilização com os mapas geológicos de Hintze (1978) e para simulações posteriores no programa RocFall.



Curvas de Nível - NASA SRTM

Figura 6.11 – Planta topográfica da Montanha Y obtida com dados do sistema NASA SRTM (MIHSEN, 2016).



Figura 6.12 – Trajetória escolhida para análise (linha vermelha) em região com topografia favorável (região verde) (MIHSEN, 2016).

Após a determinação da trajetória provável em decorrência das características topográficas e os pontos de ruptura e de parada, foram compatibilizados o perfil altimétrico e o perfil geológico apresentado por Hintze (1978) (Figura 6.2). Na Figura 6.13 temos os perfis compatibilizados.



Perfil com aspectos Geológicos

Figura 6.13 – Trajetória do bloco de 6 toneladas (linha vermelha Figura 6.12) compatibilizada com Perfil Geológico segundo Hintze (1978) (Figura 6.2) (MIHSEN, 2016).

6.8.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS

Os parâmetros foram escolhidos com base na Figura 6.11 (coordenadas do perfil altimétrico), Figura 6.13 (perfil altimétrico compatibilizado com os respectivos materiais) e na Tabela 3.5 (coeficientes de restituição e rugosidade dos trechos da encosta). Uma vez escolhidos os dados, esses foram usados de *inputs* para o programa RocFall (Tabela 6.1 e 6.2).

Parâmetro	Valor	Desvio Padrão	
Massa [kg]	5.200	3.080	
Velocidade Vertical [m/s]	0,1	-	
Velocidade Horizontal [m/s]	0,1	-	
Velocidade Angular	-	-	

Tabela 6.1 – Parâmetros do bloco

Material	Parân	Desvio Padrão		
	R _n	0,315	0,064	
Calcário Deserat	R _t	0,712	0,116	
Calcallo Deselet	Rugosidade	inclinação	2	
	da encosta	de trecho (°)	2	
	R_n	0,315	0,064	
Calcário	R_t	0,712	0,116	
Gardison	Rugosidade	inclinação	2	
	da encosta	de trecho (°)		
	R_n	0,200	-	
Dolomita	R _t	0,530	-	
Fitchville	Rugosidade	inclinação	2	
	da encosta	de trecho	2	
	R_n	0,300	-	
Colúvio	R_t	0,700	-	
Coluvio	Rugosidade	inclinação	2	
	da encosta	de trecho (°)		
Datritas de	R _n	0	-	
deslizamentos e	R _t	0,240	-	
avalanches	Rugosidade	inclinação	2	
avaialiencs	da encosta	de trecho (°)	2	

Tabela 6.2 – Parâmetros da Encosta

Os valores considerados para a massa dos blocos de rocha foram baseados na análise de Giraud et al (2009), onde a média e desvio padrão decorrem dos seguintes valores: 1,8 t; 6 t e 7,8 t. As velocidades adotadas são suficientes para que se inicie o movimento, uma vez que não houveram relatos de sismos e nem há referência a esse tipo de evento relacionado com rupturas nas encostas, optou-se por não atribuir valores mais expressivos para esse dado.

Os valores da Tabela 6.2 provem da Tabela 3.5, sendo os desvios padrão sugeridos pela Rocsience Inc. em planilhas que acompanham o programa RocFall. O desvio padrão da rugosidade da encosta também é sugerido pela Rocsience Inc. baseado em experiências dos usuários do *software*.

O coeficiente de atrito na encosta foi negligenciado devido Giraud et al (2009) descrever os movimentos assumido pelos blocos como rolamento e saltos. O RocFall permite considerar essa parâmetro igual a zero nesses casos.

6.8.3 ANÁLISE DAS SIMULAÇÕES SEM SISTEMAS DE CONVIVÊNCIA

Os dados citados acima foram inseridos no programa, juntamente com os dados as coordenadas da encosta obtidos das Figuras 6.11 e 6.12. Optou-se por fazer 10.000 interações, a fim de se levantar os máximo possível de dados, sendo que os mais importante para o dimensionamento são as alturas de ressalto em relação a encosta e as energias cinéticas totais. Na Figura 6.14, estão as trajetórias calculadas pelo *software*, destacando-se as poucas variações expressivas na altura dos saltos.

Os pontos de ruptura foram considerados ao longo de uma reta praticamente vertical de 10 m de altura, em referência aos penhascos presentes nessa área, como pode-se verificar tanto na Figura 6.8 quanto na Figura 6.11.



Figura 6.14 – Trajetórias calculas pelo RocFall (MIHSEN, 2016).

Essa primeira análise além de fornecer os dados necessários para que se escolha os kits adequados, e os pontos de instalação mais eficientes, serve também para verificar a necessidade de instalação de alguma estrutura passiva capaz de evitar mais acidentes. Na Figura 6.15 podemos ver que os blocos originados daquela região de penhasco com massas entre aquelas delimitadas pelos parâmetros da Tabela 6.1, caso não venha a quebrar ao longo da trajetória, ou encontrem alguma situação desconsiderada na análise (crateras na encosta, eflorescências de rocha, camadas mais moles, etc.), devem, todos, alcançar as áreas habitadas, podendo assim ocasionar mais danos. Peila; Ronco (2009) sugerem em vosso fluxograma (Figura 5.14), em um dos primeiros passos, avaliar as condições de risco sem o uso de

elementos de proteção. Como verificado na figura abaixo, há necessidade de se tomar alguma medida preventiva.



Horizontal Location of Rock End-points

Figura 6.15 – Pontos de parada ao longo da encosta, sem uso de sistemas de proteção (MIHSEN, 2016).

Na porção mais a esquerda do gráfico na parte superior da figura acima, fica evidente que a quantidade de blocos que podem chegar até a área residencial é alta. Logo está descarta a não instalação de medidas de proteção, principalmente devido o grau de imprevisibilidade dos eventos. Giraud et al (2009) inclusive sugere a contratação de uma consultoria em geologia a fim de alertar os moradores das áreas adjacentes dos riscos.

Na Figura 6.16 tem-se as energias cinéticas totais máximas para cada ponto da encosta. Como citado anteriormente, o conhecimento desses valores é imprescindível para um bom dimensionamento. Em posse desses dados, deve-se aplicar os respectivos coeficientes de segurança, descritos no item 5.4.2 e na equação 5.1.

Total Kinetic Energy Envelope



Figura 6.16 - Energias Cinéticas Totais Máximas (MIHSEN, 2016).

Na Figura 6.17 foram determinadas as alturas do bloco em relação à encosta. Esse dado é importante para se determinar as alturas dos postes de sustentação. Deve-se instalar as redes em locais onde as alturas relativas às encostas sejam as menores possíveis, tanto por questões econômicas, pois as estruturas ficam consequentemente mais baixas, quanto por questões energéticas, pois as alturas em relação à encosta são diretamente proporcionais as energias cinéticas totais assumidas pelos blocos, como pode ser verificado entre as posições horizontais 850 m e aproximadamente 1.100 m na Figura 6.16, onde tem-se um pico de energia, o que além de inviabilizar o sistemas de telas de impacto, caracteriza uma má escolha de projeto, uma vez que tem-se energias menores ao longo da encosta.




Figura 6.17 – Altura dos salto em relação à encosta (MIHSEN, 2016).

Comparando as Figuras 6.17 e 6.17 nota-se que os locais onde os saltos são mais expressivos em relação à encosta, registram-se picos de energia cinética total.

6.8.3.1 ANÁLISE DE DADOS – SEM A TELA INSTALADA

Soluções de engenharia eficientes devem ser seguras, confiáveis e redundantes, sempre em conformidade com as receitas disponíveis. A instalação desses sistemas busca diminuir ao máximo acidentes, entretanto os cálculos são feitos baseados em eventos que foram catalogados e apresentam tempos de recorrência compatíveis com os custos razoáveis para estruturas dessa natureza.

Como descrito em capítulos anteriores, uma vez determinada as características cinéticas das possíveis trajetórias, passa-se a buscar os pontos onde as telas terão maior eficácia, tanto na função de aparar os blocos tão grandes quanto tempos de recorrência altos, quanto aparar o maior número possível de blocos.

O primeiro passo adotado nesse trabalho foi escolher os pontos com menores energias cinéticas, uma vez que esse fator ainda é um dos limitantes na fabricação dos sistemas. Após selecionar os pontos mais adequados, verifica-se na topografia da Montanha Y os pontos que

apresentam melhores características morfológicas, permitindo uma instalação mais confiável e simples, sem enfrentar grandes problemas com relevos muito acidentados. E por fim, considera-se as alturas das telas. Essa escolha se deu nos momentos finais devido a tendência das grandes energias serem acompanhadas de saltos mais altos, também não houveram grandes preocupações acerca desse tema devido os sistemas modernos contarem com uma gama considerável de alturas (até 6 m).

Com a escolha preliminar para instalação das telas, faz-se uma nova simulação no RocFall a fim de conferir a efetividade do local escolhido, coletar os valores de energia cinética total incidente e as alturas alcançadas.

Na Tabela 6.3 resumiu-se os dados do local escolhido para verificação preliminar da eficácia do sistema. Os dados foram obtidos pela compatibilização da topografia (planta e perfil) e por uma planilha gerada pelo *software* com os valores máximos e mínimos das energias e alturas.

Parâmetro	Valor/Situação	
Energia Cinética Total Máxima [kJ]	1450	
Altura de Deflexão em relação à encosta [m]	0	
	Curva de nível com constância horizontal apropriada,	
Topografia	permitindo instalação do sistema abrangendo quase	
	toda área do talvegue (Figura 6.18)	
Posição x (a partir da região dos penhascos) [m]	850	
Posição y (acima do nível do mar) [m]	1.750	

Tabela 6.3 - Dados cinéticos e avaliação da topografia para instalação do sistema

O local selecionado apresenta características cinéticas e topográficas muito interessantes para adoção do sistema de telas de impacto. As características topográfica dão indícios de que os blocos provenientes dos penhascos prosseguirão pela área demarcada na Figura 6.12, e a curva de nível escolhida para instalação das telas também possibilitam a instalação de um sistema contínuo, praticamente sobre toda a extensão da depressão, como verificada na Figura 6.18.

As baixas energias cinéticas (comparadas com aquelas notadas em outros pontos da trajetória), com o bloco rolando praticamente sem executar saltos (lembrando que o programa não considera o formato do bloco, o que pode enviesar a análise) configura uma boa configuração para que o sistema escolhido tenha desempenho adequado.

O RocFall, por tratar-se de um programa 2-D, não leva em consideração as dispersões laterais, mas através da topografia foi determinada uma extensão aproximada da estrutura. A extensão pré-determinada foi de 450 m.



Figura 6.18 – Locação da Tela para avaliação de eficiência (MIHSEN, 2016).

6.8.3.2 – ANÁLISE DE DADOS – COM A TELA INSTALADA

Com a locação da tela feita no local citado anteriormente, novamente se avaliaram os resultados do RocFall, dando ênfase na quantidade de blocos aparados, as energias dos blocos ao a atingirem e em suas imediações e as alturas atingidas próximas a tela. As figuras abaixo trazem os resultados do programa.



Horizontal Location of Rock End-points

Figura 6.19 – Quantidade de blocos aparados pela tela (MIHSEN, 2016).

Pela Figura 6.19 fica evidente que a tela é capaz de aparar todos os bloco gerados pelo programa.



Figura 6.20 – Alturas em relação à encosta com a tela instalada (MIHSEN, 2016).

As alturas não se alteram em decorrência da instalação da tela, entretanto, para dimensionamento das telas optou-se por verificar novamente esse dado, e tomar como altura de deflexão dos blocos as alturas registradas nas imediações da tela. Nos últimos 20 m horizontais que antecedem a tela, os blocos atingiram alturas máximas de aproximadamente 55 cm. Esse valor será o valor utilizado para a escolha do tamanho das estruturas de suporte, consequentemente, das estruturas de captação. Na Figura 6.20 visualiza-se que após a tela o gráfico indica que todas as alturas são iguais a 0.

O último dado analisado foi as energias cinéticas dos blocos que atingiram a estrutura. Na Figura 6.21 estão relacionados o número de blocos que atingiram a tela e em qual faixa de energia, entretanto a figura não deixa claro a energia máxima. Através das planilhas geradas pelo RocFall, verificou-se que as energias cinética máximas nas imediações da tela é de cerca de 2.100 kJ, que será o valor utilizado para seleção do kit adequado.





2016)

Na Tabela 6.4 está o resumo dos dados que serão utilizados para escolha dos kits que serão utilizados.

Tabela 6.4 - Resumo dos dados coletados com a tela instalada

Parâmetro	Valor
Energia Cinética Total [kJ]	2.100
Altura dos saltos [m]	0,55

6.8.3.3 ESCOLHA DOS KITS

De acordo com o fluxograma de Peila; Ronco (2009), após determinar a posição das telas (que fora feito nos itens anteriores), prossegue-se com o dimensionamento, escolhendo a altura do sistema. A altura mínima é calculada com a Eq. 5.2, onde a altura de projeto é a apresentada na Tabela 6.4 e o espaço livre será baseado nas dimensões do bloco de 6 t (1,2 m x 1,2 m x 1,5 m). Portanto temos na Tabela 6.5 os valores utilizados para determinação da altura da estrutura.

Tabela 6.5 - Altura de Interceptação mínima [m]

h _{projeto}	0,55 m
f	1,50 m
h_i	2,05 m

Após a determinação da altura de interceptação mínima, Peila; Ronco (2009) sugerem a seleção do nível de energia em que o sistema trabalhará (SEL ou MEL). Baseado nos relatório expedido por Giraud et al (2009) e na topografia do local, entendeu-se que os eventos por mais frequentes que venham a ser, não acontecem com frequência suficiente para se trabalhar

no nível de energia SEL, e como a topografia favorece para que a manutenção seja feita sem grandes dificuldades (do ponto de vista do acesso até as estruturas), optou-se por utilizar as telas no nível de energia MEL. Logo a energia a ser considerada para escolha do kit é 2.100 kJ.

Devido as distâncias do ponto de fixação da tela até as áreas protegidas, não há necessidade de se computar as deformações máximas.

Os kits considerados para este trabalho se encontram nos Apêndices 1 e 2.

O Kit escolhido se encontra no Apêndice 1, sendo que o modelo selecionado foi o RXE-3000. Esse kit se encontra na categoria de energia 6 segundo a ETAG 027 (vide Tabela 5.2), ou seja, resiste energias de até 3.000 kJ. Na Tabela 6.6 verifica-se a validade desse sistema para o caso de estudo, segundo a Equação 5.1.

, 0	
E_{ETAG} [kJ]	3.000
γ_E	1,3
E _{Projeto} [kJ]	2.100
Situação	OK (dissipa energia suficiente).

Tabela 6.6 - Verificação da energia

As alturas aprovadas pela ETAG 027 para esse modelo são entre 5 m e 6 m, logo, atendem a demanda de altura mínima de interceptação calculada.

Esse kit é Categoria A (vide Tabela 5.3), o e possui elongação máxima de 6.97 m.

O cálculo das fundações não poderá ser feito por ausência de dados do fabricante, onde se disponibilizariam os esforços horizontais e verticais transmitidos, entretanto pode se indicar um tipo mais apropriado para a fundação dos postes de sustentação baseando-se na região onde essa será fixada.

Pela região escolhida para se fixar as telas, as fundações serão executadas em colúvio, logo o tipo de fundação mais apropriada (baseado em informações genéricas, logo, destaca-se a necessidade de avaliação mais criteriosa) para esse tipo de solo é o demonstrado na Figura 5.9, onde uma base concreto é executada até a rocha. Sugere-se que essa base seja fixada com chumbadores independentes dos chumbadores do poste, para que assim, se minimize a necessidade de manutenção das fundações.

7 METODOLOGIA

Este projeto em sua integridade, Projeto Final 1 e 2, foi desenvolvido por uma pesquisa exploratória com método observacional. No Projeto Final 1 fora realizado um levantamento bibliográfico afim de se verificar as principais características de um maciço rochoso sujeito a queda de blocos de rocha. Autores consagrados, teses de mestrado e publicações em congresso foram utilizadas para estudar os fenômenos e suas origens. Teve-se o cuidado de procurar pesquisas recentes que tivessem sido citadas nas literaturas mais relevantes.

Fora feita uma análise partindo do espaço micro para o macro, analisando questões geológicas. Posteriormente se analisou questões geotécnicas. Os pormenores determinantes foram listados e tratados, sendo que assuntos muito aprofundados foram evitados, por fugirem no cunho mais técnico dessa pesquisa.

Compreendidos as causas e modos de rupturas, analisou-se os parâmetros que influem nas trajetórias e energias, destacando a geometria do talude e o coeficiente de restituição da encosta.

Em vista dos problemas, listou-se as soluções de engenharia mais usuais, dando um embasamento teórico acerca delas, procurando esclarecer suas principais vantagens e desvantagens. Por fim aprofundou-se no estudo das Telas de Impacto, assunto principal deste trabalho.

No Projeto Final 2 foi analisado, com auxílio computacional, as trajetórias que podem ser assumidas durante os movimentos de queda e as energias envolvidas. Em posse desses dados se dimensionou uma estrutura de convivência com Telas de impacto, de maneira que confiriram segurança para os eventos analisados.

De maneira sucinta, a metodologia utilizada pode ser divida em cinco etapas, ilustrada pela Figura 7.1.

	١٩	ANÁLISE GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	
	ETAPI	Estado de Tensões Formação de Blocos	
rojeto Final I	ETAPA II	MODOS E FATORES QUE LEVAM A RUPTURA Formação e agravamento das descontinuidades Presença de Água Tipos de Ruptura	
<u>.</u>	ETAPA III	MECÂNICA DO MOVIMENTO Tipos de Movimento Parâmetros Determinantes	
Projeto Final II	ETAPA IV	ESTRUTURAS DE CONVIVÊNCIA Usuais Telas de Impacto	
	ETAPA V	ANÁLISES COMPUTACIONAIS Softaware Rocfall Dimensionamento de Telas de Impacto	

Figura 7.1 – Etapas da Metodologia

8 CONCLUSÃO

As catástrofes naturais se destacam pela sua imprevisibilidade e poder destrutivo, expondo as fragilidades do homem e do seu domínio sob a natureza. Nessas situações as obras de engenharia também são colocadas sob prova, muitas das vezes sendo ineficientes ou mesmo inexistentes.

Com o avanço das comunidades a áreas próximas a grandes montanhas, acidentes geotécnicos foram ganhando destaque pelas perturbações causadas a ordem pública, implicando em prejuízos de todas as ordens, desde financeiros até o interrupção prematura de vidas. Os acidentes causados por blocos de rocha que se desprendem das encostas são um dos protagonistas dessas tragédias, sendo responsável por grandes transtornos a vidas das pessoas. Uma das características mais ligadas a esses eventos é o grade potencial destrutivo contido em massas desproporcionais aos danos causados. Em decorrência dessa peculiaridade novos sistemas passaram a ser desenvolvidos, sendo um dos com maior destaque, devido sua versatilidade, custo-benefício e confiabilidade, as telas de impacto.

Com o advento dessas novas tecnologias, pode-se aprimorar a confiabilidade das estruturas de convivência, que quando instaladas em situações onde estudos prévios acerca dos parâmetros da encosta e do bloco, pode trazer resultados muito satisfatórios, promovendo assim o convívio harmonioso entre a natureza e a espécie humana.

Em suma, as telas de impacto estão se colocando como um dos recursos mais confiáveis e viáveis sob todos os aspectos para evitar que acidentes venham a causar maiores danos.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2009). Estabilidade de Encostas. NBR 11682. Rio de janeiro, 2009.

ANDREW, R.D. **Restricting rock falls.** ASCE, Civil Engineering, Washington DC, October, 1992. 66-7 p.

ALEJANO, L.r. et al. Slope Geometry design as a means for controlling rockfalls in quarries. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences.** Vigo, Espanha, p. 903-921. 23 mar. 2007.

ALEJANO, L.r. et al. ROFRAQ: A statistics-based empirical method for assessing accident risk from rockfalls in quarries. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences.** Madri, Espanha, p. 1252-1272. 5 mar. 2008.

ASTEIROU, P.; SAROGLOU, H.; TSIAMBAOS, G. Geotechnical and kinematic parameters affecting the coefficients of restitution for rock fall analysis. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences.** Atenas, p. 103-113. 31 maio 2012.

AZZONI, A.; FREITAS, M. H. de. Experimentally Gained Parameters, Decisive for Rock Fall Analysis. Londres: Springer-verlag, 1995. 14 p.

BAWDEN, W. F.; CURRAN, J. H.; ROEGIERS, J. C.. Influence of Fracture Deformation on Secondary Permeability - A Numerical Approach. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences.** Londres, p. 265-279. 11 mar. 1980.

BRADY, B.h.g; BROWN, E. T.. **Rock Mechanics:** For underground mining. 3. ed. Dordrecht, Países Baixos: Springer, 2006. 628 p.

CHAU, K.t. et al. Coefficient of restitution and rotational motions on rockfall impacts. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences.** Hong Kong, p. 69-77. 14 fev. 2002.

DELONCA, A.; GUNZBURGER, Y.; VERDEL, T.. Statistical correlation between meteorological and rockfall databases. **Nat. Hazards Earth Syst. Sci.,** [s.l.], v. 14, n. 8, p.1953-1964, 4 ago. 2014. Copernicus GmbH. <u>http://dx.doi.org/10.5194/nhess-14-1953-2014</u>.

DORREN, Luuk et al. State of the art in rockfall – forest interactions. **Swiss Forestry Journal,** [s.l.], v. 158, n. 6, p.128-141, jun. 2007. Swiss Forestry Society. http://dx.doi.org/10.3188/szf.2007.0128.

DURVILLE, Jean-louis. **Rockfall Prevention: Short Presentation of the Technologies.** Abu Dhabi: Ita Aites, 2016. Color.

EHRLICH, Maurício et al. Estudo do Uso de Barreiras Flexíveis para o Controle de Queda de Blocos de Rocha na Rodovia BR 116, km 90. São Leopoldo: Viii Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, 2015. 10 p.

EUROPEAN ORGANIZATION FOR TECHNICAL APPROVALS. **ETAG 027**: Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits. Bruxelas, Bélgica: Eota, 2013.

FREITAS, André da Silva. **Análises Numéricas de Casos de Quedas de Blocos Rochosos.** Rio de Janeiro: Coppe - Ufrj, 2013. 111 p.

GIRAUD, Richard E. et al. Investigation of the April 11, 2009, 1550 East Provo rock fall, Provo, Utah. Utah: Utah Geological Survey, 2009. 13 p.

GOBBI, Felipe. Sistemas flexíveis para redução de risco contra acidentes geotécnicos, estado atual das aplicações no Brasil. Rio de Janeiro: Cobramseg, 2012. 8 p.

GOODMAN, Richard E.. Introduction to Rock Mechanics. 2. ed. [s.l]: Wiley, 1989. 576 p.

GOODMAN, R.E.; BRAY, J.W. (1976). <u>Toppling of Rock Slopes</u>. Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder, Colorado, ASCE Vol.2, pp. 201-234.

GUAGCHENG, Zhang et al. Theoretical study of rockfall impacts based on logistic curves. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences.** Wuhan, p. 133-143. 25 jun. 2015.

HINTZE, Lehi F.. **GEOLOGIC MAP of the Y MOUNTAIN AREA, EAST of PROVO, UTAH.** Provo, Utah, Eua: Brigham Young University Geology Studies - Special Publication 5, 1978.

HOEK, E.; BROWN, E.t.. **Underground Excavations in Rock.** Londres: Institute Of Mining And Metallurgy, 1980. 527 p.

HOEK, Evert. **Practical Rock Engineering.** North Vancouver: Evert Hoek Consulting Engineering Inc., 2006. 341 p.

HUDSON, John A.; HARRISON, John. P. Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles. Londres: Pergamon, 1997. 444 p.

IVERSON, Richard M.. The Physics of Debris Flows. Vancouver, Washington: U.s. Geological Survey, 1997. 52 p.

JABOYEDOFF, M.; LABIOUSE, V.. Technical Note: Preliminary estimation of rockfall runout zones. **Nat. Hazards Earth Syst. Sci.,** [s.l.], v. 11, n. 3, p.819-828, 15 mar. 2011. Copernicus GmbH. http://dx.doi.org/10.5194/nhess-11-819-2011.

LEROUEIL, S. & HIGHT, D.W. Behaviour and Properties of Natural Soils amd Soft Rocks, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Tan et al (eds) 2003 Swets e Zeitlinger, Lisse. 2003, 29-54 p.

MACCIOTTA, Renato et al. **Probabilistic estimation of rockfall height and kinetic energy based on three-dimensional trajectory model and Monte Carlo simulation.** Alberta: Springer-verlag, 2014. 16 p.

NUNES, A.L.L.S. Estabilidades de Taludes Rochosos em Estradas. In: 6º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL 2008, Florianópolis. Anais do 6º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL 2008. Florianópolis, ABMS. 2008, 11 p.

PEILA, D.; RONCO, C.. Technical Note: Design of rockfall net fences and the new ETAG 027 European guideline. **Nat. Hazards Earth Syst. Sci.,** [s.l.], v. 9, n. 4, p.1291-1298, 29 jul. 2009. Copernicus GmbH. http://dx.doi.org/10.5194/nhess-9-1291-2009

PIERSON, L., DAVIS, S. A. and VAN VICKLE, R. The Rock Fall Hazard Rating System, Implementation Manual. Technical Report #FHWA-OR-EG-90-01, Washington, DC, 1990.

PINHEIRO, Marisa et al. A new empirical system for rock slope stability analysis in exploitation stage. **International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences.** Guimarães, Portugal, p. 182-191. 28 mar. 2015.

RITCHIE, Arthur M. Evaluation of Rockfall and its Control. Washington State: Highway Research Board, 1963. 16 p.

SCHELLENBERG, Kristian. ON THE DESIGN OF ROCKFALL PROTECTION GALLERIES. Zurique: Institute Of Structural Engineering, 2009

SHEOREY, P.r.. A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. **Internation Journal Of Rock Mechanics And Mining Sciences & Geomechanics Abstracts.** Bihar, India, p. 23-34. 1 fev. 1994.

SPADARI, M. et al. In situ rockfall testing in New South Wales, Australia. International Journal Of Rock Mechanics & Mining Sciences. Callaghan, p. 84-93. 14 dez. 2011.

SPANG, R. From the Timber Fence to the Hight-Energy Net. Developments in Rockfall Protection from the Origins, Bad Ragaz, Switzerland, June de 2001

SPANG, R.; SÖNSER, T.: Optimized rockfall protection by "Rockfall". In: INTERNATIONAL CONGRESS OS ROCK MECHANICS, 8., 1995, Tókio. **Proceedings...** • Tókio: Fijii, 1995. v. 3, p. 1233 - 1242.

TURNER, Ryan; DUFFY, John.; TURNER, John P.. Post Foundations for Flexible Rockfall Fences. In: HIGHWAY GEOLOGY SYMPOSIUM, 60., 2009, Nova Iorque. **Proceedings...** Buffalo, Nova Iorque: Nytsta, 2009. p. 125 - 139.

VARNES, D.J. **Slope Movement Types and Processes**. In, Special Report 176: R.L. Schuster and R.J. Krizek (eds.), Landslides: Analyses and Control, National Research Council, Washington, USA. 1978, 11-33 p.

VIEIRA, B. C., VIEIRA, A.C.F., AMARAL, C.P., FERNANDES, N. F. Estudo Comparativo dos Movimentos de Massa Ocorridos em Fevereiro de 1996 nas Bacias do Quitite e do Papagaio (RJ): Uma Abordagem Geomorfológica. In: COBRAE 2, Simpósio Pan-Americano de Escorregamentos de Terra. Rio de Janeiro. Anais ABMS/ABGE/ISSMGE, v.1, 1997, pp. 165-174. VIJAYAKUMAR, S. et al. Effect of Rockfall Shape on Normal Coefficient of Restitution. In: US ROCK MECHANICS / GEOMECHANICS SYMPOSIUM, 46., 2012, Chicago. **Paper.** Chicago: Arma, 2012. p. 1 - 8.

VOLKWEIN, Axel et al. Preface. In: INTERDISCIPLINARY WORKSHOP ON ROCKFALL PROTECTION, 1., 2008, Morschach. **Proceedings...** Morschach: Iabse, 2008. p. 2 - 2.

VOLKWEIN, A. et al. Rockfall characterisation and structural protection – a review. **Nat. Hazards Earth Syst. Sci.,** [s.l.], v. 11, n. 9, p.2617-2651, 27 set. 2011. Copernicus GmbH. http://dx.doi.org/10.5194/nhess-11-2617-2011.

WYLLIE, Duncan C; MAH, Christopher W. **Rock Slope Engineering:** Civil and Mining. 4. ed. Vancouver: Spon Press, 2004. 431 p.