



Projetos Básicos Emergenciais para Estabilização e Proteção do Morro do Cristo – Juiz de Fora, MG

Projeto Básico

GPHI-PJ193-MC-415-03-001-R1

Julho. 2026

Projetos Básicos Emergenciais para
Estabilização e Proteção do Morro do Cristo
Juiz de Fora, MG

GPHI-PJ193-MC-415-03-001-R1



ÍNDICE

RESUMO.....	1
1 INTRODUÇÃO.....	2
2 LOCALIZAÇÃO DO MORRO DO CRISTO	3
3 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA.....	5
3.1 Caracterização Geológico-Geomorfológica	5
3.2 Caracterização Hidrológica.....	7
3.3 Caracterização Geológico-Geotécnica.....	11
4 MOVIMENTOS DE MASSA NO MORRO DO CRISTO.....	28
4.1 Características dos Movimentos de Massa.....	28
4.2 Resumo dos Problemas.....	50
4.3 Soluções Propostas.....	50
5 PREMISSAS DO PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTEÇÃO.....	51
6 PROJETO DE PROTEÇÃO - BARREIRAS FLEXÍVEIS.....	61
6.1 Intervenção com Barreiras Flexíveis.....	61
6.2 Modelo Geomecânico.....	64
6.3 Métodos de Dimensionamento das Barreiras Flexíveis	65
6.4 Dimensionamento pelo Método do Impacto de Blocos	68
6.4.1 Análise das Trajetórias de Queda de Blocos	70
6.4.2 Locação das Barreiras e Análise das Envolvórias de Energia de Impacto	88
6.4.3 Seleção e Verificação das Barreiras Flexíveis	122
6.4.4 Dimensionamento das Ancoragens	139
6.5 Resumo das Intervenções Geotécnicas – Barreiras Flexíveis	141
7 PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO – CHUMBADORES PONTUAIS	143
7.1 Resumo da Intervenção Geotécnica.....	158
8 PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO – CORTINA ATIRANTADA	159
8.1 Análises de Estabilidade – Seção Crítica.....	160
8.2 Dimensionamento Geotécnico das Estacas Raiz da Cortina Atirantada	165
8.2.1 Verificação Estrutural da Estaca.....	169
8.3 Dimensionamento Estrutural da Cortina Atirantada	170
8.3.1 Parâmetros dos Materiais.....	170
8.3.2 Metodologia de cálculo.....	171
8.3.3 Cálculo dos Esforços nos Painéis.....	172
8.3.4 Dimensionamento da Armadura	175
8.3.5 Verificação de Puncionamento	176

8.4	Resumo da Intervenção Geotécnica	178
9	PROJETO DE DRENAGEM NO MIRANTE DO IMPERADOR.....	179
9.1	Dimensionamento da Drenagem Superficial	179
9.2	Precipitação e Vazão	180
9.3	Dimensionamento das Canaletas	181
9.4	Dimensionamento da Escada Hidráulica	183
10	PROJETO DAS BACIAS DE AMORTECIMENTO.....	185
10.1	Premissas de Projeto.....	185
10.2	Locação dos Muros de Gabiões e Perfil Geológico-Geotécnico.....	186
10.3	Concepção do Muro de Gabião	187
10.4	Análises de Estabilidade do Muro de Gabião.....	189
10.5	Resumo da Intervenção Geotécnica	205
11	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	207
12	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA.....	209
	ANEXOS.....	214
ANEXO 1	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – BARREIRA FLEXÍVEL RB3000 H5 e H6	215
ANEXO 2	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – BARREIRA DE FLUXO DE DETRITOS DFB185-L6 LCP	218
ANEXO 3	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – PAINEL HEA300 ϕ 10	221
ANEXO 4	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – MACMAT HS 100 8127R8C8.....	223
ANEXO 5	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – HR – PLATE	225
ANEXO 6	MÉTODO EXECUTIVO DO CHUMBADOR – INJEÇÃO DE CIMENTO.....	227
ANEXO 7	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – GABIÃO POLIMAC™	230

RESUMO

As fortes chuvas que assolaram Juiz de Fora nos dias 23 e 24 de fevereiro foram o gatilho de diversos movimentos de massa de grandes proporções no Morro do Cristo, variando de deslizamentos translacionais rasos e longos, quedas de lascas e blocos rochosos a fluxos de lama (mud flows) e fluxos de detritos (debris flows). A inspeção e análise da área do Morro do Cristo permite identificar que os principais problemas são deslizamentos translacionais já ocorridos e futuros, debris flows nos talvegues já ocorridos e reativação potencial de novos debris flows, desprendimentos e quedas de blocos críticos de volumes variáveis podendo atingir $8,0\text{m}^3$, perda parcial da estrutura de acesso do Mirante do Imperador, destruição total e parcial de moradias na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo M Andrade, inexistência de drenagem superficial nas saídas dos talvegues e localização inadequada da Praça Nossa Senhora de Fátima. As intervenções geotécnicas mais adequadas são: 1. Instalação de sistema de proteção de barreiras flexíveis para a retenção de lascas e blocos rochosos instáveis e debris flows, resultando em 14 barreiras flexíveis lineares RB3000 H5 e H6 com capacidade nominal de 3000kJ e alturas de 5m e 6m, distância entre postes de 10m e extensão variável das Barreiras BF1 a BF14, totalizando 1370m lineares e 1 barreira de fluxo de detritos (de canal) DFB185-H6 LCP com capacidade nominal de 185kPa, altura de 5,0m, com painel de extensão variável até 15,0m no topo, de fabricação MACCAFERRI; 2. Estabilização de lascas e blocos rochosos volumosos com chumbadores localizados e nicho de blocos instáveis com envelopamento por painel metálico painel de alta absorção de energia HEA 300 f10 e chumbadores de contorno; 3. Controle de chuvas e fluxos de lama com bacias amortecedoras em muros de gabião PoliMac™ 80/489, MACCAFERRI, executados com caixas de 1,0x1,0m e/ou 1,0x0,5m, altura máxima de 5,0m e comprimento total de 50,0m para o Talvegue Carmelo e 56,0m para o Talvegue Halfeld; 4. Recuperação e estabilização do Mirante do Imperador com cortina atirantada de 3 painéis de altura variável e 35cm de espessura e tirantes com carga de trabalho de 450kN, apoiada em estacas raiz com diâmetro de 300mm espaçadas a cada 1,5m com comprimento de 12,0m e sistema de solo grampeado verde composto por tela metálica MACMAT HS100 LINK CMP-GalMac® 4R-P e grampos sistemáticos executados com barras de aço com carga de trabalho igual a 210kN em arranjo 2x2m e 6,0m de comprimento, além de drenagem superficial; 5. Realocação da Praça Nossa Senhora de Fátima e desapropriação das moradias parcialmente e totalmente destruídas na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade.

Rio de Janeiro, 30 de Julho de 2026



Anna Laura L. S. Nunes
PhD Engenharia Civil e Minas
CREA 198510211



Marcelo Gomes Rios Filho
M.Sc. Engenharia Geotécnica
CREA 2007136558

1 INTRODUÇÃO

Este documento apresenta os projetos básicos para estabilização e proteção do Morro do Cristo, localizado no Bairro Paineiras, Município de Juiz de Fora, Minas Gerais. Vários movimentos de massa desde deslizamentos translacionais rasos a fluxos de detritos (debris flow) foram deflagrados com as fortes chuvas de 23/24 de fevereiro, totalizando cerca de 200mm em 10 horas.

Os Projetos Básicos Emergenciais de estabilização e proteção do Morro do Cristo atingido pelos movimentos de massa foram desenvolvidos considerando:

- i. Inspeções técnicas das áreas realizadas em 25 de março e 29 de abril pela GEOPHI Engenharia e Equipe Técnica da Almeida Sapata Engenharia e Construções Ltda;
- ii. Registros fotográficos aéreos (VANT) e de detalhe (Canon Profissional);
- iii. Avaliação geotécnica das encostas e infraestruturas dos entornos;
- iv. Levantamento topográfico disponibilizado pela Secretaria de Obras JF;
- v. Relatório Técnico Levantamento Geológico-Geotécnico emitido pela LWGEO Geologia em abril/2026;
- vi. Relatório Morro do Cristo Juiz de Fora - Avaliação de risco geotécnico Morro do Cristo - Juiz de Fora - MG após mapeamento Geológico-Geotécnico, emitido pela Defesa Civil JF em abril/2026.

2 LOCALIZAÇÃO DO MORRO DO CRISTO

O Morro do Cristo se localiza no Bairro Paineiras, Município de Juiz de Fora, Estado de Minas Gerais, distante 266 Km pela Rodovia BR-040 da Capital Belo horizonte. A área impactada pelos movimentos de massa da encosta se estende desde a Rua Luís Sansão até a Rua Redentor, limitadas pela Rua Olegário Maciel, incluindo a Estrada Eng. Gentil Forn que representa o acesso principal para a porção superior do Morro do Cristo. As Figuras 1 a 3 mostram a área em imagens de satélite.



Figura 1. Imagem de satélite da localização do Morro do Cristo em Juiz de Fora, a cerca de 266 km de Belo Horizonte (Google Earth).

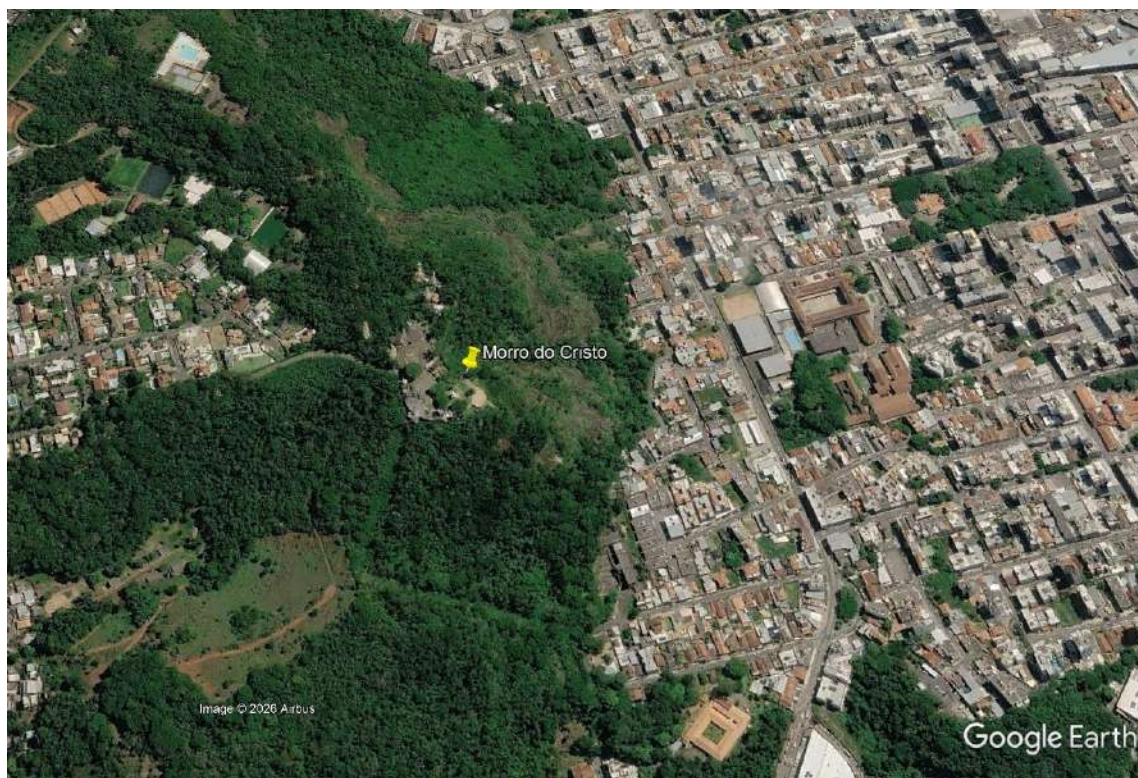


Figura 2. Imagem de satélite do Morro do Cristo no Bairro Paineiras em Juiz de Fora (Google Earth).



Figura 3. Imagem de satélite do Morro do Cristo na área entre as Rua Luís Sansão e Redentor no Bairro Paineiras (Google Earth).

3 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA

O Morro do Cristo se localiza no Bairro Paineiras, área central de Juiz de Fora e constitui uma das mais importantes atrações turísticas da cidade em função da vista panorâmica da cidade a partir do mirante a cerca de 900m de altura, capela comemorativa virada do século XIX para o século XX e do Cristo Redentor construído em 1905.

O monumento mudou o nome do local, anteriormente chamado de Morro do Imperador em referência à visita de Dom Pedro II em 1861, que subiu o morro para apreciar a vista da cidade. Em 24 de maio de 1990, foram tombadas as “Vertentes Setentrional e Oriental do Morro do Redentor”, incluindo os aspectos paisagísticos constituídos pela formação rochosa, a mata e o monumento ao Cristo Redentor. Em 2022 foi oficialmente designado como Monumento Natural Municipal MONAM Morro do Cristo, por meio de Decreto Municipal No. 15.284, conferindo o status de Unidade de Conservação com área de 105.377 hectares.

3.1 Caracterização Geológico-Geomorfológica

O município de Juiz de Fora está inserido no segmento setentrional da Faixa Ribeira, com rochas paleoproterozóicas do Complexo Mantiqueira e do Complexo Juiz de Fora, conforme indicado no mapa geológico do estado de Minas Gerais da Figura 4. A região é constituída por ortogneisses charno-enderbítico (PP2jfc) e tonalito (PP2jft) com intercalações de granulito básico.

Conforme Cabral & Modesto (2022) no Documento Avaliações Geotécnicas em Atrativos Geoturísticos, Monumento Natural Municipal (MONAM) Morro do Cristo, Juiz de Fora, também são encontradas rochas granitoides brasileiras do Grupo Paraíba do Sul (Eirado, Heilbron e Almeida, 2006), gnaisses do Complexo Piedade (Silva et al, 2002) e rochas neoproterozoicas da Megassequência Andrelândia (Tupinambá et al, 2007). Os autores confirmam a litologia dominante do Morro do Cristo no mapa apresentado na Figura 5.

O Morro do Cristo é resultado de uma falha geológica (Figura 6), de origem regional e que gera rochas como tonalitos e milonitos, atravessando a área urbana do município (Rocha, 2005). A geomorfologia local refere-se a morros altos e serras, com grandes declividades e amplitudes. No caso específico do Morro do Cristo, o desnível é de aproximadamente 250m.

Segundo Moraes et al (2022), a região é dotada de uma rica história geológica e de geodiversidade, com rochas que possuem evidências da grande colisão de continentes que formou o Megacontinente Gondwana há de cerca de 500 milhões de anos, causando dobramentos e metamorfismos, além da abertura do oceano Atlântico por volta de 150 milhões de anos ligados à ruptura do Pangeia (Hasui, 2010).

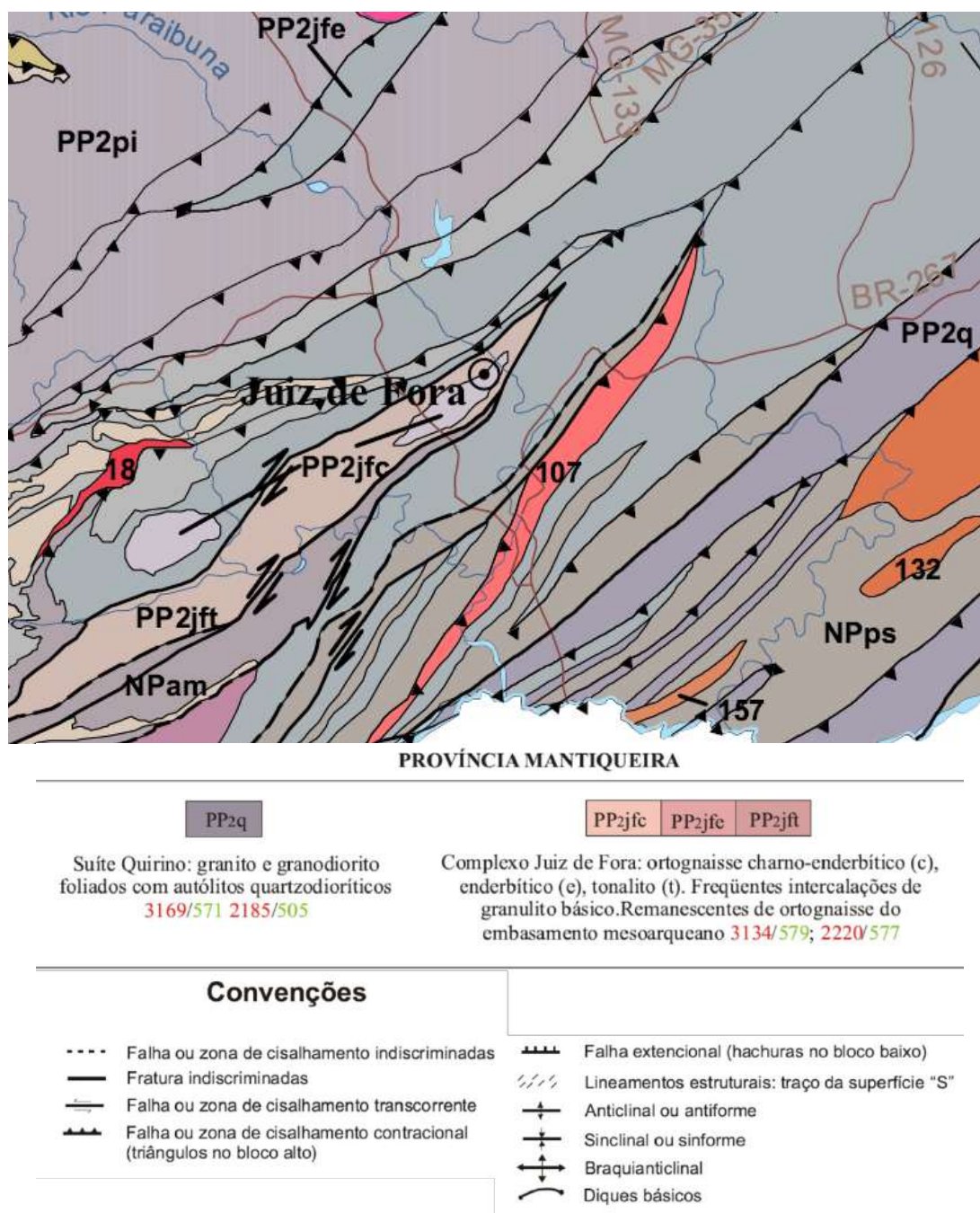


Figura 4. Mapa geológico do Estado de Minas Gerais com destaque para Juiz de Fora (CPRM, 2003).

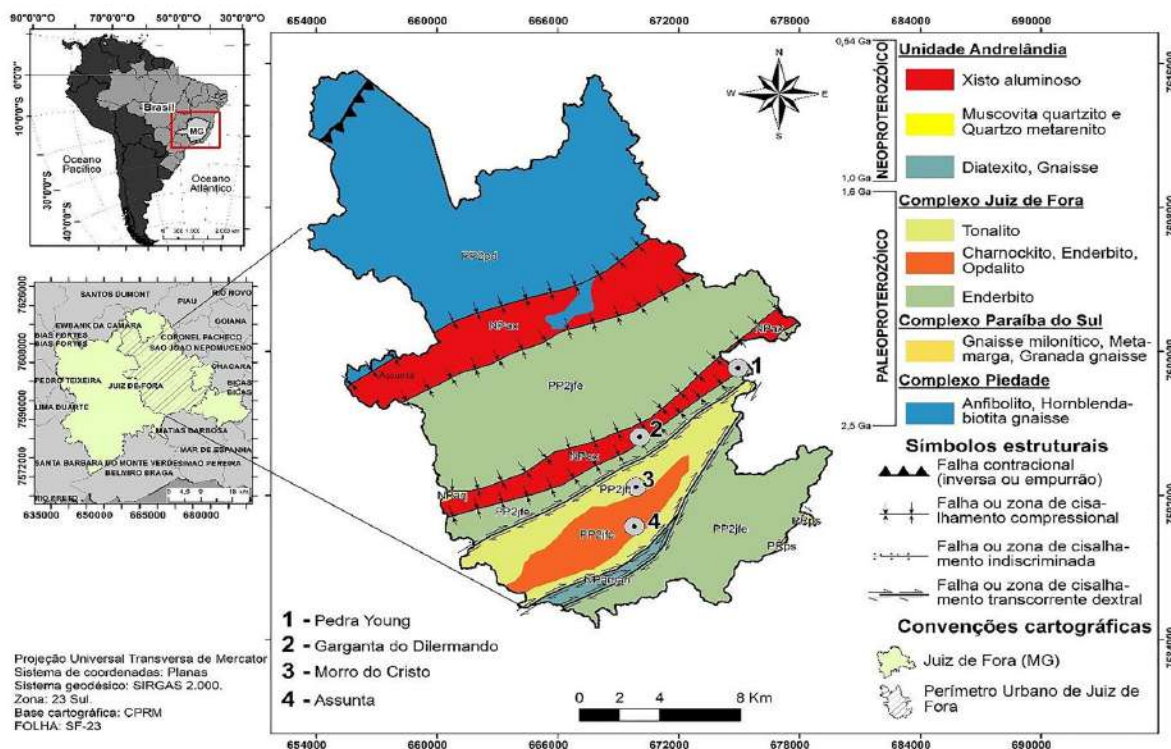


Figura 5. Mapa geológico do perímetro urbano de Juiz de Fora Estado de Minas Gerais com destaque da área do Morro do Cristo (Moraes et al, 2022).

3.2 Caracterização Hidrológica

A caracterização hidrológica da área do Morro do Cristo se resume às precipitações locais, estimadas com o auxílio do programa numérico PLUVIO 2.1 (2005) do GPRH da UFV.

O Programa PLUVIO foi desenvolvido para minimizar as dificuldades existentes para a obtenção das equações de chuvas intensas, visto que esta determinação tem limitações referentes aos dados disponíveis, seja em termos de densidade da rede pluviográfica, seja em relação ao pequeno período de observação disponível.

Em adição, vale lembrar os eventos de chuvas extremas ocorridas nos últimos anos no Brasil, tais como Santa Catarina em 2008, Angra dos Reis em 2010, Serra Fluminense do RJ em janeiro de 2011, Itaoca (SP) em 2014, Angra dos Reis (RJ) novamente em abril de 2021, Petrópolis (RJ) em fevereiro de 2022, São Sebastião (SP) em fevereiro de 2023 e Serra das Antas (RS), Porto Alegre (RS) em maio de 2024 e agora, em fevereiro, Juiz de Fora.

Diante desta realidade, torna-se muito difícil o entendimento de que séries históricas de chuvas consigam representar as atuais e futuras condições de precipitação. Por esta razão, a GEOPHI tem adotado método de determinação de contribuição de chuvas mais conservador com resultados sempre superiores aos outros métodos existentes, representado pelo programa PLUVIO associado ao Método Racional.

O software PLUVIO 2.0 (www.ufv.br/dea/gprh/pluvio) possibilita a obtenção da equação de chuvas intensas para qualquer localidade dos Estados de Minas Gerais, São Paulo, Paraná, Rio de Janeiro, Espírito Santo, Bahia e Tocantins. Para os demais estados, o programa permite a sua obtenção para as localidades onde já existem as equações de chuvas.

O programa adota a equação da intensidade de precipitação dada por:

$$i = \frac{[k \cdot (TR)^a]}{(t_d + b)^c}$$

Onde:

- i: Intensidade de precipitação (mm/h);
- TR: Tempo de recorrência (anos);
- t_d: Duração da precipitação (minutos);
- k, a, b e c: Constantes específicas de cada posto pluviométrico.

A definição da equação de intensidade-duração-frequência da precipitação depende exclusivamente dos 4 parâmetros k, a, b e c, os quais já foram determinados para diversas localidades brasileiras, o que permite o desenvolvimento de metodologia para a obtenção dos 15 tipos de equações de chuvas intensas em locais em que a equação não é conhecida.

A metodologia é fundamentada no uso de interpolador que determina cada um dos parâmetros da equação de intensidade-duração-frequência da precipitação a partir das informações disponíveis para o Estado.

Desta forma, é possível quantificar os parâmetros da equação de intensidade, duração e frequência da precipitação para qualquer localidade desses Estados e, consequentemente, obter a própria equação de chuvas intensas para um local específico.

A determinação da intensidade-duração-frequência da precipitação para a Área do Morro do Cristo foi realizada pelo PLUVIO considerando:

- i. Dados pluviométricos das estações do Estado de Minas Gerais, localizadas próximas e na região de Juiz de Fora;
- ii. Tempo de recorrência igual a 100 anos para o cálculo das vazões de projeto, conforme recomendado pela ABNT para dimensionamento do sistema de

drenagem definitivo de estruturas principais, tais como canaletas de drenagem, descidas em escada e canais periféricos;

- iii. Duração da precipitação considerada igual ao tempo de concentração inicial, adotado igual a 10 minutos devido à extensão da área e, por consequência, do sistema de drenagem superficial.

O Método Racional favorece análises mais conservadoras visto que considera:

- i. Chuva geradora do deflúvio é invariável no tempo e espaço, o que implica em chuva uniforme sobre toda bacia;
- ii. Duração de chuva deve ser igual ou maior que seu tempo de concentração de forma que todos os pontos da bacia contribuam na formação do deflúvio. Visto que a intensidade da chuva decresce com o aumento da duração, a descarga máxima resulta de uma chuva com duração igual ao tempo de concentração da bacia;
- iii. Definição de um único parâmetro correspondente ao coeficiente de deflúvio (ou coeficiente de escoamento superficial ou de *runoff*), que expressa o comportamento da área na formação do deflúvio e, consequentemente, reúne todas as incertezas dos diversos fatores que interferem neste parâmetro, tais como volume da precipitação vertida, avaliação do efeito da variação da intensidade da chuva e das perdas por retenção e infiltração do solo durante a chuva de projeto.

A Figura 6 apresenta os resultados do PLUVIO com a localização e os dados de pluviometria interpolados para a região de Juiz de Fora.

Desta forma, a intensidade de precipitação para tempo de recorrência de 100 anos é dada por:

$$i = [k \cdot (TR)^a] / (t_d + b)^c = [1035,654 \cdot (100)^{0,19}] / (10 + 11.657)^{0,771}$$

$$i = 225,595 \text{ mm/h}$$



Plúvio 2.1



Copyright (2005) © GPRH

RELATÓRIO

Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Não definida **Estado:** Bahia

Latitude: 13°49'58"

Longitude: 42°17'20"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

K: 1035,654

a: 0,190

b: 11,657

c: 0,771

MAPA DE LOCALIZAÇÃO:



Figura 6. Determinação das constantes de intensidade de precipitação para a Área de Juiz de Fora com o programa PLUVIO.

3.3 Caracterização Geológico-Geotécnica

O Morro do Cristo foi investigado visando verificar estruturas geológico-geotécnicas e demais feições consideradas de risco aos bens patrimoniais instalados nas cercanias da área. O Documento Levantamento Geológico-Geotécnico emitido pela LWGEO Geologia em abril/2026 reporta que o Morro do Cristo é um talude rochoso com orientação N-S, cota máxima aproximada em 230m (crista do paredão rochoso) e 450m de comprimento, apresentando uma litologia composta predominantemente por rocha Gnáissica. Sobre o talude há uma camada rasa de solo, rico em matéria orgânica, onde está instalada densa vegetação.

O Relatório descreve os aspectos geológico-geotécnicos das seguintes áreas:

- i. Trilha do Morro do Imperador (Tostão) na qual a ruptura da camada de solo residual ocorreu no contato solo-rocha, expondo ninhos de blocos de volumes variáveis depositados ao longo da face rochosa com acúmulo expressivo junto ao corte mecânico na base da Trilha do Tostão (Figuras 7 e 8);



Figura 7. Área de Inspeção Trilha do Morro do Imperador (LWGEO, 2026).



(a) Ninho de blocos rochosos na margem da cicatriz de ruptura



(b) Camada de solo depositada na face da encosta



(c) Ninho de blocos na face da encosta



(d) Lasca de alívio depositada na base após desprendimento

Figura 8. Resultados da inspeção geológica na Trilha do Morro do Imperador (LWGEO, 2026).

- ii. Rua Halfeld, a jusante do Mirante do Cristo, com maior volume de material mobilizado pela ruptura da capa de solo residual e fluxo de detritos no talvegue com depósito no sopé do talude (Figuras 9 e 10);



Figura 9. Área de Inspeção Rua Halfeld (LWGEO, 2026).



(a) Talvegue do fluxo de detritos com blocos



(b) Cicatriz de ruptura na crista da encosta



(c) Blocos no talvegue



(d) Blocos vizinhos ao talvegue



(e) Surgência de água sob bloco rochoso

Figura 10. Resultados da inspeção geológica na Trilha do Morro do Imperador (LWGEO, 2026).

- iii. Rua do Carmelo, com corrida de detritos ao longo do sopé do talude rochoso, que forma um vale encaixado recoberto por depósito de tálus advindo de episódios pretéritos de deslizamento, observando-se blocos volumosos depositados ao longo da cicatriz sem chegar ao sopé (Figuras 11 e 12);



Figura 11. Área de Inspeção Rua do Carmelo (LWGEO, 2026).



(a) Contato do material detrítico com topo rochoso



(b) Cicatriz de ruptura com blocos



(c) Blocos na porção superior da cicatriz

Figura 12. Resultados da inspeção geológica na Trilha do Morro do Imperador (LWGEO, 2026).

- iv. Circunvizinhanças das áreas de ruptura entre as cicatrizes da Rua do Carmelo e a da Rua Halfeld, onde foram identificados diversos pontos com ninhos de blocos e/ou matacões isolados de grande volume, sendo maioria insitu ou depositados ao longo de todo maciço (Figura 13).



Figura 13. Blocos entre as cicatrizes de ruptura da Rua do Carmelo e Rua Halfeld (LWGEO, 2026).

Vale ressaltar que o levantamento geológico-geotécnico do Morro do Cristo (LWEO, 2026) não apresenta informações relativas à localização em coordenadas, geometria e dimensões das lascas e blocos rochosos e áreas e volumes dos ninhos de blocos, impedindo a avaliação quantitativa e estatística de blocos instáveis. O produto final deste levantamento se resume ao mapa apresentado na Figura 14.

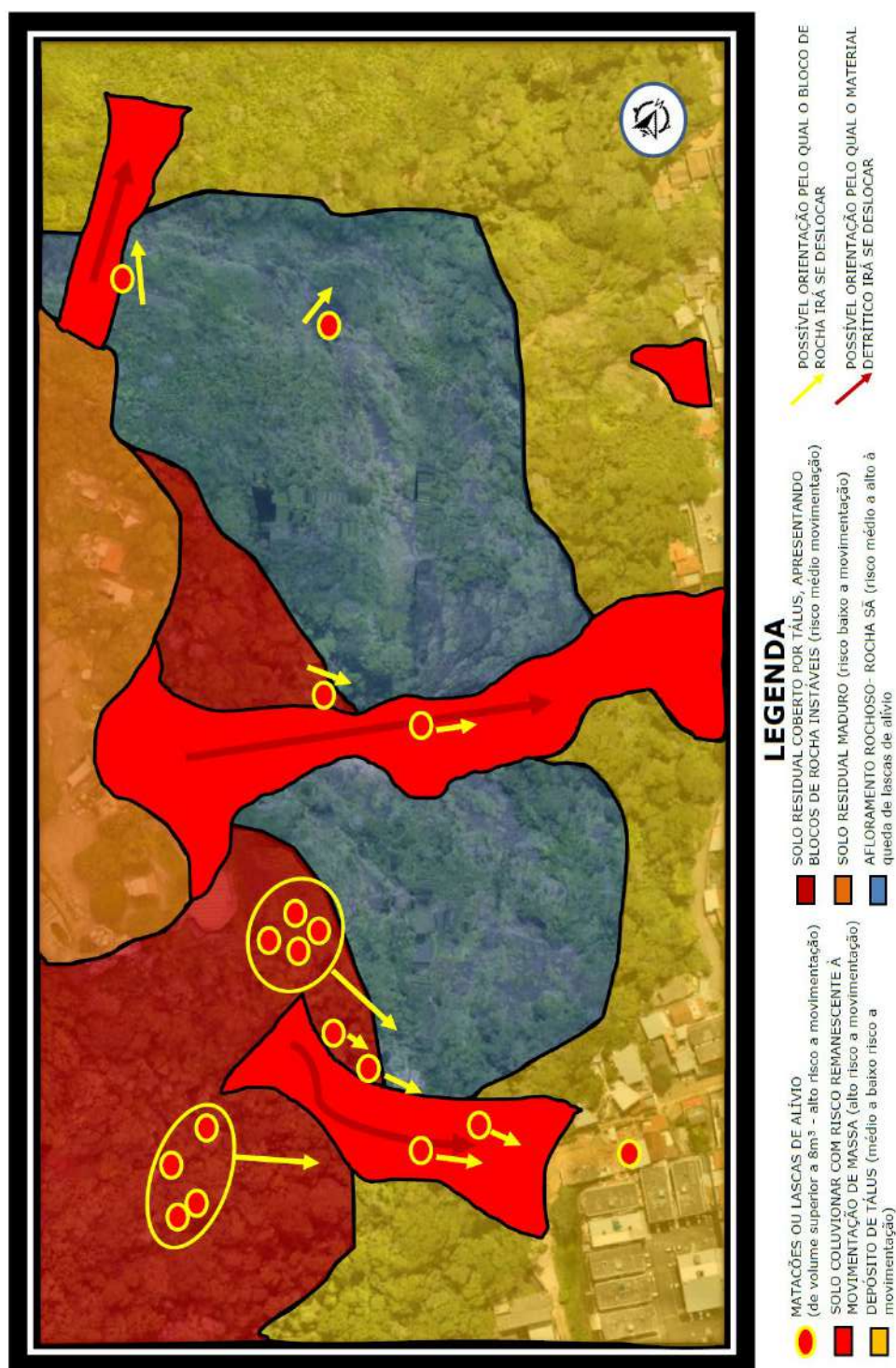


Figura 14. Mapeamento geológico-geotécnico qualitativo (LWGEO, 2026).

Andrade (2015) apresenta um estudo muito interessante e detalhado sobre movimento de blocos e risco no Morro do Cristo na porção compreendida pelo polígono estabelecido pelas ruas Espírito Santo e São Sebastião, sentido N-S e pela vertente tombada do Morro do Cristo e a Av. Olegário Maciel, sentido W-E.

A avaliação da estabilidade dos blocos de rocha foi realizada para blocos de dimensões iguais ou maiores que 1,0m x 1,0m x 1,0m de altura, largura e comprimento, tendo em vista o alto potencial de dano de blocos com essas dimensões. Andrade (2015) reporta também que a grande maioria dos blocos do Morro do Cristo apresentam volumes inferiores a 1,0m³. Um total de 30 blocos foram identificados e avaliados, sendo que 3 se encontravam instáveis e 10 muito instáveis quanto a quedas e rolamentos. A Figura 15 apresenta o cartograma com a localização espacial dos 13 blocos instáveis e muito instáveis no Morro do Cristo.

Andrade (2015) adota as 3 trilhas do Morro do Cristo para elementos de elementos de orientação no deslocamento e referência espacial para a localização dos blocos de rocha, apresentando o cartograma na Figura 16, com a localização e a conformação espacial das 3 trilhas denominadas por Trilha Norte, Trilha do Meio e Trilha do Tostão.

A Tabela 1 resume os blocos instáveis identificados por Andrade (2015), possibilitando inferir geometrias, volumes e condições de instabilidade para as análises e dimensionamento do projeto de estabilização e proteção do Morro do Cristo.

.

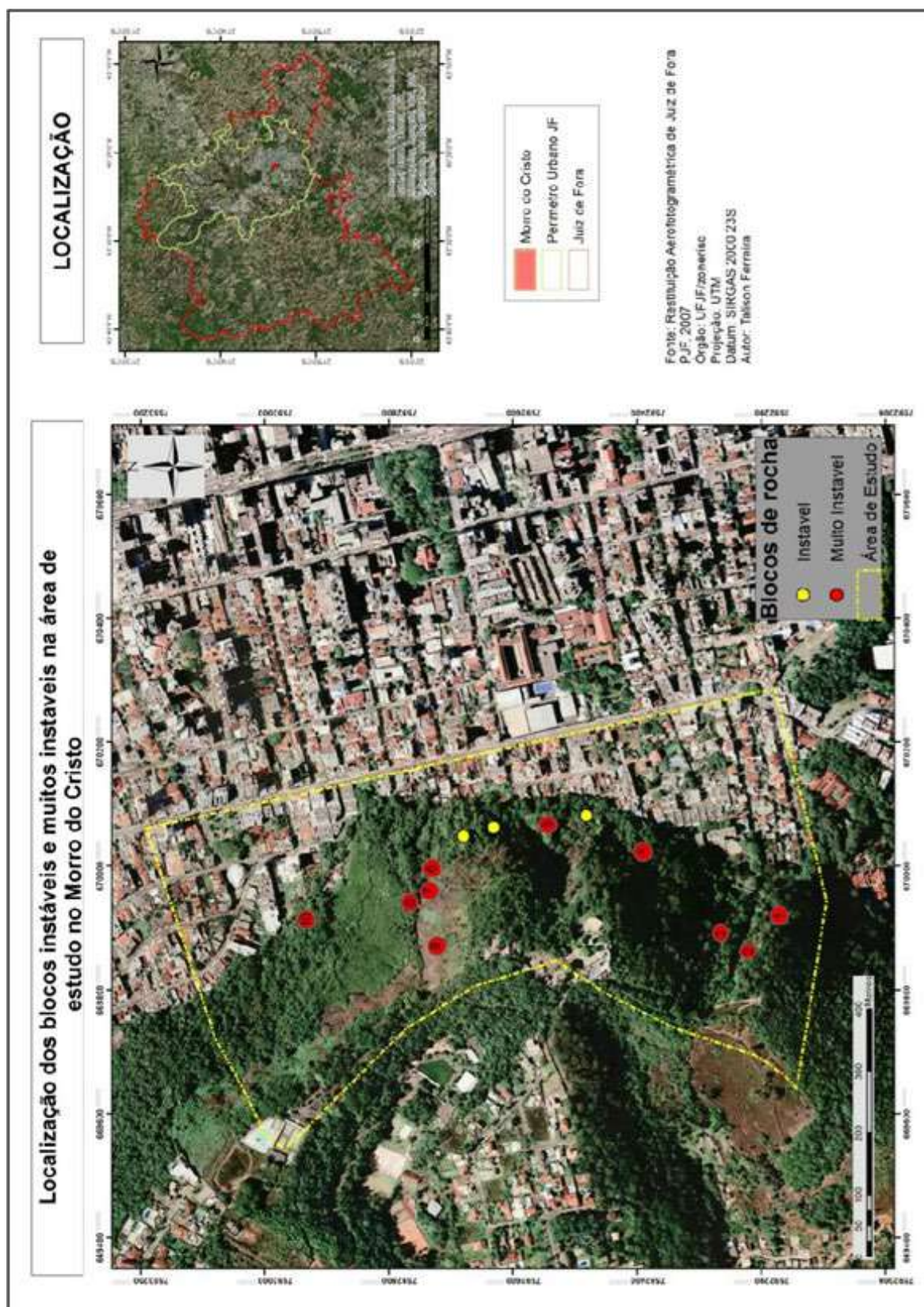


Figura 15. Mapeamento dos blocos instáveis com volumes iguais e maiores a $1,0\text{m}^3$ na área de estudo do Morro do Cristo (Andrade, 2015).

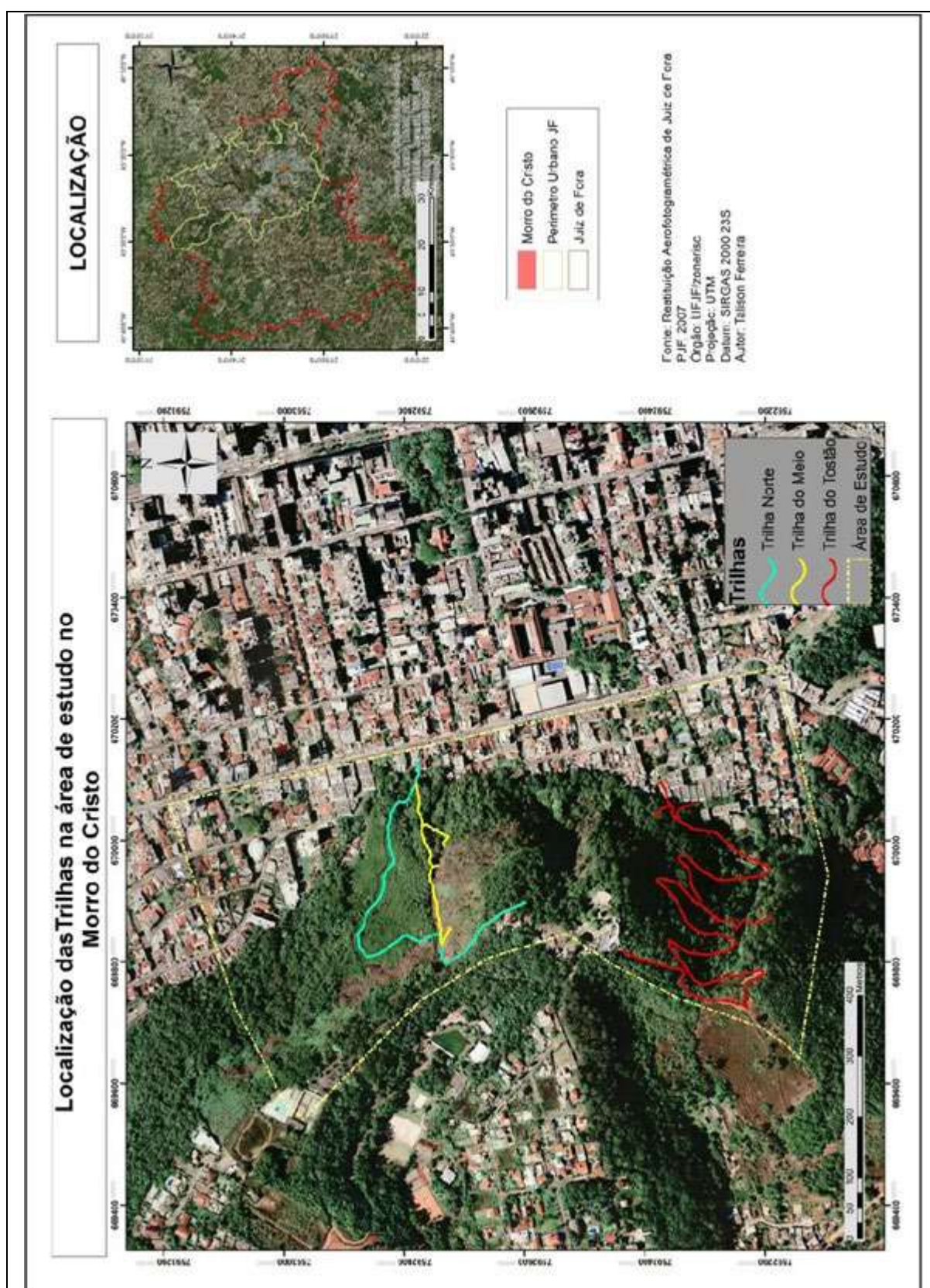


Figura 16. Localização da Trilha Norte, Trilha do Meio e Trilha do Tostão no Morro do Cristo (Andrade, 2015).

Tabela 1. Características e locações dos blocos instáveis de volumes iguais e maiores a 1,0m³ no Morro Do Cristo (Adapt. Andrade, 2015).

Bloco	Coordenadas UTM/ Datum Cor. Alegre	Registro fotográfico
1 Bloco na Trilha Norte no santuário da Rua Halfeld	0669987 7592591	
2 Bloco sem paliçada	0670040 7592437	
3 Bloco a montante do santuário da Rua Halfeld	0669978 7592625	

4
Blocos nos
fundos do
Hospital São
Domingos

0669855
7592134
0669845
7592145



5
Bloco na Trilha
do Meio

0669887
7592710



6
Bloco
escorado com
bambus

0669937
7592193



7

Bloco no final
da Rua
Marechal
Deodoro

0669978
7592625



8

Ninho de 8
blocos no
talvegue

0669984
7592338



9

Blocos ao sul
da Trilha do
Meio alinhado
com Rua
Constantino
Paleta

0669949

7592682



10

Bloco no topo
da Trilha do
Meio alinhado
com Rua São
Sebastião

0669816

7592679



11

Blocos rolados
a sudeste do
santuário da
Rua Halfeld

0670022

7592488



12

Bloco sob
bromélia ao
sul da trilha do
meio

0669921
7592686



13

Blocos a
montante da
extensão da
Rua Luís
Sansão

0669871
7592878



Obs.: Paliçada construída com trilhos de trem fixados em base de concreto e revestimento com cabos de aço e telas metálicas.

Ainda sobre instabilidade de blocos é importante informar sobre a segurança da área do Santuário com a capela, também chamada de Praça Nossa Senhora de Fátima, localizada na base do Morro do Cristo ao final da Rua Halfeld. Estudos apresentados por Cabral & Modesto (2024) indicam que a capela, conhecida como Gruta de Nossa Senhora de Fátima, foi implantada no local modificado por ação antrópica pretérita. Explosivos foram utilizados para ampliação da área, resultando na criação de um paredão rochoso vertical.

O paredão vertical cortado a fogo cujo corte potencializou o fraturamento do maciço rochoso, resultando em alta suscetibilidade ao desprendimento de blocos de rocha, pois as inúmeras famílias de fraturas e descontinuidades do maciço rochoso favorecem a formação de cunhas e blocos. A situação é ainda desfavorável devido à orientação das descontinuidades do maciço com relação ao plano de corte, agravada pela proximidade da capela em relação ao paredão, sem nenhum recuo de segurança entre ambos (Figura 17).

Dado a pequena área da praça, onde se realizavam os cultos religiosos e demais eventos, e considerando a altura do paredão, a área de segurança necessária para o atingimento dos blocos torna o local inviável à realização de eventos públicos. Essa condição faz com que quase toda a praça seja classificada como área de dispersão dos blocos, não sendo recomendada para uso e reforçando a proibição de acesso ao público.



(a) Capela na base do paredão vertical



(b) Teto da capela em contato com paredão

Figura 17. Alto potencial de instabilidades por queda de blocos na Praça Nossa Senhora de Fátima (Cabral & Modesto, 2024).

4 MOVIMENTOS DE MASSA NO MORRO DO CRISTO

O Morro do Cristo na região central de Juiz de Fora foi cenário de ocorrência de diversos movimentos de massa de grandes proporções, variando de deslizamentos translacionais rasos e profundos a fluxos de lama (*mud flows*) e fluxos de detritos (*debris flows*). Os movimentos mobilizaram elevado volume de material natural, desde sedimentos mais finos a blocos rochosos volumosos, além de detritos resultantes da destruição de árvores, residências e infraestruturas do Mirante do Cristo.

Os movimentos de massa do Morro do Cristo foram deflagrados por chuvas prolongadas anteriores às chuvas torrenciais dos dias 23 e 24 de fevereiro, totalizando cerca de 229,9mm apenas entre os dias 22 e 24, com acumulado de chuva na cidade de 579,3mm, volume 240% acima da média climatológica de fevereiro que é de 170,3 mm em Juiz de Fora (INMET, Publicado em 24/02/2026 15h14).

4.1 Características dos Movimentos de Massa

Os registros fotográficos tomados logo após as ocorrências possibilitam destacar 4 eventos de ruptura, a saber (Figuras 18 e 19):

- i. Evento 1, denominado Evento Carmelo neste documento, devido à chegada do material de colapso na Rua do Carmelo;
- ii. Evento 2, chamado Evento Halfeld, devido à chegada do material de colapso na Rua Halfeld e na Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade;
- iii. Evento 3, chamado Evento Luís Sansão em função de sua localização, orientada para esta rua;
- iv. Evento 4, denominado Evento Marechal Deodoro, em função de sua localização orientada frontal para esta rua.

Os movimentos de massa do Morro do Cristo correspondentes aos Eventos Carmelo e Halfeld apresentam características comuns representadas pelos deslizamentos translacionais da camada superficial de solo ocorridos nas cristas da encosta, os quais promoveram novos deslizamentos ao longo da trajetória de deslocamento, resultando em fluxos de detritos e de lama. As condições topográficas dos 2 eventos se assemelham também em função da presença dos talwegues, nos quais os debris flows se desenvolveram de forma canalizada (Figura 20).

São instabilidades que se iniciam por escorregamento translacional raso na crista das encostas e que promovem novas instabilidades por impacto da massa colapsada inicial na face do talude, desenvolvendo fluxos de lama e de detritos, que tipicamente se dirigem aos talwegues naturais. Uma vez nos talwegues, a energia envolvida no deslocamento da massa promove novas instabilidades laterais e de base do canal, além da mobilização dos depósitos antigos, agregando mais volume ao volume inicial. Os volumes de material colapsado em movimento no canal do talvegue ganham ainda os volumes adicionais de escorregamentos adjacentes e secundários da encosta.

As Figuras 21 a 25 mostram a dinâmica do Evento Carmelo, com a *Zona de Iniciação* na crista da encosta com ruptura do tipo deslizamento translacional da capa de solo sobre o contato com topo rochoso, seguido por debris flow canalizado no talvegue e correspondente à *Zona de Transporte* com deposição em leque na Rua Carmelo, correspondente à *Zona de Deposição*.

Observa-se na parte superior da cicatriz a presença de camada de solo e blocos rochosos instáveis com potencial de reativação de movimento (Figuras 23 e 24), ressaltando que os blocos apresentam volumes variáveis. Nota-se que ao longo da cicatriz no talvegue (Zona de Transporte) há a exposição de topo rochoso com blocos individualizados. Na Zona de Deposição, que destruiu várias moradias, foram identificados diversos blocos, inclusive 3 blocos de cerca de $1,0\text{m}^3$ que atingiram 1 residência, sendo um deles depositado no interior da casa (Figura 25).



Figura 18. Vista aérea das rupturas do Morro do Cristo.



Figura 19. Vista área geral dos 4 eventos de ruptura no Morro do Cristo, Evento Carmelo, Evento Halfeld, Evento Luís Sansão e Evento Marechal Deodoro.



Figura 20. Vista área das zonas de iniciação e transporte dos debris flows nos Eventos Carmelo e Halfeld.



Figura 21. Vista frontal da ruptura translacional seguida por debris flow – Evento Carmelo.



Figura 22. Características da cicatriz de ruptura – Evento Carmelo.



Figura 22 (cont.). Características da cicatriz de ruptura – Evento Carmelo.

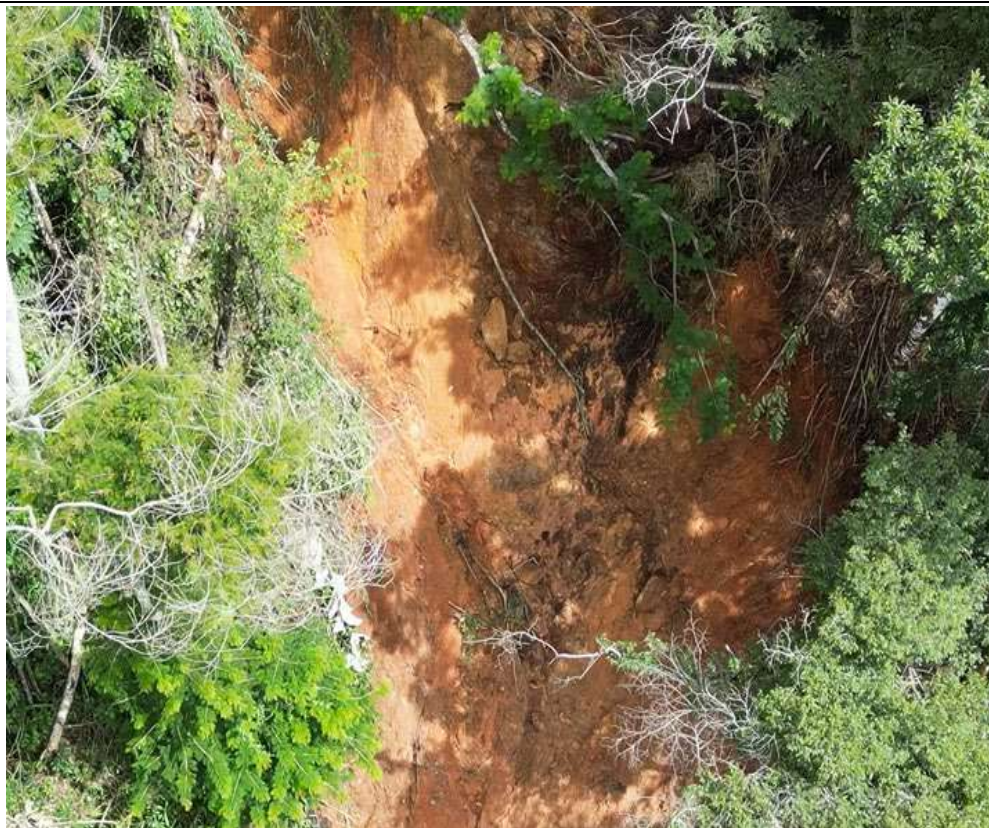


Figura 23. Parte superior da cicatriz de ruptura com camada de solo e exposição de blocos instáveis – Evento Carmelo.

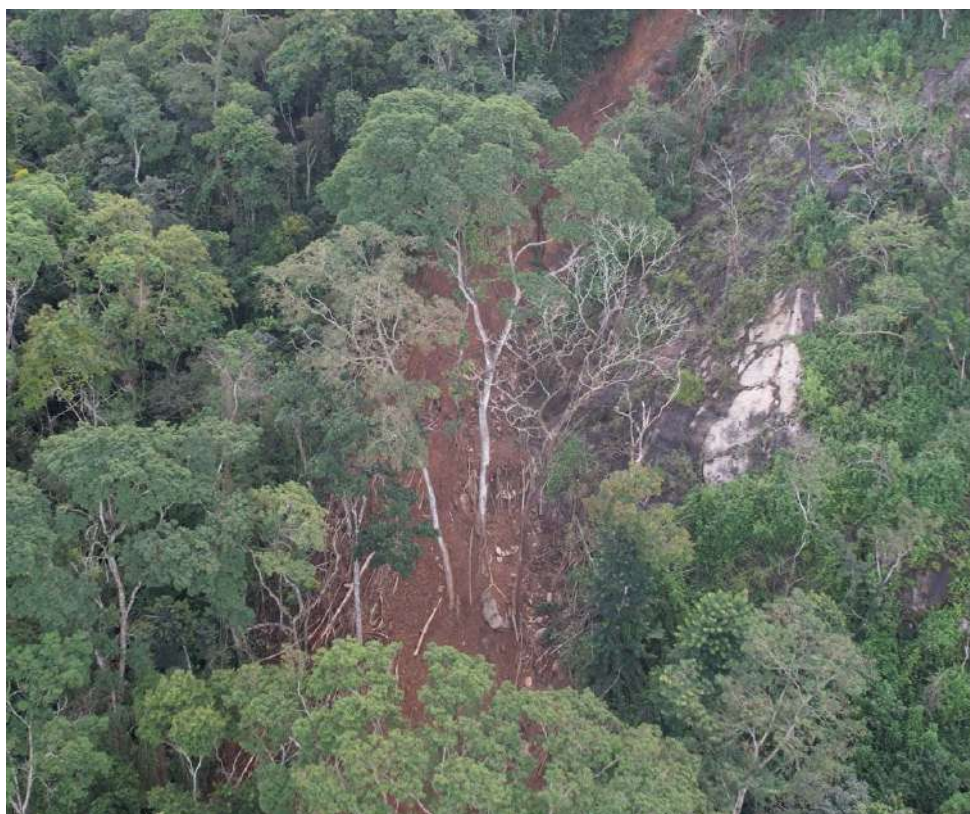


Figura 24. Blocos rochosos volumosos na cicatriz de ruptura do talvegue – Evento Carmelo.



Figura 25. Bloco rochoso de cerca de 1,0m³ depositado no interior da residência – Evento Carmelo.

As Figuras 26 a 24 mostram a dinâmica do Evento Halfeld, cuja ruptura se iniciou por deslizamento translacional da camada de solo na crista da encosta junto ao Mirante do Imperador (Zona de Iniciação) e prosseguiu com desenvolvimento de debris flow canalizado no talvegue (Zona de Transporte) até atingir as residências na base da encosta e a Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade, produzindo depósito de solo, árvores e blocos rochosos em forma de leque (Zona de Depósito).

Observa-se que a cicatriz da ruptura revela topo rochoso e blocos rochosos individualizados apoiados na superfície e/ou depositados nas irregularidades e base do talvegue. São blocos de volumes variáveis com elevado potencial de desprendimento e queda e, portanto, críticos em relação à estabilidade da área. Note-se também que a cicatriz mostra camada de solo residual remanescente das rupturas.



Figura 26. Vista aérea da ruptura translacional de crista e progressão para debris flow – Evento Halfeld.

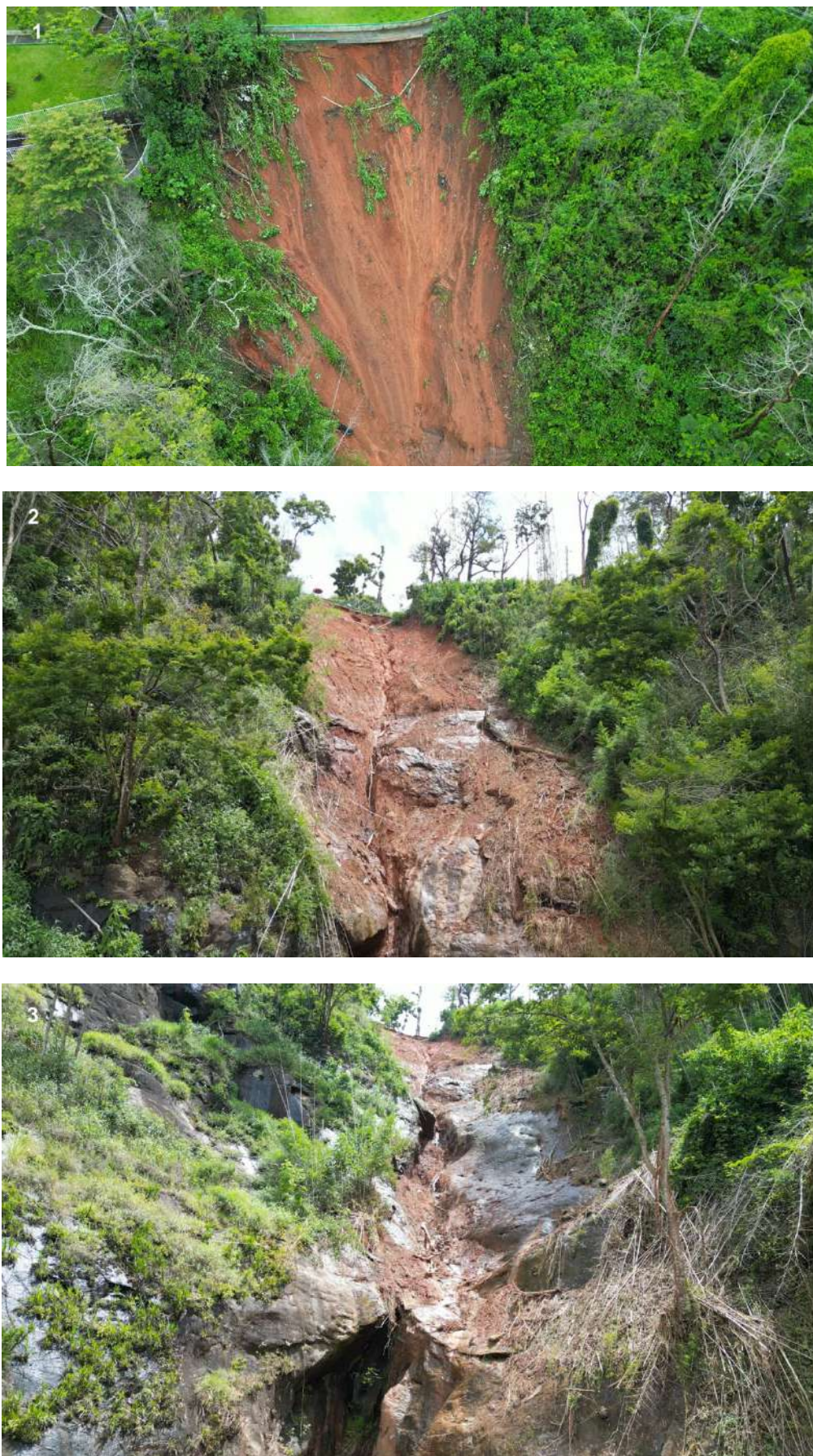


Figura 27. Características da cicatriz de ruptura – Evento Halfeld.

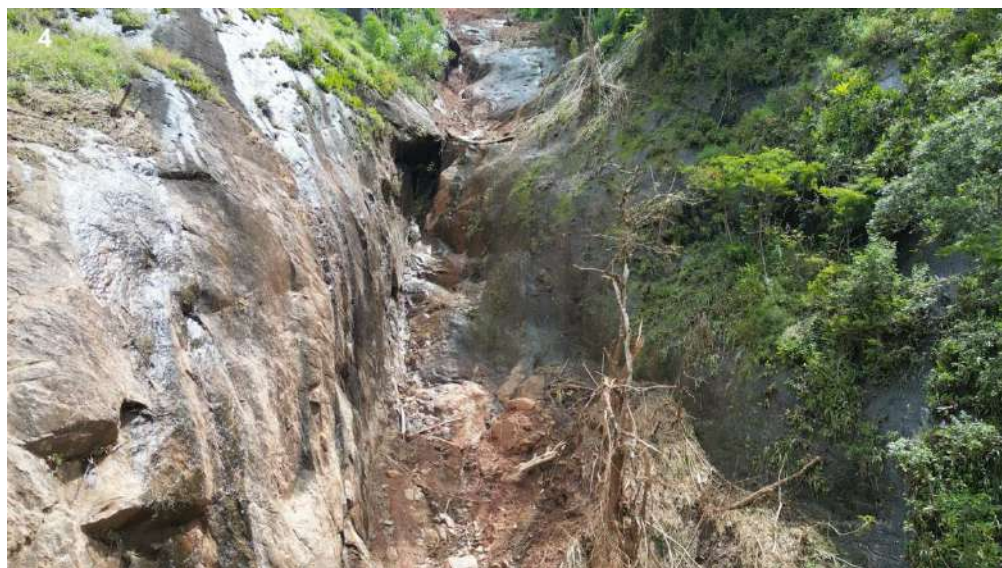


Figura 27 (cont.). Características da cicatriz de ruptura – Evento Halfeld.

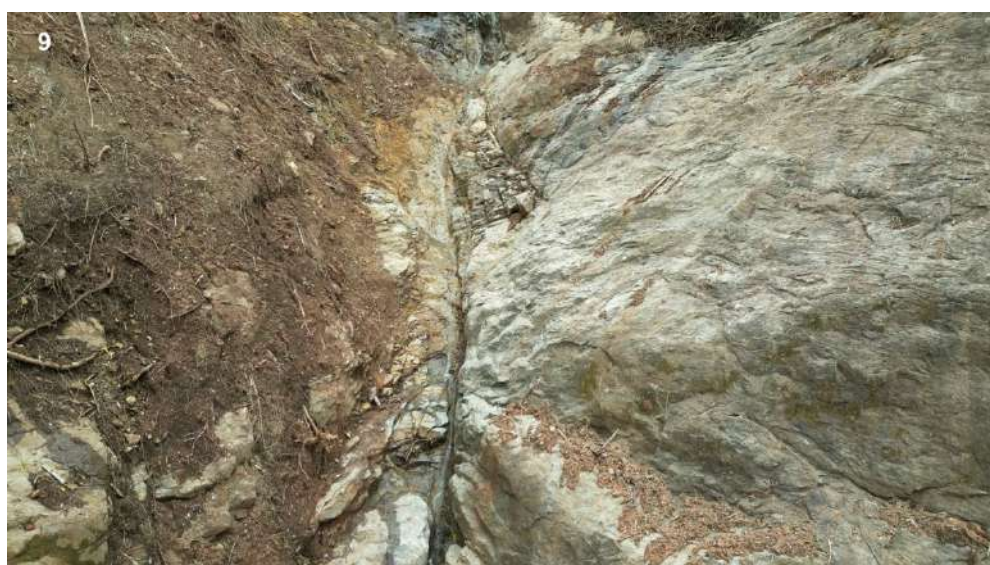


Figura 27 (cont.). Características da cicatriz de ruptura – Evento Halfeld.



Figura 27 (cont.). Características da cicatriz de ruptura – Evento Halfeld.



Figura 27 (cont.). Características da cicatriz de ruptura – Evento Halfeld.

O Evento Luís Sansão corresponde à ruptura por deslizamento translacional da camada de solo sobreposta a topo rochoso de espessura pequena e extensão reduzida e que se finalizou na própria encosta, não atingido sua base. As Figuras 28 a 31 ilustram o Evento Luís Sansão.

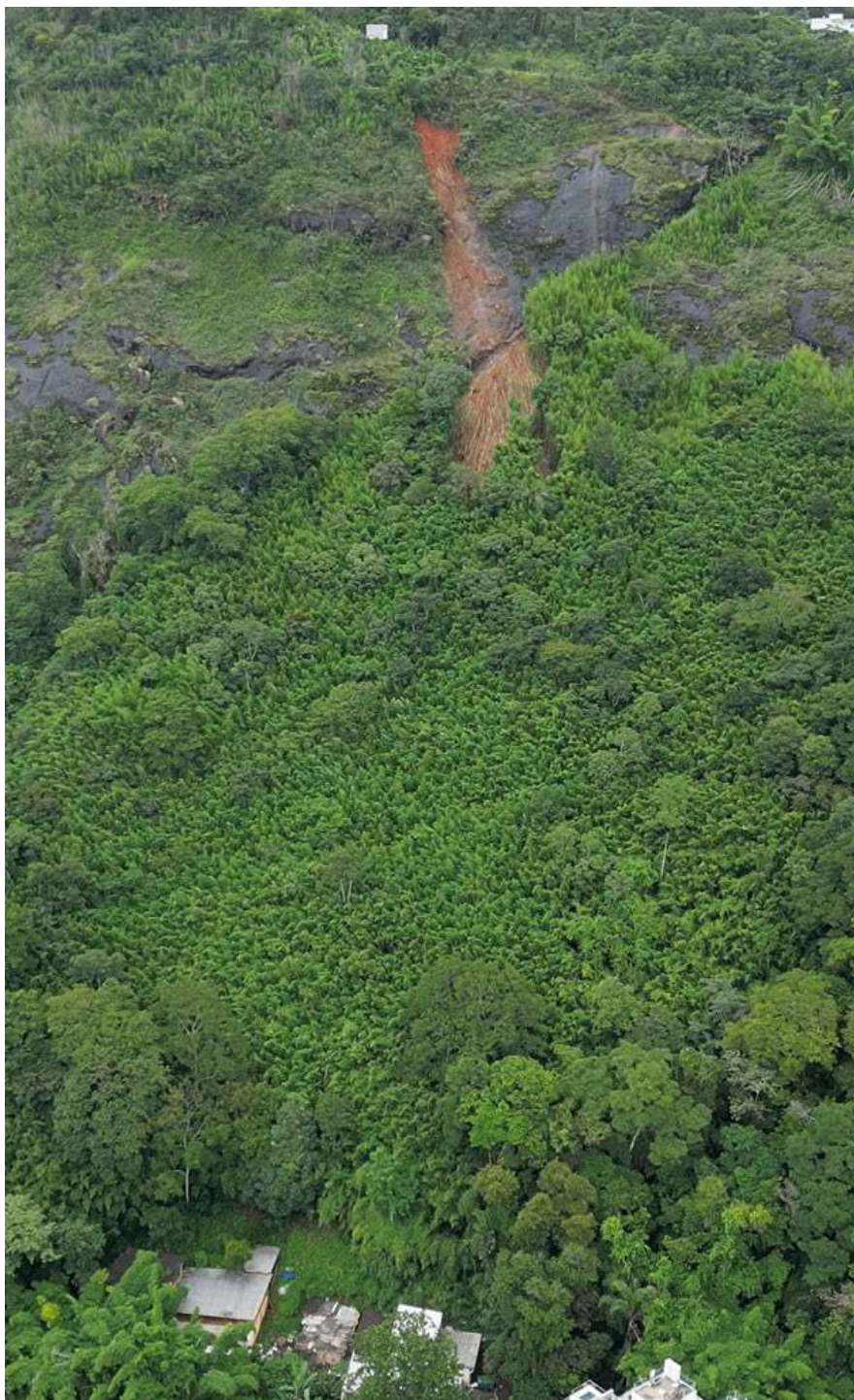


Figura 28. Vista aérea geral da ruptura por deslizamento translacional – Evento Luís Sansão.



Figura 29. Vista aérea frontal da ruptura por deslizamento translacional – Evento Luís Sansão.



Figura 30. Vista aérea lateral da ruptura por deslizamento translacional – Evento Luís Sansão.



Figura 31. Detalhe da cicatriz de ruptura com exposição do topo rochoso e blocos/lascas pouco volumosos remanescentes no maciço – Evento Luís Sansão.

O Evento 4, chamado Marechal Deodoro é uma ruptura localizada na base do Morro do Cristo constituída de desprendimentos e quedas de lascas de alívio e blocos rochosos do maciço rochoso de boa qualidade geomecânica e que se depositaram nos fundos da residência. As Figuras 32 a 34 ilustram as características da ruptura.



Figura 32. Ruptura por desprendimentos e quedas de blocos e lascas de alívio – Evento Marechal Deodoro.



Figura 33. Ruptura por desprendimentos e quedas de blocos e lascas de alúvio – Evento Marechal Deodoro.



Figura 34. Ruptura por desprendimentos e quedas de blocos e lascas de alúvio – Evento Marechal Deodoro.

A inspeção do Morro do Cristo realizada por LWGEO (2026) mostrou a ocorrência de blocos rochosos instáveis com volumes de $8,0\text{m}^3$ e análise de risco de Andrade (2015) reporta blocos instáveis maiores ou iguais a $1,0\text{m}^3$, conforme apresentado no Item 3.3.

A GEOPHI também identificou blocos muito volumosos com elevado potencial de desprendimento e queda, os quais exigem tratamento para a garantia da segurança da área urbanizada no entorno do Morro do Cristo. As Figuras 35 a 42 ilustram os blocos potencialmente instáveis.



Figura 35. Localização de blocos volumosos instáveis nas áreas 1, 2 e 3 no Morro do Cristo.



Figura 36. Destaques 1 e 2 para os blocos volumosos instáveis no Morro do Cristo.

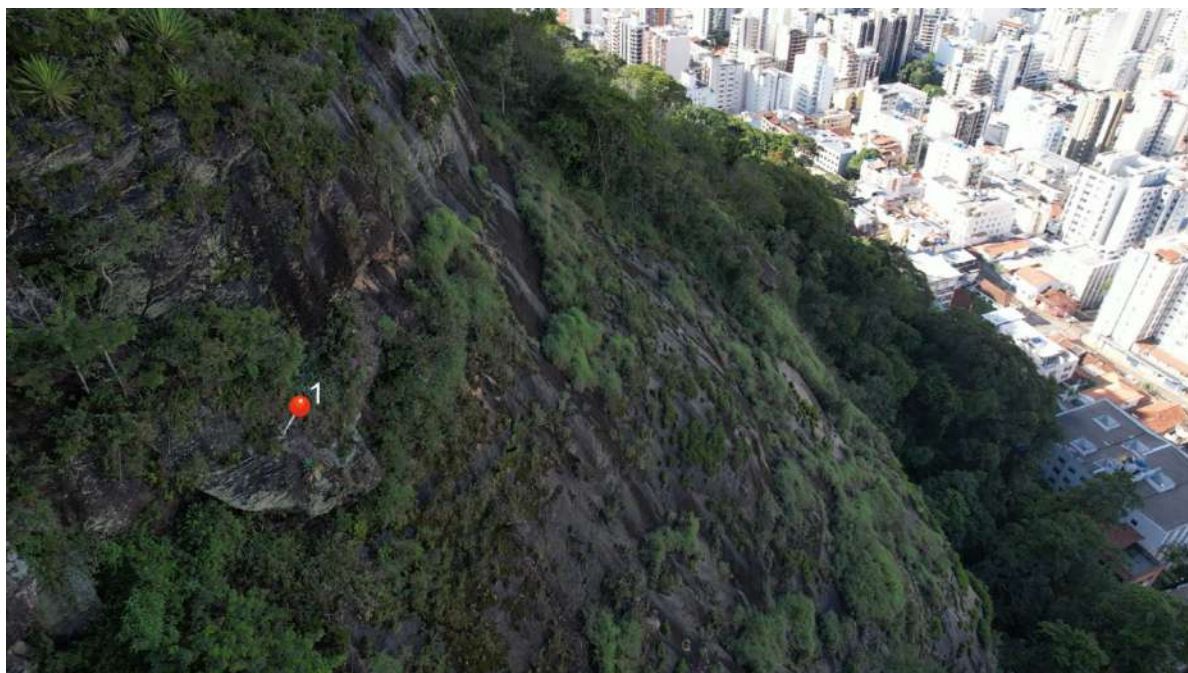


Figura 37. Detalhe do destaque 1 com lasca de alívio espessa com direção de deslocamento para a base da encosta.



Figura 38. Destaques 2 e 3 para os blocos volumosos instáveis no Morro do Cristo.



Figura 39. Detalhe do destaque 2 com lasca de alvío espessa com direção de deslocamento para o talvegue e base da encosta.



Figura 40. Detalhe do destaque 2 com lasca de alvío espessa com direção de deslocamento para o talvegue e base da encosta.



Figura 41. Destaque 3 com lasca de alívio espessa com direção de deslocamento para a base da encosta.

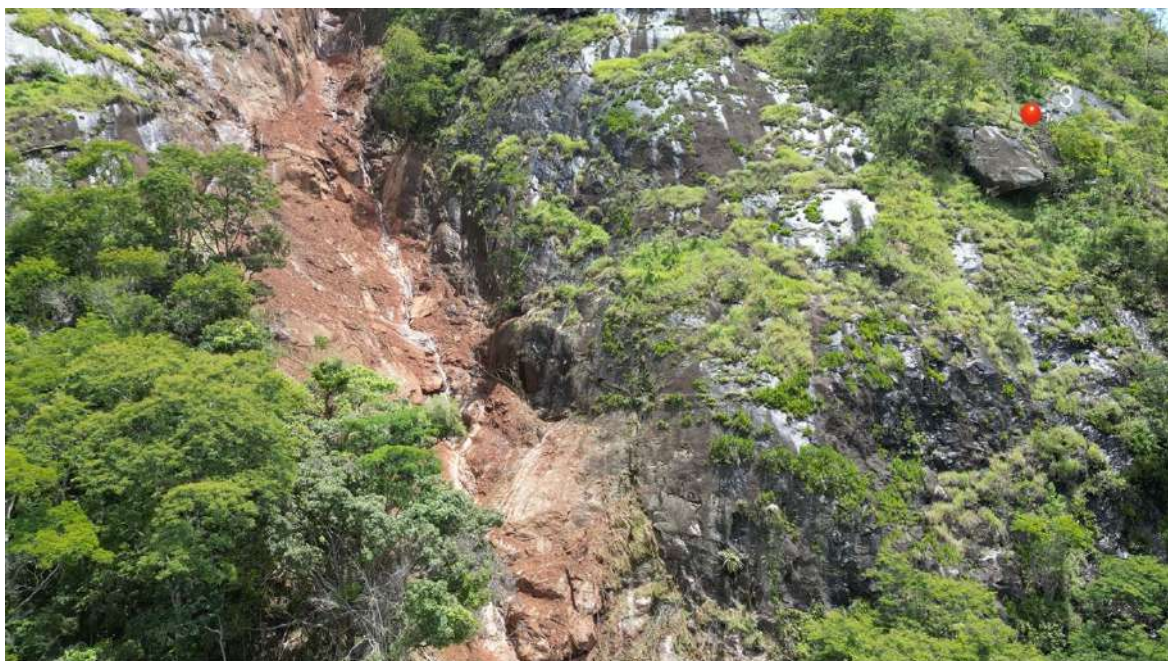


Figura 42. Detalhe do destaque 3 com lasca de alívio espessa com direção de deslocamento para a base da encosta.

4.2 Resumo dos Problemas

A inspeção e análise da área do Morro do Cristo nas condições atuais permite identificar que os principais problemas são:

- i. Deslizamentos translacionais ocorridos nos setores próximos a crista da encosta em fevereiro de 2026;
- ii. Deslizamentos translacionais das camadas de solo remanescentes nos setores já instabilizados em fevereiro de 2026;
- iii. Debris flows nos talvegues ocorridos em fevereiro de 2026;
- iv. Reativação potencial de debris flows nos talvegues;
- v. Desprendimentos e quedas de blocos críticos de volumes variáveis podendo atingir 8,0m³;
- vi. Perda de parte da estrutura de acesso do Mirante do Imperador;
- vii. Destruição total e parcial de moradias na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade;
- viii. Inexistência de drenagem superficial nas saídas dos talvegues (caminhos preferenciais de drenagem natural);
- ix. Localização inadequada da Praça Nossa Senhora de Fátima.

4.3 Soluções Propostas

Considerando as características das rupturas ocorridas e das rupturas potenciais, material dominante do Morro do Cristo patrimoniado, além das infraestruturas existentes na área, as intervenções geotécnicas mais adequadas são:

- i. Instalação de sistema de proteção de barreiras flexíveis para a retenção de lascas e blocos rochosos instáveis;
- ii. Estabilização de lascas e blocos rochosos volumosos com chumbadores localizados;
- iii. Estabilização de nicho de blocos volumosos com envelopamento por painel metálico de alta resistência e chumbadores de contorno;
- iv. Instalação de cortina atirantada e tratamento da cicatriz a jusante para recuperação do Mirante do Imperador;
- v. Implantação de bacias de amortecimento para chuvas e lamas nas áreas de base dos talvegues dos eventos Carmelo e Halfeld;
- vi. Realocação da Praça Nossa Senhora de Fátima;
- vii. Desapropriação das moradias parcialmente e totalmente destruídas na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade.

5 PREMISSAS DO PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO E PROTEÇÃO

Os projetos básicos para as obras emergenciais foram desenvolvidos considerando as áreas correspondentes aos pontos de ocorrência de instabilidade no Morro do Cristo e potenciais instabilidades futuras, abrangendo os setores da encosta delimitados pelas Ruas Luís Sansão e Rua Redentor, a montante da Rua Olegário Maciel (Figura 43).



(a) Área de intervenção



(b) Área de intervenção delimitada pelas ruas interditadas

Figura 43. Área de intervenção no Morro do Cristo selecionada para análises e obras emergenciais.

Os projetos básicos de estabilização e proteção da área do Morro do Cristo consideram as seguintes premissas e condições:

- i. Permanência de todas as moradias na situação atual, exceto as residências parcialmente e totalmente destruídas na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade;
- ii. Aproveitamento do sistema de drenagem de águas pluviais já existente na área;
- iii. Seleção de intervenções de engenharia de estabilização e proteção reconhecidas pela rapidez e facilidade de execução para desinterdição da área no menor período de tempo possível;
- iv. Respeito e cuidados em relação à condição de patrimônio municipal do Morro do Cristo, atentando para soluções de engenharia de mínima ou nenhuma interferência com o monumento paisagístico, turístico e cultural.

Os projetos básicos de estabilização e proteção foram elaborados a partir da identificação dos problemas atuais e potenciais na área do Morro do Cristo, já apresentados no Item 4, correspondentes a:

- i. Deslizamentos translacionais ocorridos nos setores próximos a crista da encosta em fevereiro de 2026;
- ii. Deslizamentos translacionais das camadas de solo remanescentes nos setores já instabilizados em fevereiro de 2026;
- iii. Debris flows nos talvegues ocorridos em fevereiro de 2026;
- iv. Reativação potencial de debris flows nos talvegues;
- v. Desprendimentos e quedas de blocos críticos de volumes variáveis podendo atingir $8,0m^3$;
- vi. Perda de parte da estrutura de acesso do Mirante do Imperador;
- vii. Destruição total e parcial de moradias na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade;
- viii. Inexistência de drenagem superficial nas saídas dos talvegues dos eventos Carmelo e Halfeld (caminhos preferenciais de drenagem natural);
- ix. Localização inadequada da Praça Nossa Senhora de Fátima.

Os movimentos iniciados nas cristas das encostas, do tipo deslizamento translacional, resultaram em fluxos de lama e detritos de elevados volumes, velocidades e energias e, conseqüentemente, danos elevados.

O fluxo de detritos ou debris flow é o movimento de massa de maior impacto e mais catastrófico. Apresenta um mecanismo de ruptura complexo, que pode se manifestar em decorrência do aumento de poropressões nas camadas de solo saturadas e nas descontinuidades do maciço rochoso, provocado por chuvas intensas e prolongadas, ou ainda pela ação de sismos.

Os movimentos definidos como fluxos diferenciam-se dos demais devido a características peculiares tais como: mobilização de grandes volumes de solo, rocha, detritos e água, muitas superfícies de deslocamento internas e externas à massa instável, velocidades médias a elevadas, desenvolvimento ao longo das drenagens naturais, alta capacidade de erosão e destruição e transporte de detritos a grandes distâncias em períodos de tempo muito curtos (Nunes & Sayão, 2014).

Trata-se de um movimento de massa que varia de blocos de rocha, galhos e troncos de árvores, cascalho, solo, com concentração de sólidos entre 30 a 70%, conduzido por gravidade e que alcança grande mobilidade. As pressões de impacto variam entre 30 a 1000kPa ou até mais. As vazões de pico dos debris flows podem ser de 10 a 20, ou muito mais vezes a vazão de pico.

Nunes & Sayão (2014) reportam 3 zonas de trajetória de debris flows (Figura 44):

- i. Zona de iniciação, onde é originado o movimento, geralmente localizada na parte alta da encosta ou na lateral de um talude ou no canal principal (Hungr, 2005; Pelizoni, 2014). A mobilização/início da ruptura representa o processo pelo qual o fluxo de detritos pode se desenvolver a partir do estado estático de uma massa aparentemente rígida de solo, sedimento ou bloco de rocha. A mobilização requer o deslocamento da massa, água suficiente para saturá-la e a transformação de energia potencial gravitacional para energia cinemática capaz de mudar o tipo do movimento de deslocamento para fluxo (Iverson, 1997). Takahashi (1991) reporta que os fluxos de detritos podem ser iniciados de 3 maneiras: 1. Um deslizamento de solo adquire maior mobilidade e se transforma em um fluxo de detritos; 2. O colapso de uma estrutura ou barreira de solo/sedimento gera um fluxo de detritos; e 3. As margens do canal se tornam instáveis a partir da ocorrência ou aumento do escoamento superficial;
- ii. Zona de transporte e erosão, onde se desenvolve o movimento e corresponde à área percorrida pelo fluxo de detritos. Usualmente a zona de transporte e erosão encontra-se em locais com declividade maior que 15° (Bathurst et al., 1997; Hungr, 2005). No percurso o movimento de massa pode incrementar seu volume, erodindo o material da zona ou carreando o material depositado em movimentos pretéritos. A taxa de erosão irá depender das características geológicas e das condições dos materiais na zona de trajetória do fluxo;

iii. Zona de deposição do material, onde a massa mobilizada inicia seu processo de deposição, quando toda a energia cinética é transformada em outra forma de energia (Iverson, 1997). A deposição normalmente resulta da combinação da redução da declividade e da perda do confinamento. Os ângulos de inclinação da zona de deposição são muito variáveis e dependem da geomorfologia da zona de trajetória e a área de deposição disponível.

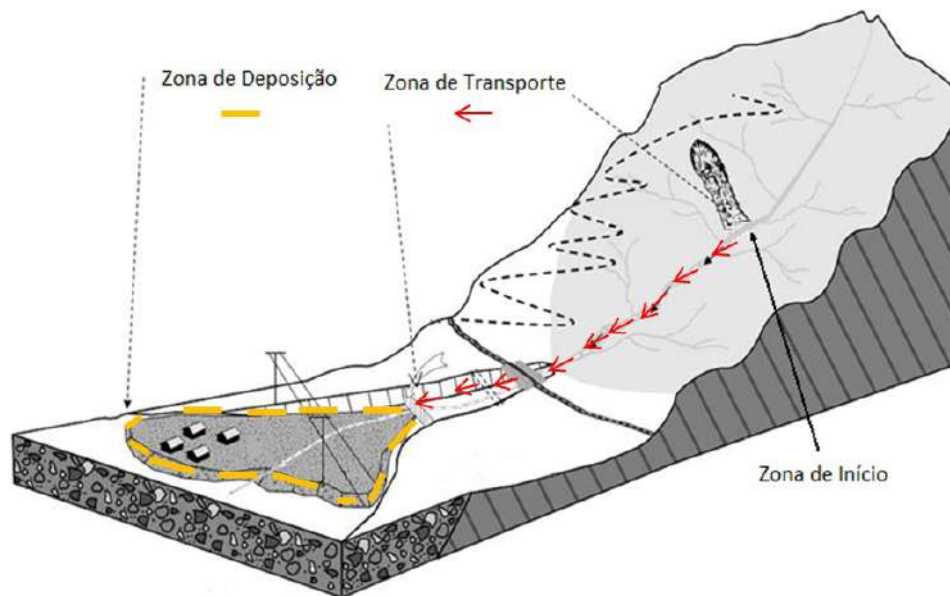


Figura 44. Zonas características de debris flows: Zona de Iniciação, Zona de Transporte e Erosão e Zona de Deposição (Nunes & Sayão, 2014).

É importante comentar que o corpo do fluxo de detritos é dividido em três zonas, diferenciadas pelos tamanhos das partículas (Figura 45). A parte frontal (cabeça) apresenta a maior porcentagem de partículas de maior diâmetro. Na parte central do fluxo (corpo) encontra-se uma massa constituída de material fino e detritos. A parte final (cauda) sofre fluxo turbulento com maior porcentagem de água do que de sedimentos, similar a um fluxo de lama (Nunes & Sayao, 2014).

Iverson (1997) sugere que o acúmulo de grandes blocos de rocha e detritos na cabeça da onda do fluxo pode ter duas origens: este material pode ser agregado durante o movimento e permanece retido por outros detritos, ou pode migrar do corpo do fluxo por transporte preferencial. Desta forma, ao se propagar, o fluxo perde energia, por atrito interno e externo, tendendo a parar. Sendo assim o fluxo passa da zona de transporte, para a zona de deposição.

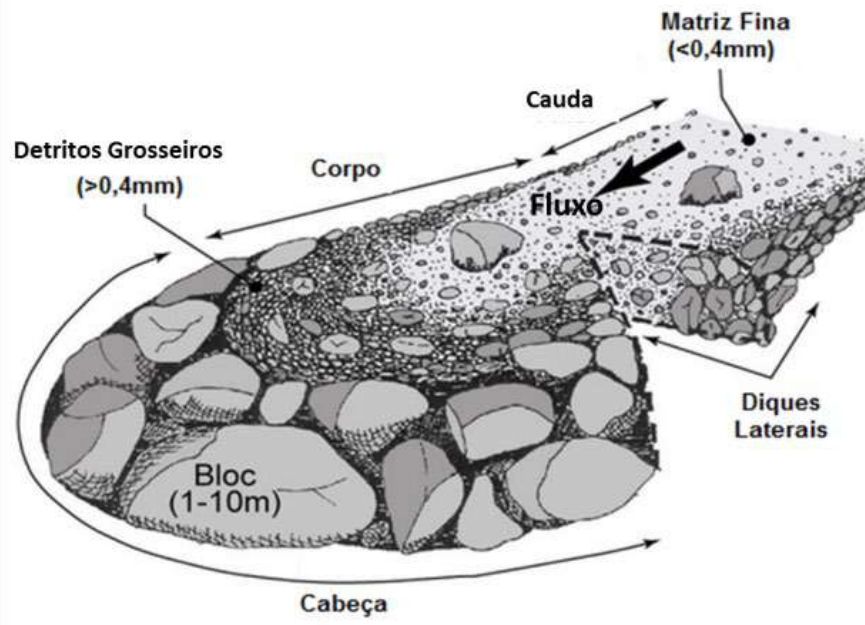
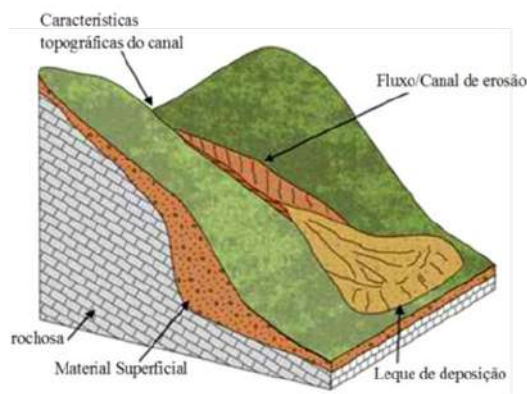


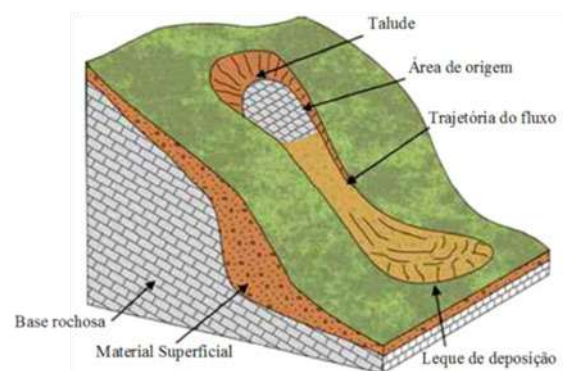
Figura 45. Perfil esquemático de fluxo de detritos com frente granular (Nunes & Sayao, 2014).

A movimentação do fluxo de detritos se assemelha a uma onda de materiais sólidos e líquidos misturados, que se desloca de forma constante, podendo ser através de um canal, produzindo ondas menores superpostas que se movimentam com velocidades superiores à do próprio fluxo. Quando o canal é menor, o fluxo forma ondas horizontais gerando depósitos laterais.

Apresenta ainda duas situações possíveis de deposição, livre e canalizada (Figura 46). Observa-se que, no caso da deposição livre, há a formação de leque ou cunha dependendo da topografia. No caso da deposição canalizada, o depósito tende a assumir a forma do canal (Nettleton et al, 2005; Polanco, 2010; Nunes & Sayao, 2014).



(a) Deposição livre



(b) Deposição canalizada

Figura 46. Tipos de depósito de fluxo de detritos (Adapt. Nettleton et al, 2005).

As instabilidades no Morro do Cristo apresentaram as 3 zonas típicas de iniciação, transporte e deposição, notando-se que o transporte ocorreu ao longo dos talvegues. Depósitos parciais foram observados ao longo dos talvegues após a zona de iniciação e os depósitos finais na base e/ou próximo da encosta.

Os fluxos de detritos dos Eventos Carmelo e Halfeld podem ser considerados variando de Classe 1 a Classe 3 na Classificação de Jakob & Hungr (2005) em função do volume, vazão de pico, área de dispersão ou área afetada e possíveis consequências do fluxo de detritos (Figura 47).

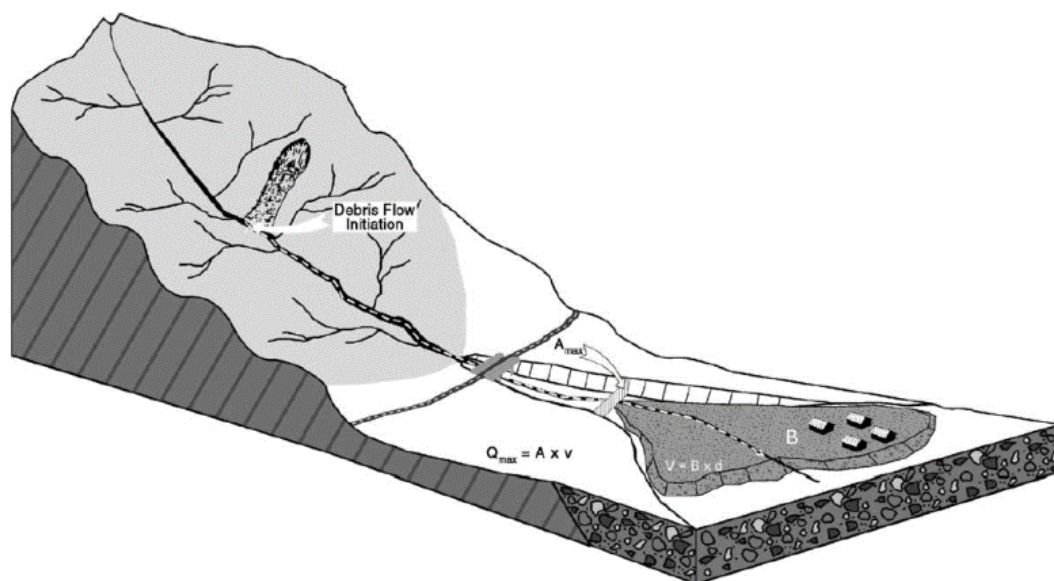
A Tabela 2 ilustra a Classificação de Jakob & Hungr (2005), a qual foi adaptada por Nunes (2013) para fluxos de detritos não vulcânicos, visto a ausência de ocorrências deste tipo de debris flow no Brasil. É interessante observar a relação entre o volume e a vazão de pico, muito explorada nas diversas formulações empíricas de fluxo de detritos e adotadas para estimativa de áreas de alcance e dispersão do movimento.

Os projetos emergenciais de estabilização e proteção do Morro do Cristo foram desenvolvidos considerando adoção de sistemas de barreiras flexíveis dos tipos linear e de debris flow com a finalidade de retenção de blocos isolados e de debris flows.

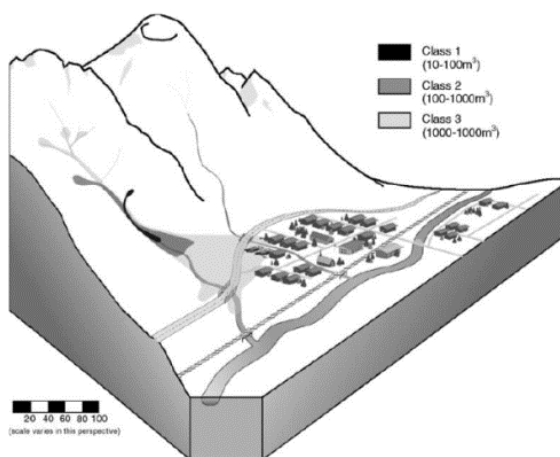
O conceito fundamental dos projetos é o de convivência com as instabilidades e controle das suas consequências. Importante ressaltar que as elevadas dimensões do Morro do Cristo com distribuição aleatórias de lascas e blocos rochosos potencialmente instáveis tornam a solução de estabilização inexecutável para fins práticos e com relação custo-benefício proibitiva e com reduzida garantia de segurança da área. A estabilização com ancoragens de lascas e blocos somente é aceitável para as condições de blocos superiores ao bloco de projeto adotado para as barreiras e em áreas localizadas.

Desta forma, os sistemas de barreiras flexíveis terão a função de paralisar a trajetória do material resultante das instabilidades nos talvegues e reter os constituintes sólidos, permitindo a passagem da fase líquida, a qual será conduzida para os sistemas de drenagem.

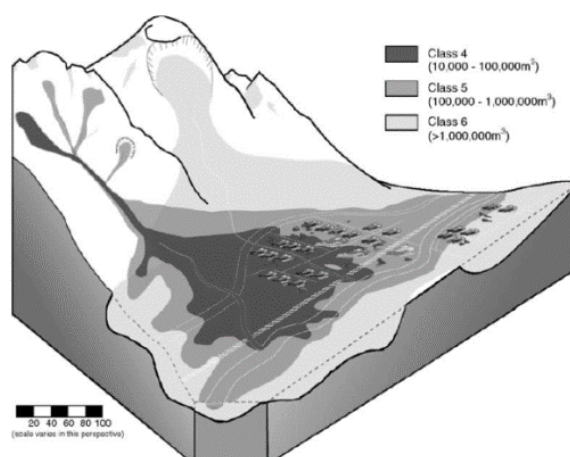
Em adição as barreiras flexíveis distribuídas em altura e na base do Morro do Cristo terão a função de reter blocos e lascas instáveis distribuídos ao longo de toda a encosta, garantindo o controle dos desprendimentos e quedas de forma a não atingirem a zona urbanizada.



(a) Modelo conceitual da classificação com os parâmetros adotados: Volume (V), Vazão de pico (Q_{max}), Área de dispersão (B)



(b) Esquema das Classes 1 a 3



(c) Esquema das Classes 4 a 6

Figura 47. Parâmetros e classes de fluxo de detritos da Classificação de Jacob & Hungr (Nunes & Sayao, 2014).

Tabela 2. Classificação de fluxo de detritos em função do volume, vazão, área inundável e consequências (Nunes, 2013).

Classe	Volume (m ³)	Vazão de Pico (m ³ /s)	Área Afetada (m ²)	Consequências
1	< 10 ²	< 5	< 4.10 ²	Danos localizados. Pode ocasionar a morte de trabalhadores florestais em pequenos talvegues, danos em construções menores
2	10 ² - 10 ³	5 - 30	4.10 ² - 2.10 ³	Soterramento de carros, destruição de construções de pequeno porte e árvores, descarrilhamento de trens
3	10 ³ - 10 ⁴	30 - 200	2.10 ³ - 9.10 ³	Destruição de edifícios de maior porte, danos em pilares de pontes de concreto, rodovias e dutos
4	10 ⁴ - 10 ⁵	200 - 1.500	9.10 ³ - 4.10 ⁴	Destruição de aldeias, corredores de infraestrutura, pontes, obstrução de riachos
5	10 ⁵ - 10 ⁶	1.500 - 12.000	4.10 ⁴ - 2.10 ⁵	Destruição de partes das cidades e florestas de 2 km ² de área. Obstrução de riachos e pequenos rios
6	10 ⁵ - 10 ⁶	Não observado	> 2.10 ⁵	Destruição de cidades e obstrução de vales até várias dezenas de km ² de área. Bloqueio de rios
7	10 ⁶ - 10 ⁷	Não observado	Não observado	Destruição de cidades e obstrução de vales até várias dezenas de km ² de área. Bloqueio de grandes rios
8	10 ⁷ - 10 ⁸	Não observado	Não observado	Destruição de grandes cidades e inundação de vales até 100 km ² de área. Bloqueio de grandes rios
9	> 10 ⁸	Não observado	Não observado	Vasta e completa destruição de centenas de km ²

Em relação ao projeto de estabilização do Mirante do Imperador com cortina atirantada e projeto de estabilização de lascas e blocos instáveis de grandes dimensões, ambos obedecem às diretrizes da ABNT.

A verificação da segurança foi realizada conforme as disposições regulamentares da NBR11682:2009, que recomenda fator de segurança mínimo aceitável para um talude calculado em função do impacto da ruptura nas vidas humanas e bens materiais/ambientais. As Tabelas 3 a 5 apresentam os níveis de segurança desejados conforme a normativa brasileira de taludes.

Foi considerada a importância da área e níveis de segurança associados à perda de vidas humanas e danos materiais/ambientais e, desta forma, o nível foi classificado alto e o fator de segurança mínimo adotado igual a 1,5.

Tabela 3. Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas (NBR11682:2009).

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 4. Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais (NBR11682:2009).

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Tabela 5. Nível Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (NBR11682:2009).

Nível de danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Nota 1: No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança devem ser majorados em 10%.

Nota 2: No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

Nota 3: Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

6 PROJETO DE PROTEÇÃO - BARREIRAS FLEXÍVEIS

O projeto das barreiras flexíveis para proteção da área do Morro do Cristo foi elaborado considerando o modelo geomecânico representativo das instabilidades e dos condicionantes geológico-geotécnicos e métodos de dimensionamento de barreiras baseados em Nunes (2013), Nunes & Sayão (2014), Sacoto & Nunes (2018), Ferreira (2023), observando as normativas e recomendações italianas e da Comunidade Europeia referentes à técnica de proteção com barreiras flexíveis.

6.1 Intervenção com Barreiras Flexíveis

As barreiras flexíveis são soluções indicadas para a interceptação de massas instáveis em movimento, tais como deslizamentos de solo, debris flows e quedas de blocos, típicos da área do Morro do Cristo. Este tipo de intervenção apresenta várias vantagens, destacando-se:

- i. Capacidade de retenção de lascas/blocos rochosos de volumes variáveis, condicionados à capacidade nominal de energia das barreiras;
- ii. Área de dimensões reduzidas para instalação da barreira flexível;
- iii. Capacidade de carga do terreno de fundação qualquer, sem exigências;
- iv. Facilidade e rapidez de instalação em qualquer tipo de terreno, inclusive os muito irregulares e íngremes;
- v. Facilidade de manutenção do material de colapso retido nas barreiras;
- vi. Facilidade de substituição de componentes após impactos com danos;
- vii. Elevada durabilidade com vida útil longa;
- viii. Área de canteiro de obra reduzida;
- ix. Vegetação natural preservada, sem necessidade de remoção de árvores;
- x. Interferência mínima ou nula nas condições naturais do terreno/encosta;
- xi. Integração completa, sem impactos físicos e visuais no meio ambiente.

As barreiras flexíveis são dimensionadas considerando diversos fatores relativos ao tipo de massa instável em movimento, seção transversal crítica e tipo de superfície da encosta, local de origem e volume do bloco instável e, especialmente, a envoltória de energia de movimento do bloco ao longo da encosta.

Os tipos principais de barreiras flexíveis disponíveis comercialmente são:

- i. Barreiras de painel (não confinadas) com postes e cabos de topo e base, de extensão qualquer, instaladas em áreas abertas ou vales de grandes dimensões (Figura 48);
- ii. Barreiras de canal (confinadas) com painel sem postes com cabos longitudinais regularmente espaçados, tipicamente pouco extensas e instaladas em vales, canais fechados e talvegues (Figura 49);
- iii. Barreiras de painel livre também chamadas atenuadoras ou barreiras véu de noiva, de extensão qualquer, preferencialmente instaladas em encostas de grande altura e declividade (Figura 50).



Figura 48. Barreira de painel não confinada com postes e cabos de topo e base, Vila do Sahy, São Sebastião, SP (Acervo A.L. Nunes).



Figura 49. Barreira de canal confinada com painel sem postes com cabos longitudinais sistemáticos, Vila do Sahy, São Sebastião, SP (Acervo A.L. Nunes).



Figura 50. Barreira de painel livre, atenuadora ou barreira véu de noiva, Belugno, Itália (Acervo Officine MACCAFERRI Itália).

6.2 Modelo Geomecânico

O modelo geomecânico da área do Morro do Cristo foi desenvolvido a partir das análises das instabilidades de fevereiro de 2026, as condições anteriores e posteriores ao evento e as condições atuais.

O modelo apresenta as seguintes premissas:

- i. O evento de fevereiro de 2026 com chuvas de tempo de recorrência muito elevado representa um desmonte hidráulico raro, que associou rupturas por deslizamentos translacionais, quedas de blocos e debris flows que contribuíram para a destruição da região;
- ii. Os movimentos de massa críticos são do tipo queda de blocos e debris flows com predominância de blocos rochosos devido à elevada energia envolvida no deslocamento e impacto;
- iii. Debris flow do tipo granular com 3 zonas, diferenciadas pelos tamanhos das partículas. A parte frontal (cabeça) com maior porcentagem de blocos de maior diâmetro, seguida pela parte central do fluxo (corpo) com material fino e detritos e parte final (cauda) com maior porcentagem de água do que de sedimentos, similar a um fluxo de lama, porém turbulento;
- iv. Blocos rochosos são pouco ou não alterados com peso específico de $27,0 \text{ kN/m}^3$ e volumes variando até $2,0 \text{ m}^3$;
- v. A movimentação do fluxo de detritos pelo canal com deposição canalizada, na qual o depósito tende a assumir a forma do canal e livre com depósito em forma de leque ou cunha dependendo da topografia (Nunes & Sayão, 2014);
- vi. As trajetórias preferenciais críticas dos debris flows com blocos rochosos correspondem aos talvegues com deposição progressiva dos blocos ao longo do eixo do talvegue. Após a movimentação nos talvegues de cotas altas, a cabeça do debris flow atinge as cotas baixas e inicia a deposição dos blocos mais volumosos, seguida pela deposição dos blocos de menores volumes e finalizada pela deposição da lama com sedimentos e fragmentos menores;
- vii. Área de intervenção limitada pelas moradias existentes, evitando a remoção e nova locação das famílias das residências que não foram atingidas e destruídas total ou parcialmente pelos debris flows.

Importante ressaltar que as premissas do modelo geomecânico são corroboradas pelos registros fotográficos já apresentados no Item 4.

6.3 Métodos de Dimensionamento das Barreiras Flexíveis

As forças de impacto geradas pelos deslizamentos e fluxos de detritos são muito difíceis de estimar, principalmente porque dependem de muitos fatores de determinação complexa. A literatura técnica indica que os modelos de forças de impacto podem ser classificados em:

- i. Hidráulicos, subdivididos em Hidrostáticos e Hidrodinâmicos;
- ii. Ondas de colisão;
- iii. Impacto de corpos sólidos;
- iv. Empíricos.

Sacoto & Nunes (2018) reportam que os modelos hidráulicos têm sido atualmente os mais usados para analisar as forças de impacto nas estruturas de retenção/proteção. O primeiro modelo hidráulico hidrostático para fluxos de detritos foi desenvolvido por Lichtenhahn (1973) e ainda é empregado com frequência, devido à sua simplicidade, visto que considera a força de impacto como uma força hidrostática, exigindo apenas a altura do fluxo de detritos. Saliente-se que normalmente as estruturas de proteção são dimensionadas especificamente com alturas dos fluxos de detritos (Hubl et al, 2009).

Modelos hidráulicos mistos (hidrostáticos e hidrodinâmicos) também têm sido adotados para o dimensionamento de barreiras destacando-se Segalini et al. (2013), que considera 3 componentes de forças aplicadas em barreiras flexíveis, as quais são geradas em sequência após o impacto do fluxo de detritos:

- i. Força dinâmica produzida pelo impacto do fluxo de detritos na barreira, calculada com o modelo hidrodinâmico;
- ii. Força estática produzida pelo acúmulo de detritos na barreira, calculada com o modelo hidrostático;
- iii. Força de arraste produzida quando o fluxo de detritos passa por cima da barreira (galgamento da barreira).

A grande maioria dos modelos hidráulicos hidrostáticos e hidrodinâmicos foram desenvolvidos considerando que a massa do debris flow é dominada pelos sedimentos, lama e detritos pouco volumosos.

Entretanto, a história mostra que os deslizamentos e debris flows típicos do Brasil são acompanhados pelo transporte de blocos rochosos de dimensões expressivas, os maiores responsáveis pela destruição ao longo da corrida de detritos.

Exemplos notáveis podem ser citados tais como os debris flows de Serra das Araras (RJ) em 1967, Rio Cachoeira em Cubatão (SP) em 1976, Córrego das Pedras em Cubatão (SP) em 1994 e 1995, Quitite na cidade do Rio de Janeiro em 1996, Angra dos Reis (RJ) em 2002, Petrópolis (RJ) em 1988, 2011 e 2022, Rio Príncipe e Caleme em Teresópolis (RJ) em 2011, Córrego D'Antas e Hospital São Lucas em Nova Friburgo (RJ), Rodovia dos Imigrantes (SP) em 2013, Itaoca (SP) em 2014 e Rolante (RS) em 2017, conforme os estudos do GRUPO DEBRIS FLOWS sob a coordenação de Anna Laura Nunes (COPPE-UFRJ) e Alberto Sayão (PUC-Rio). São mais de 25 publicações sobre o assunto (Nunes & Rios Filho, 2009; Estrada Polanco, 2010; Nunes, 2013; Nunes et al, 2013; Motta, 2014; Pelizoni, 2014; Nunes & Sayão, 2014; Xavier Silva, 2015; Valverde Sancho, 2016; Valverde et al, 2016; Pelizoni & Nunes, 2016; Teixeira Silva, 2016; Sacoto, 2017; Sacoto & Nunes, 2018a e b; Moraes, 2023; Moraes et al, 2023; Ferreira, 2023).

Os debris flows do Morro do Cristo mostram blocos rochosos de grandes dimensões e, em geral, os blocos são os primeiros a produzir o impacto, seguido dos outros materiais que formam os fluxos de detritos. O depósito dos detritos que atingem a barreira nos primeiros momentos promove uma redução progressiva das forças de impacto dos fluxos de detritos subsequentes (VanDine et al, 1997; Sacoto & Nunes, 2018).

O impacto dos blocos pode ser muito mais importante que o do fluxo, visto que os esforços gerados podem ser maiores (Mizuyama, 1979; Hungr et al., 1984; Yamaguchi, 1985; Zhang, 1993; Lien, 2002; Huang et al., 2007; He, 2010; He et al., 2016; Sacoto & Nunes, 2018). A força de impacto depende principalmente da velocidade e do diâmetro do bloco e pode ser expressa por:

$$F = A \cdot R^2 \cdot V^{1,2}$$

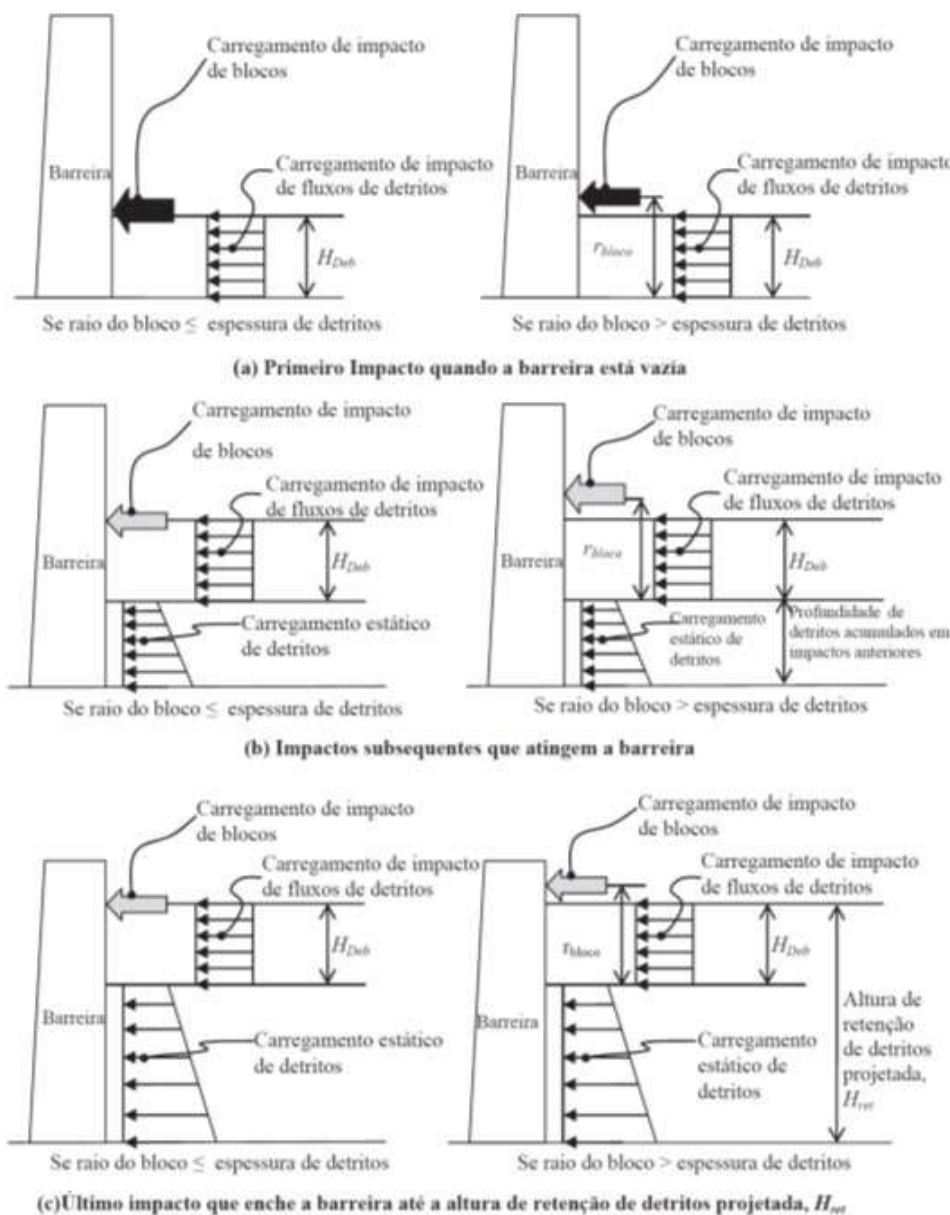
Onde F é a força de impacto do bloco, R é o raio do bloco, V é a velocidade do bloco e A é o coeficiente de ajuste da relação.

O coeficiente A pode ser obtido por meio da teoria da colisão elástica, variando de 80,8 (Lien, 2002) a 426 (Yamaguchi, 1985) e igual a 241 conforme Mizuyama (1979). Os coeficientes determinados em ensaios de campo indicam valores muito inferiores, variando de 30,8 (Huang et al., 2007) a 50 (Yamaguchi, 1985) e igual a 48,2 proposto por Mizuyama (1979).

A proposta de Mizuyama (1979) modificada por resultados de investigações de campo tem representado consistentemente o impacto dos blocos e análises de força de impacto, sendo expressa por:

$$F = 48,2 \cdot R^2 \cdot V^{1,2} \quad [2]$$

O impacto dos fluxos de detritos pode ocorrer de diferentes formas. Alguns fluxos de detritos se desenvolvem em vários pulsos, e assim múltiplos ciclos de carga devem ser considerados para garantir a estabilidade e o desempenho das barreiras de proteção. A Figura 51 apresenta os diferentes cenários possíveis para impactos dos detritos, baseados em Kwan (2012).



- Notas:
- (1) Os cálculos para projetos do cenário (b) devem ser realizados para impactos de detritos em diferentes níveis correspondentes à profundidade dos detritos acumulados em impactos anteriores.
 - (2) A altura de retenção de detritos, H_{ret} , é estimada com a capacidade de retenção da barreira. A altura da barreira pode ser maior que H_{ret} em função da borda livre e margem de segurança do volume de retenção de detritos.

Figura 51. Cenários de dimensionamento de barreiras com múltiplos impactos dos detritos (Sacoto & Nunes, 2018).

6.4 Dimensionamento pelo Método do Impacto de Blocos

Neste projeto considerou-se que o primeiro impacto de fluxo de detritos com blocos rochosos é o mais relevante para a determinação da força e energia de impacto, visto ser de maior magnitude e, portanto, mais crítico para o dimensionamento de estruturas de proteção. Vale ainda mencionar que as barreiras flexíveis permitem uma redução dos efeitos dos blocos devido à grande área de contato entre a barreira e o bloco (Canelli et al., 2012).

As barreiras são posicionadas e dimensionadas em função das trajetórias possíveis de blocos e de fluxo de detritos. A definição correta da trajetória do bloco e características tais como distância, altura, velocidade e energia do material em movimento são muito importantes. Nunes (2013) apresenta os aspectos básicos a serem considerados para o dimensionamento das barreiras: (i) Tipo de ruptura; (ii) Seção do talude; (iii) Localização do bloco; (iv) Peso e forma do bloco; (v) Energia de impacto; (vi) Velocidade de movimento; (vii) Velocidade de impacto; (viii) Altura de impacto; (ix) Distância da infraestrutura; (x) Facilidades de acesso; e (xi) Manutenção.

A metodologia adotada para avaliação da trajetória e energia dos blocos de debris flow e dos blocos nas vertentes do Morro do Cristo é a análise numérica por meio do *software* ROCFALL (Rocscience). Esta metodologia foi extensamente estudada por Sacoto (2017), Sacoto & Nunes (2018), Ferreira (2023) e adotada pela GEOPHI Engenharia para dimensionamento das barreiras flexíveis de proteção contra debris flow no Rio Príncipe, Teresópolis, RJ (GEOPHI, 2021), Vila do Sahy, São Sebastião, SP (2023) e BR 470, Bento Gonçalves, RS (2025). Os estudos mostraram que a energia de impacto e pressão de impacto fornecidas e inferidas com o programa RocFall são consideradas válidas para projetar as estruturas de impacto contra os fluxos de detritos.

Desta forma, a modelagem numérica de queda de blocos foi realizada com o auxílio do *software* ROCFALL (Rocscience). É um programa de análise estatístico-probabilística de queda de blocos em encostas. Fornece envoltórias de energia e de velocidade para toda a trajetória da queda de blocos, assim como a localização dos pontos finais de parada do movimento. Permite a inserção de barreiras rígidas e flexíveis e analisa seu desempenho em relação à energia cinética de impacto, para assim determinar o tamanho, capacidade e localização da barreira.

O programa considera o bloco como uma massa pontual e os diferentes tipos de movimentos, tais como deslizamento, rolamento, tombamento, queda livre e trajetória parabólica. Esses movimentos são calculados usando as leis do movimento e as leis referentes às colisões de partículas.

A reprodução analítica da trajetória do movimento de queda de blocos de rocha associa diversos fatores, tais como as propriedades dos blocos, as condições iniciais do movimento e as propriedades dos materiais das encostas. Exige a determinação das características geométricas e físicas da encosta, do bloco e do fluxo de detritos.

As características geométricas principais correspondem à topografia do talude e do talvegue de movimento do fluxo de detritos, tamanho, peso e forma do bloco, volume, densidade e vazão do fluxo de detritos.

Outras características relevantes são a velocidade inicial do movimento do bloco e do fluxo de detritos, os coeficientes de restituição da superfície da encosta e do canal e o coeficiente de atrito relativo ao movimento do bloco/fluxo de detritos na superfície rochosa, cujos valores podem ser definidos a partir de retro-análise de eventos de massa já ocorridos.

Dentre os parâmetros envolvidos, os coeficientes de restituição normal e tangencial (K_n e K_t) são certamente os mais importantes e difíceis de serem obtidos. Sua determinação exige medidas específicas realizadas em lançamentos experimentais de blocos in situ ou por retro análise de movimentos já ocorridos.

Os coeficientes de restituição correspondem à energia cinética dissipada em sucessivos impactos e podem ser obtidos pela razão entre as velocidades depois e antes do impacto do bloco. As colisões podem ser classificadas pela capacidade de conservação de energia cinética no choque. Normalmente, um bloco em movimento ao se chocar com a superfície do talude perde parte de sua energia cinética. Para este comportamento é dado o nome de Colisão Parcialmente Inelástica, onde o coeficiente de restituição (K) possui valor entre zero e a unidade.

Neste projeto os coeficientes de restituição normal e tangencial (K_n e K_t) foram determinados a partir de retro análise dos movimentos de fluxos de detritos nos talvegues dos Eventos Carmelo e Halfeld, considerando blocos rochosos são com peso específico de 27kN/m^3 e volumes variando de $0,5\text{m}^3$ a $2,5\text{m}^3$, com trajetórias de deslocamento nas seções críticas.

Foram avaliados os pontos de parada dos blocos rochosos resultantes das simulações numéricas e comparados com os depósitos de blocos reais dos movimentos de massa, definidos pelos registros fotográficos tomados na inspeção técnica da área realizada pela GEOPHI Engenharia.

6.4.1 Análise das Trajetórias de Queda de Blocos

Os movimentos dos blocos rochosos no Morro do Cristo foram avaliados tanto para os Eventos Carmelo e Halfeld quanto blocos e lascas instáveis na face da encosta, considerando o cenário mais pessimista e crítico, correspondente às premissas seguintes:

- i. Seção transversal crítica da encosta definida por levantamento topográfico;
- ii. Coeficientes de restituição normal e tangencial (K_n e K_t) das seções transversais críticas obtidos das retroanálises e comparados aos valores de literatura (Wu, 1985; Hungr & Evans, 1988; Pfeiffer & Bowen, 1989; Pfeiffer & Higgins, 1990; Giani, 1992; Robothan et al, 1995; Chau et al, 1996; Wyllie, 2014), sendo adotados os valores mais críticos, aqueles favoráveis ao movimento de debris flows e quedas de blocos;
- iii. Ângulo de atrito basal da superfície com contribuição dos sedimentos finos e lama igual a 10° (desvio de $\pm 0,02$);
- iv. Bloco rochoso de projeto representado por rocha sã (27kN/m^3) e volume igual a $2,0\text{m}^3$ (crítico), ressaltando que a grande maioria dos blocos do Morro do Cristo tem volumes inferiores a $1,0\text{m}^3$, 2 vezes menor que o bloco adotado como crítico;
- v. Pontos de partida dos blocos foram distribuídos no trecho das cotas mais elevadas e nos trechos de depósitos observados nas condições atuais;
- vi. Simulações da trajetória com total de 10.000 blocos por seção transversal e por simulação.

A Tabela 6 resume os parâmetros geotécnicos adotados para as análises e dimensionamento das barreiras flexíveis.

A Figura 52 apresenta a locação das 7 seções transversais críticas e respectivos eixos na área do Morro do Cristo, a saber: Seção S 1-1 (Evento Carmelo), Seção S 2-2, Seção S 3-3 (Evento Halfeld), Seção S 4-4, Seção S 5-5, Seção S 6-6 e Seção S 7-7, cujas seções transversais são mostradas nas Figuras 53 a 59.

Tabela 6. Parâmetros geotécnicos adotados para as análises e dimensionamento de barreira flexível.

Parâmetro	Valor
Inclinação da seção transversal	Levantamento topográfico
Volume do bloco instável	2,0 m ³
Massa do bloco instável	5400,0 Kg
Peso específico da rocha	27,0 kN/m ³
Coeficiente de restituição normal (rocha e blocos)	0,35 (± 0,04)
Coeficiente de restituição tangencial (rocha e blocos)	0,85 (± 0,04)
Coeficiente de restituição normal (Tálus e vegetação)	0,32 (± 0,04)
Coeficiente de restituição tangencial (Tálus e vegetação)	0,80 (± 0,04)
Coeficiente de restituição normal (Rocha e solo)	0,45 (± 0,04)
Coeficiente de restituição tangencial (Rocha e solo)	0,85 (± 0,04)
Rugosidade da superfície do talude	0
Ângulo de atrito da superfície do talude	30° (± 2°)
Velocidade horizontal inicial	0,1 m/s
Velocidade vertical inicial	0 m/s
Velocidade angular inicial	0 rad/s

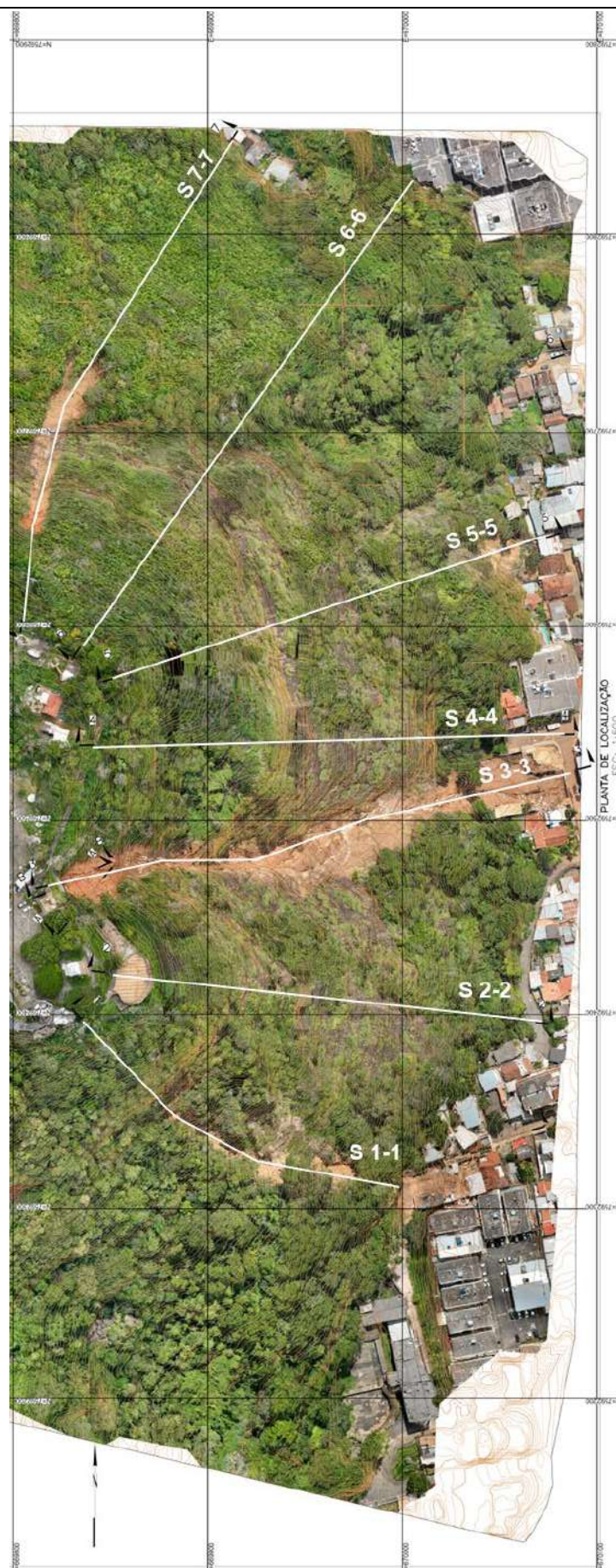


Figura 52. Localização das 7 seções transversais críticas S 1-1 a S 7-7 no Morro do Cristo.

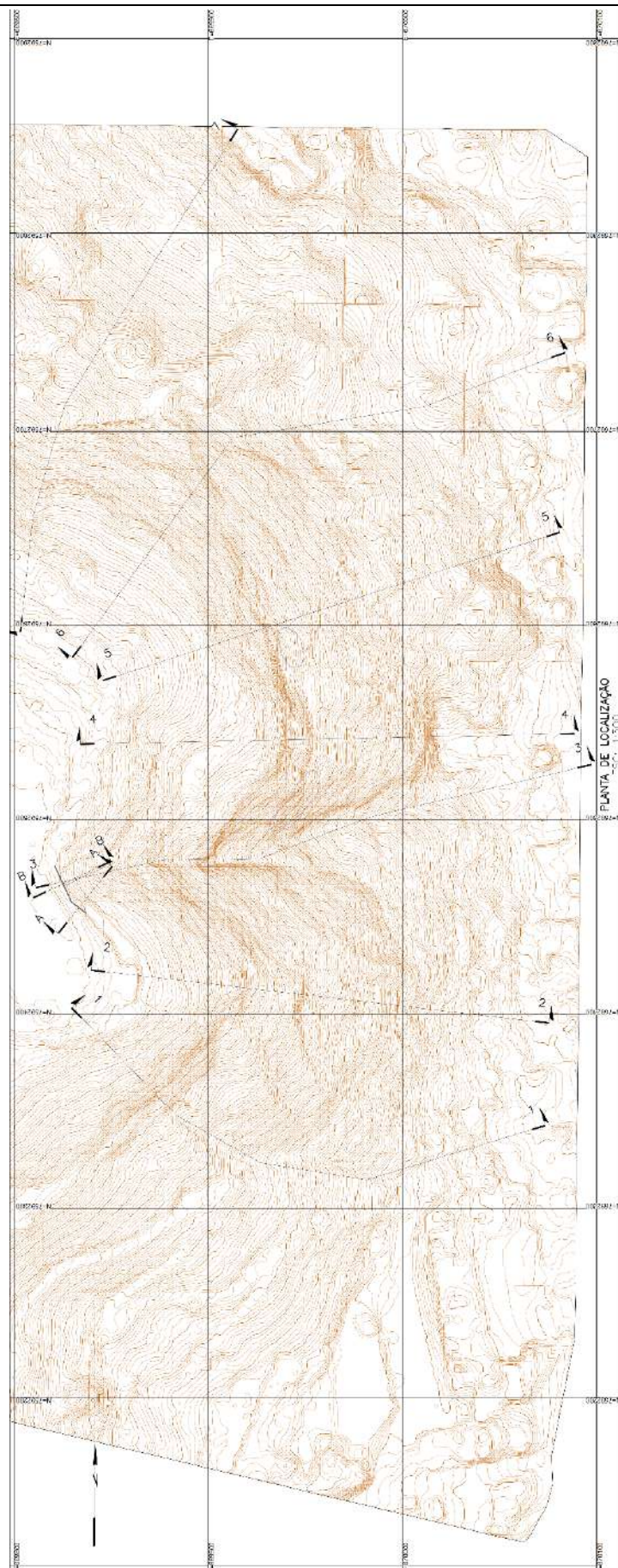


Figura 52 (cont.). Locação das 7 seções transversais críticas S 1-1 a S 7-7 no Morro do Cristo.

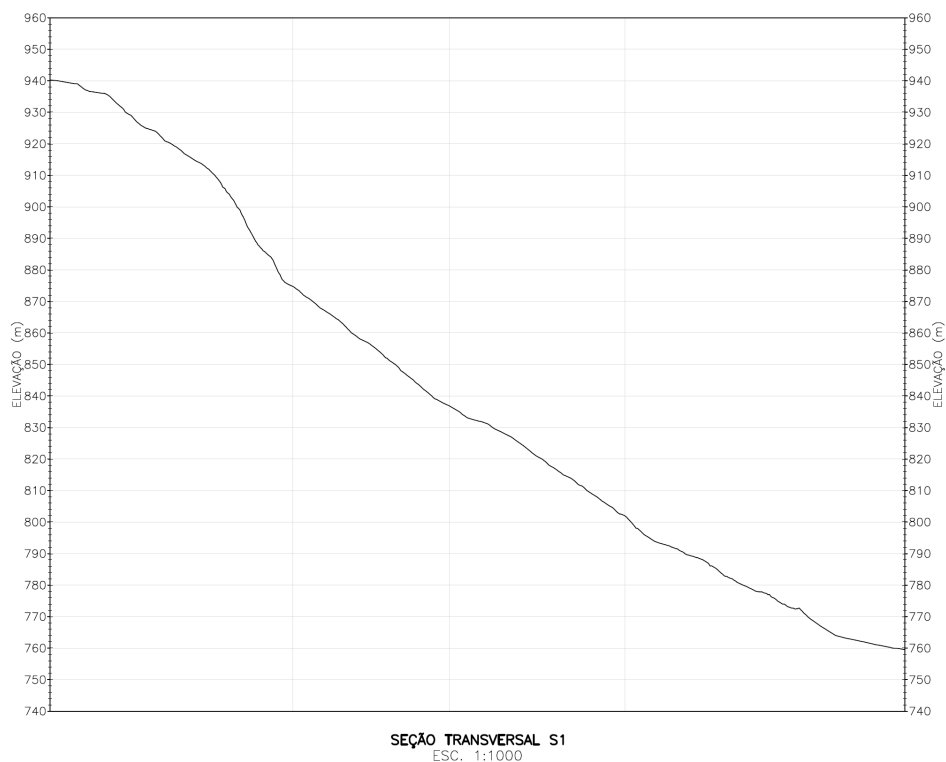


Figura 53. Seção transversal da Seção S 1-1.

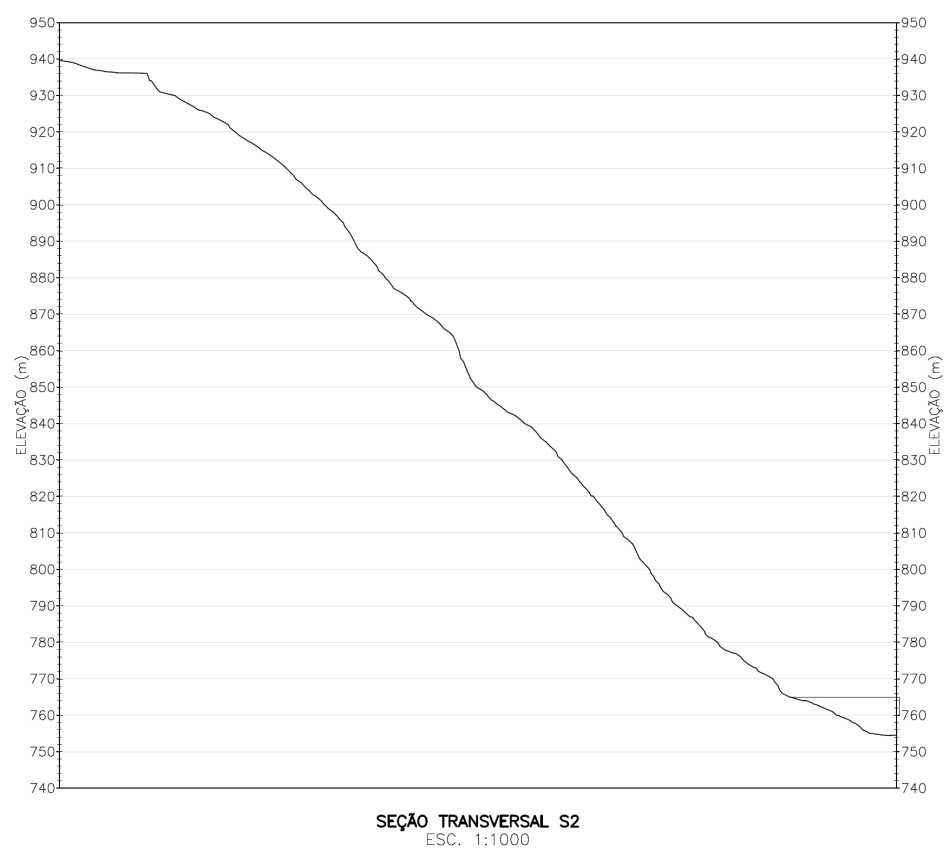


Figura 54. Seção transversal da Seção S 2-2.

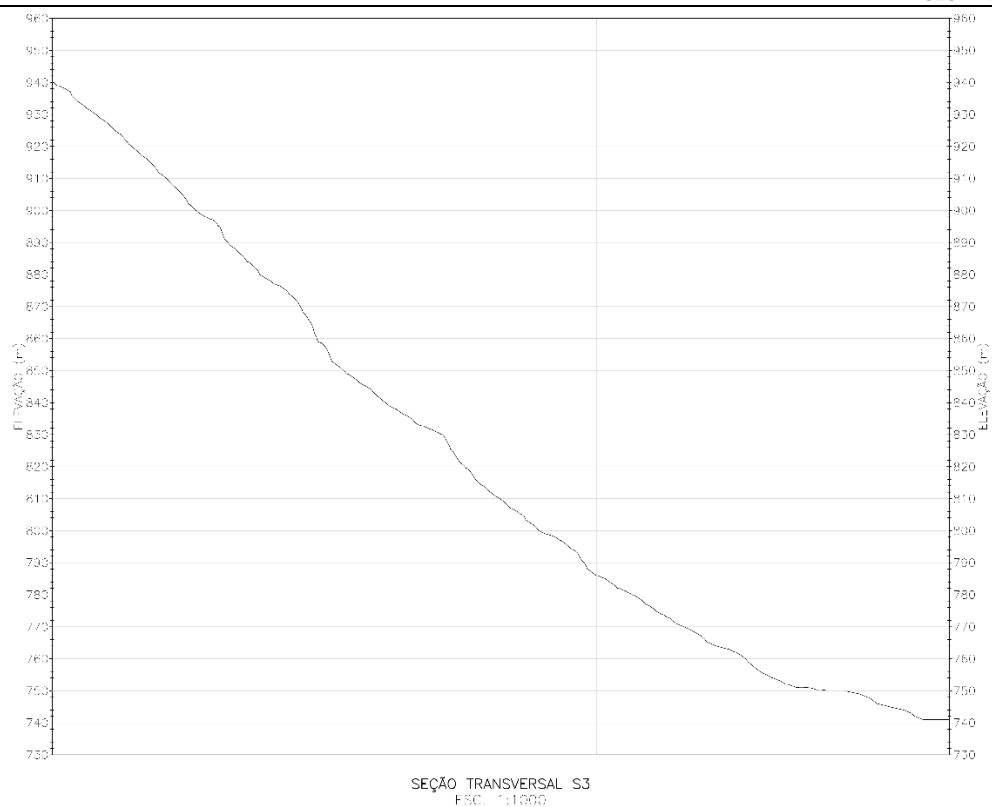


Figura 55. Seção transversal da Seção S 3-3.

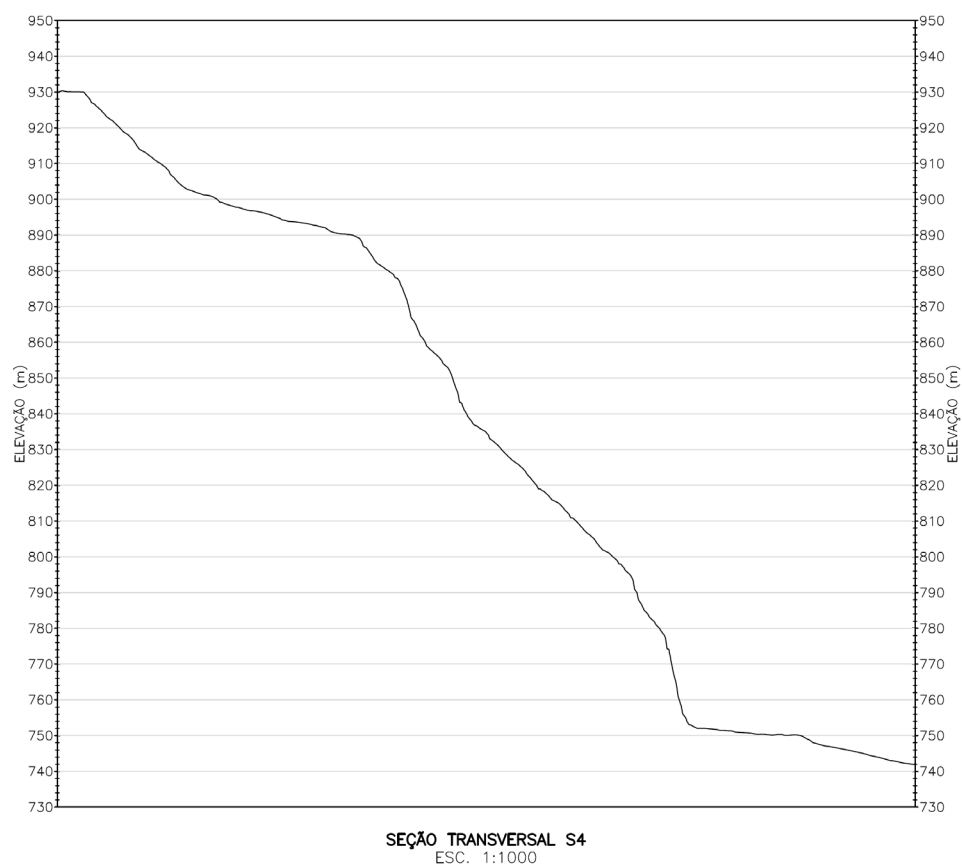


Figura 56. Seção transversal da Seção S 4-4.

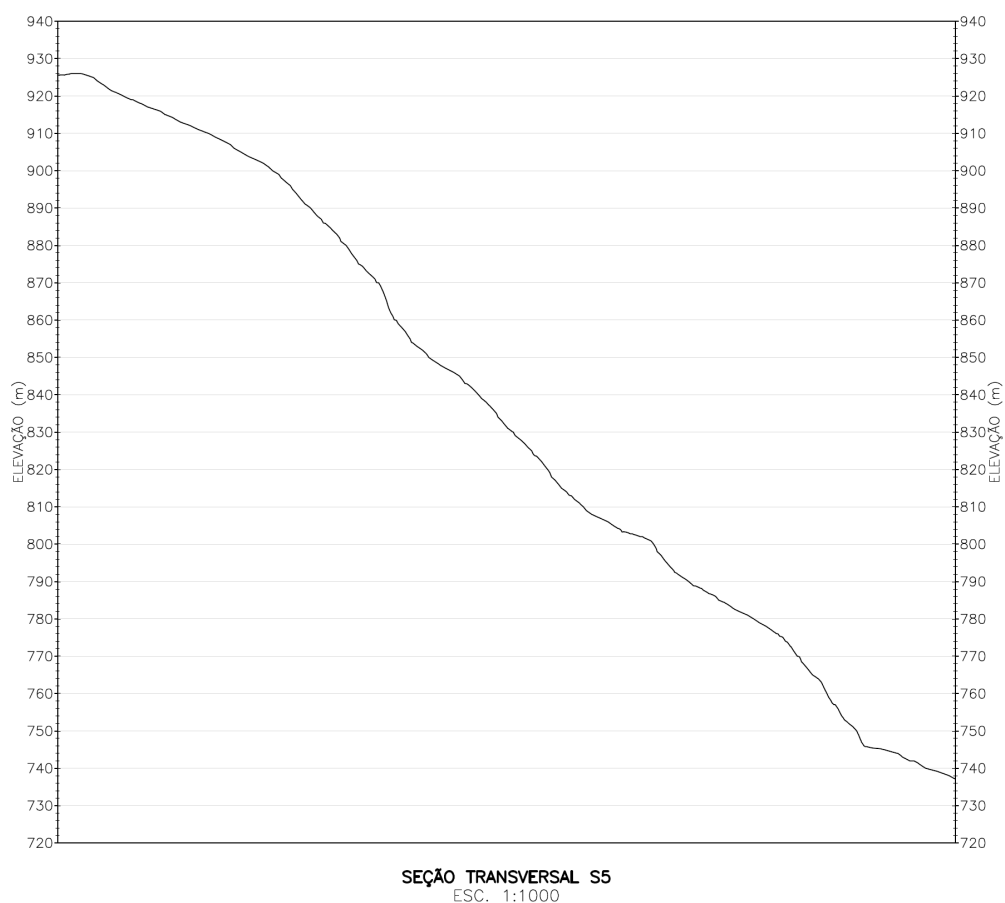


Figura 57. Seção transversal da Seção S 5-5.

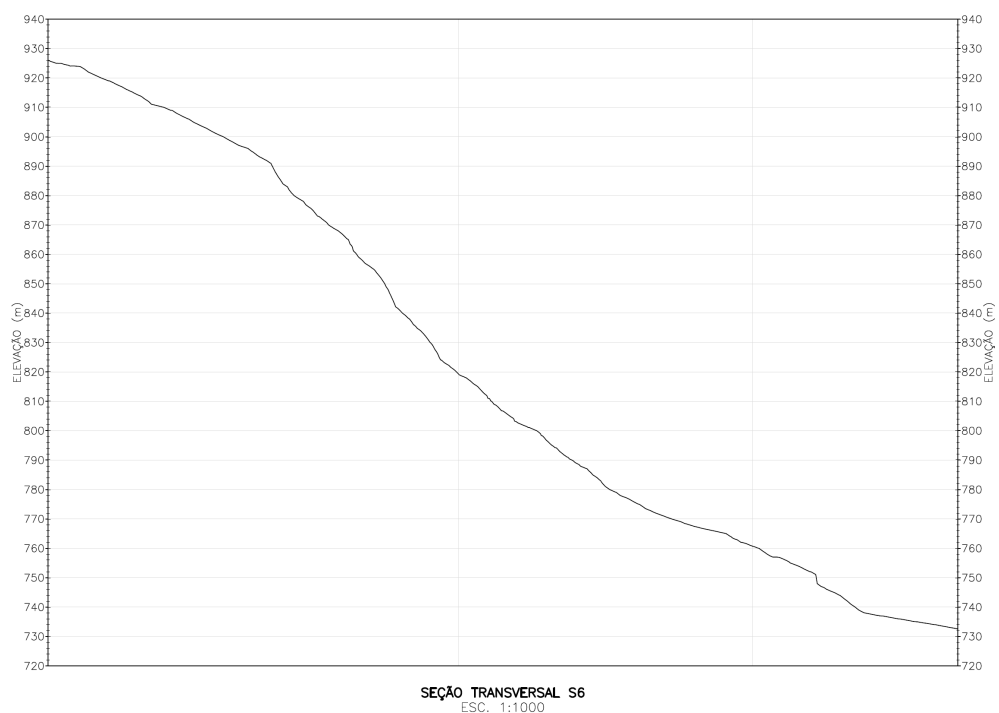


Figura 58. Seção transversal da Seção S 6-6.

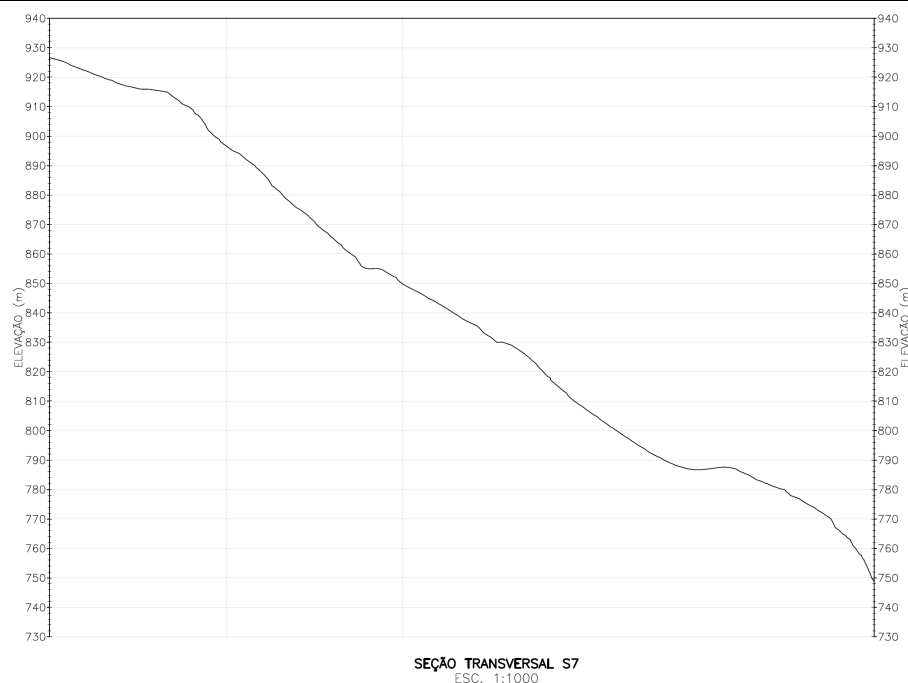


Figura 59. Seção transversal da Seção S 7-7.

6.4.1.1 Resultados das Análises de Trajetórias – Seção S 1-1

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal crítica S 1-1 do Evento Carmelo são apresentados nas Figuras 60 a 62, destacando a concentração das paradas de blocos (depósitos) em projeção horizontal, a envoltória de velocidade de movimento com máximo de 36,0m/s e a envoltória de energia cinética total dos blocos com valor máximo de 4180kJoules.

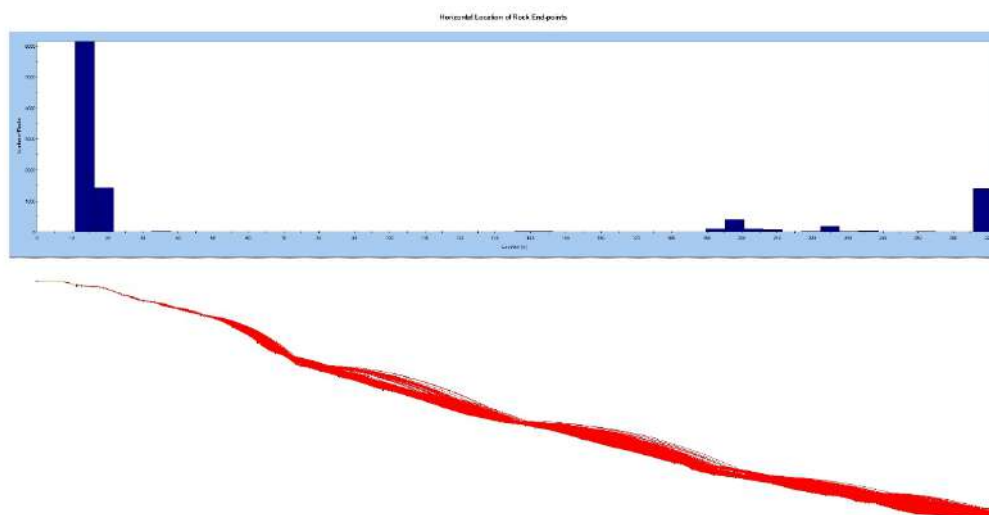


Figura 60. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 1-1 – Evento Carmelo.

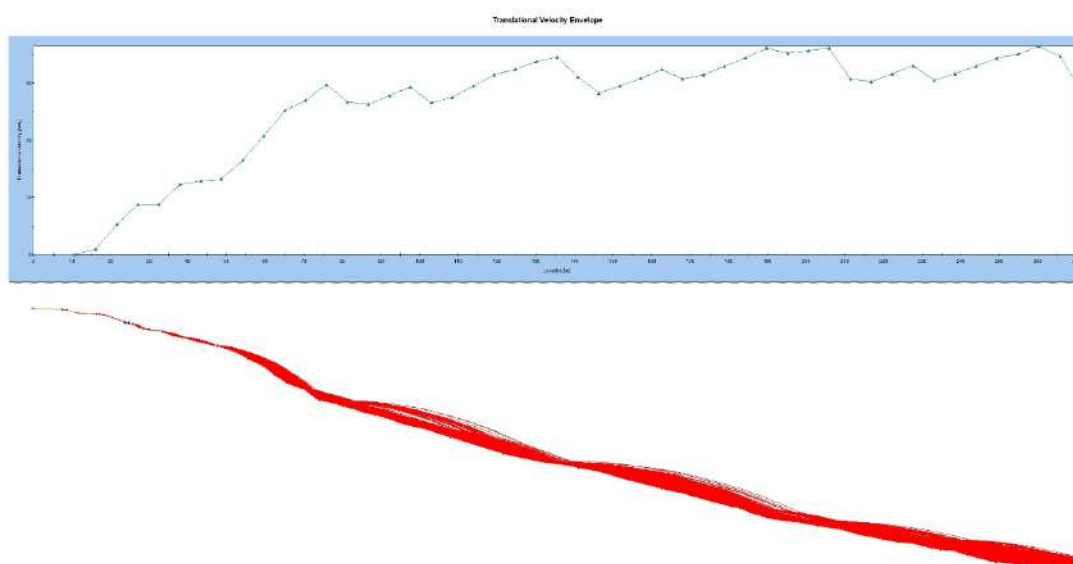


Figura 61. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 1-1 – Evento Carmelo.

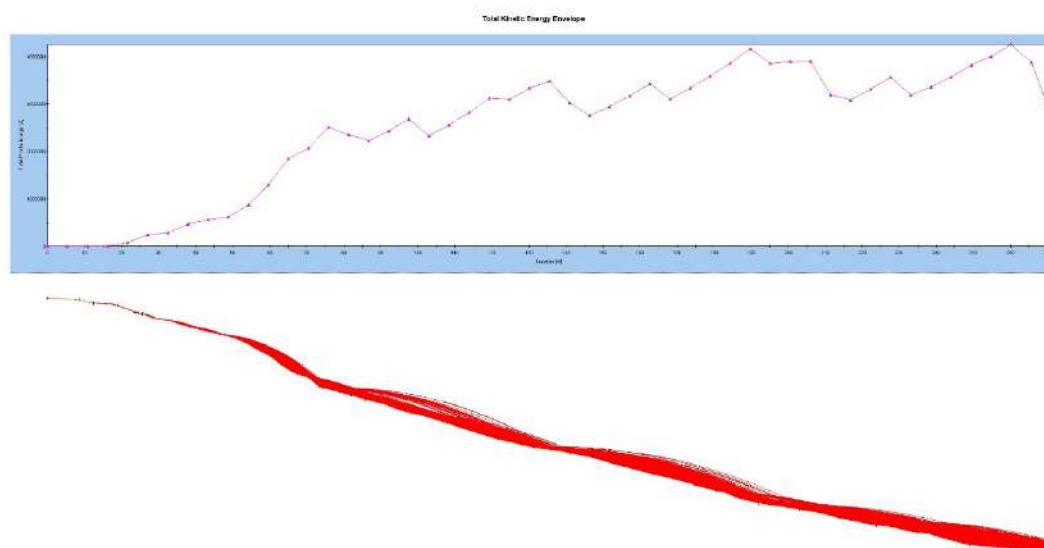


Figura 62. Envoltória de energia de queda de blocos ao longo da seção crítica S 1-1 – Evento Carmelo.

6.4.1.2 Resultados das Análises de Trajetórias – Seção S 2-2

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 2-2 são apresentados nas Figuras 63 a 65, destacando a concentração das paradas de blocos

(depósitos) em projeção horizontal, a envoltória de velocidade de movimento com máximo de 42,8m/s e a envoltória de energia cinética total dos blocos com valor máximo de 5550kJoules.

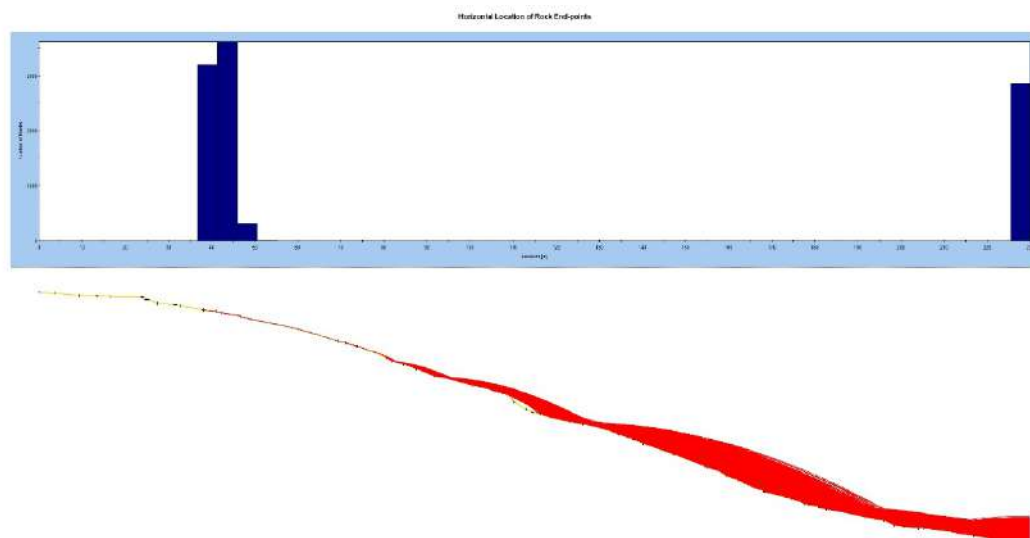


Figura 63. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 2-2.

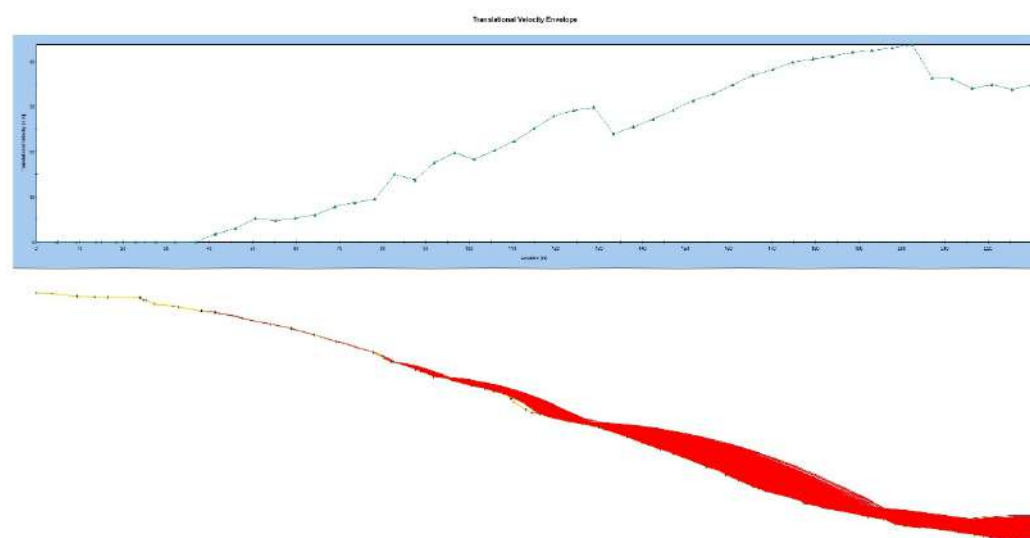


Figura 64. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 2-2.

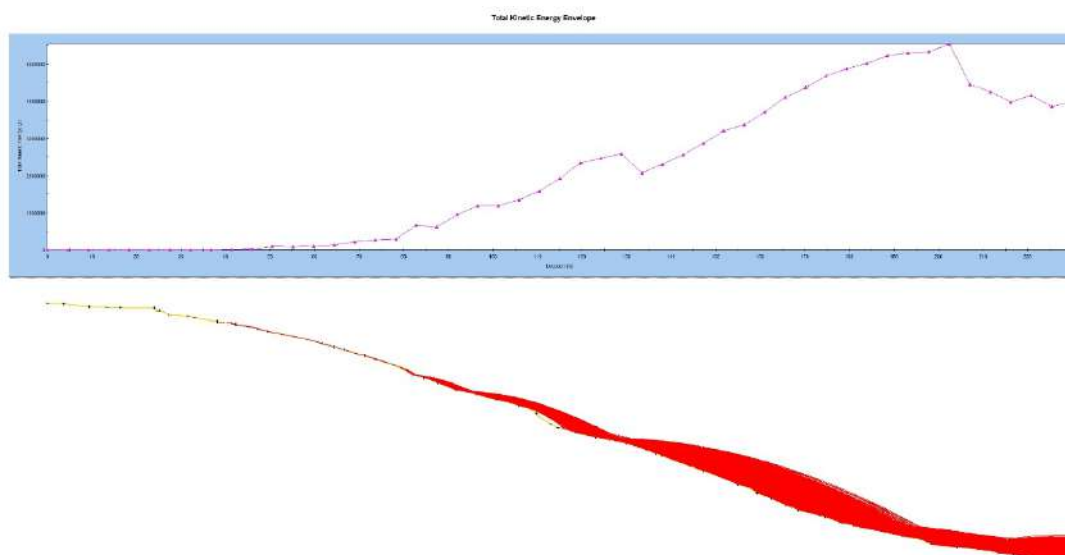


Figura 65. Envoltória de energia de queda de blocos ao longo da seção crítica S 2-2.

6.4.1.3 Resultados das Análises de Trajetórias – Seção S 3-3 - Evento Halfeld

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 3-3 do Evento Halfeld são apresentados nas Figuras 66 a 68, destacando a concentração das paradas de blocos (depósitos) em projeção horizontal, a envoltória de velocidade de movimento com máximo de 33,1m/s e a envoltória de energia cinética total dos blocos com valor máximo de 3300kJoules.

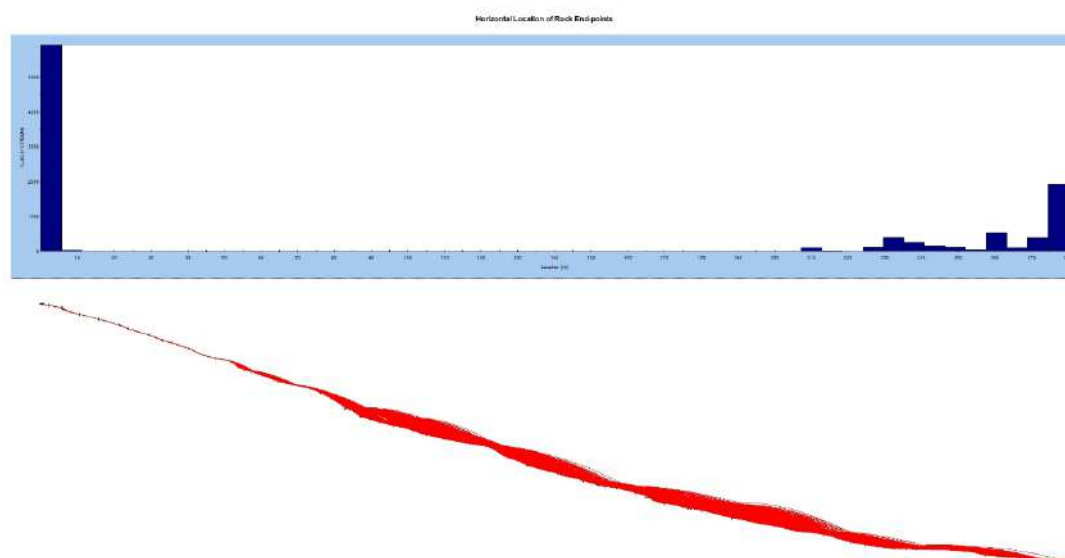


Figura 66. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 3-3 – Evento Halfeld.

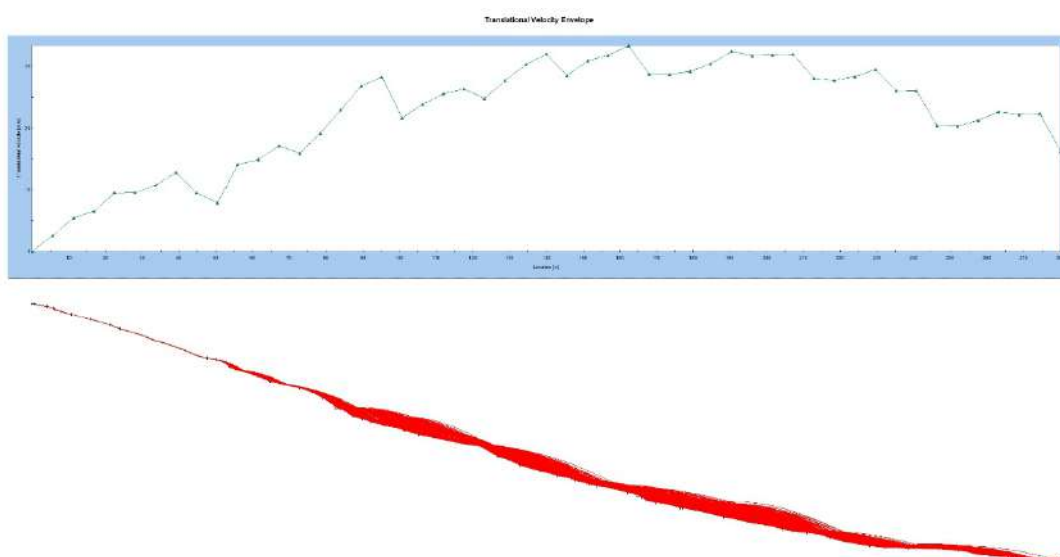


Figura 67. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 3-3 – Evento Halfeld.

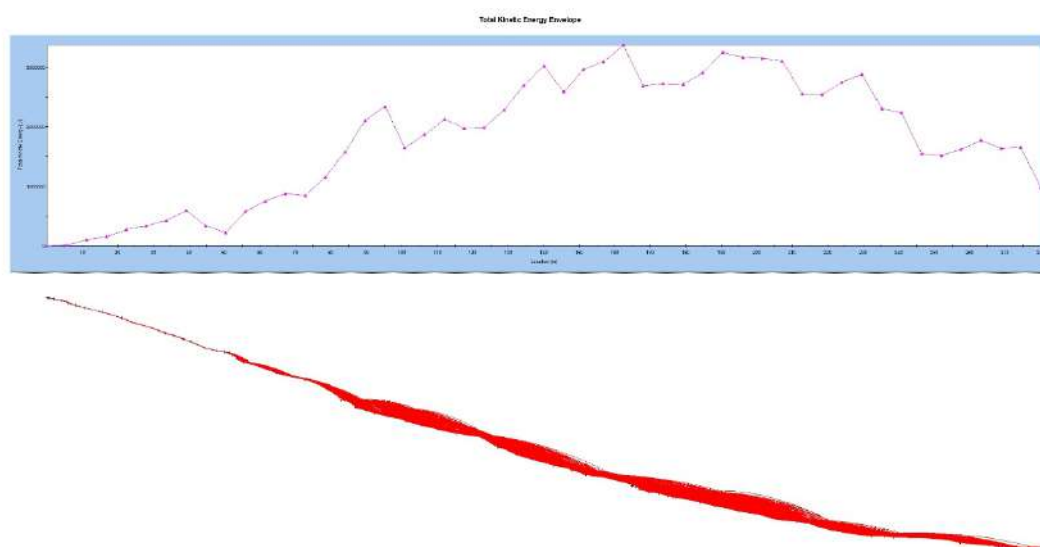


Figura 68. Envoltória de energia de queda de blocos ao longo da seção crítica S 3-3 – Halfeld.

6.4.1.4 Resultados das Análises de Trajetórias – Seção S 4-4

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 4-4 são apresentados nas Figuras 69 a 71, destacando a concentração das paradas de blocos (depósitos) em projeção horizontal, a envoltória de velocidade de movimento com máximo de 42,8m/s e a envoltória de energia cinética total dos blocos com valor máximo de 5580kJoules.

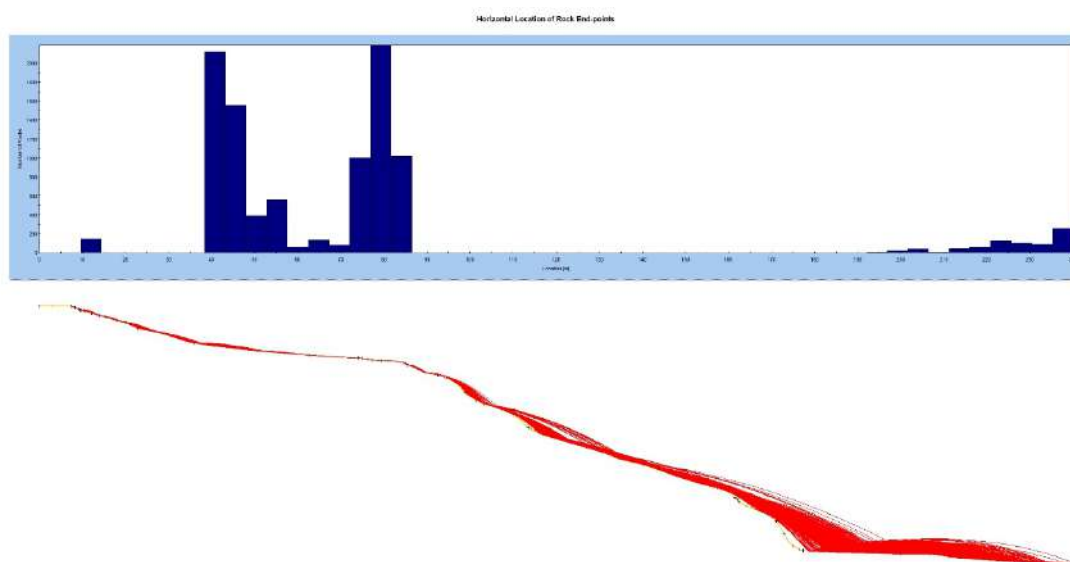


Figura 69. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 4-4.

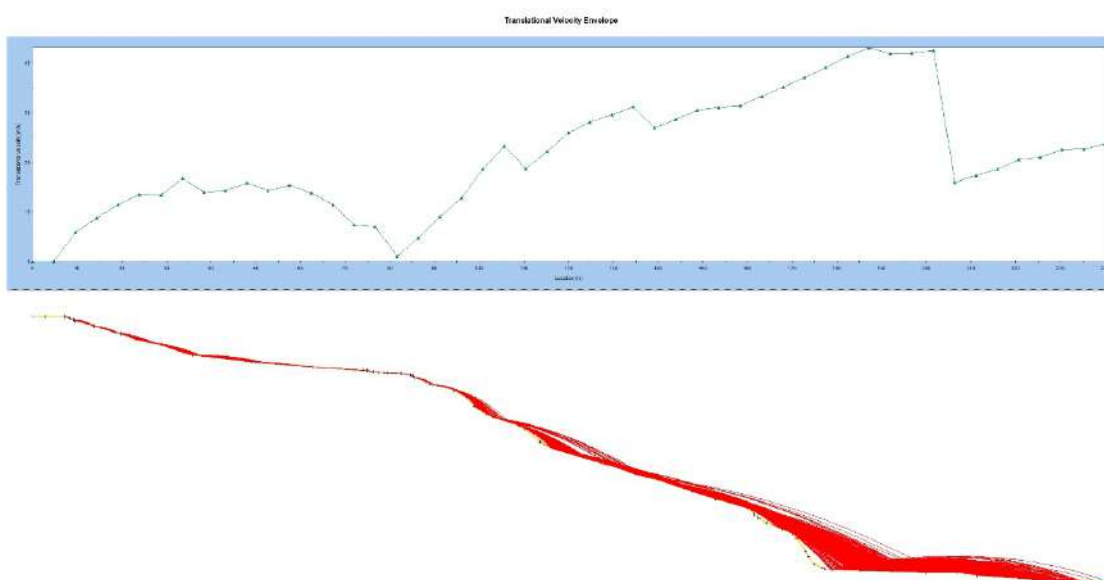


Figura 70. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 4-4.

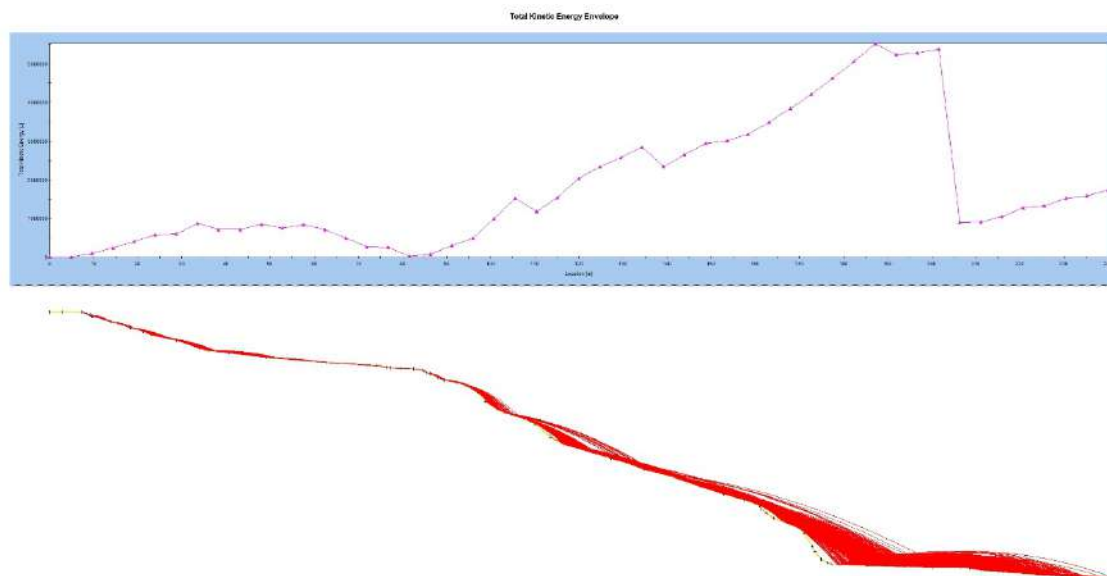


Figura 71. Envoltória de energia de queda de blocos ao longo da seção crítica S 4-4.

6.4.1.5 Resultados das Análises de Trajetórias – Seção S 5-5

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 5-5 são apresentados nas Figuras 72 a 74, destacando a concentração das paradas de blocos (depósitos) em projeção horizontal, a envoltória de velocidade de movimento com máximo de 37,8m/s e a envoltória de energia cinética total dos blocos com valor máximo de 4300kJoules.

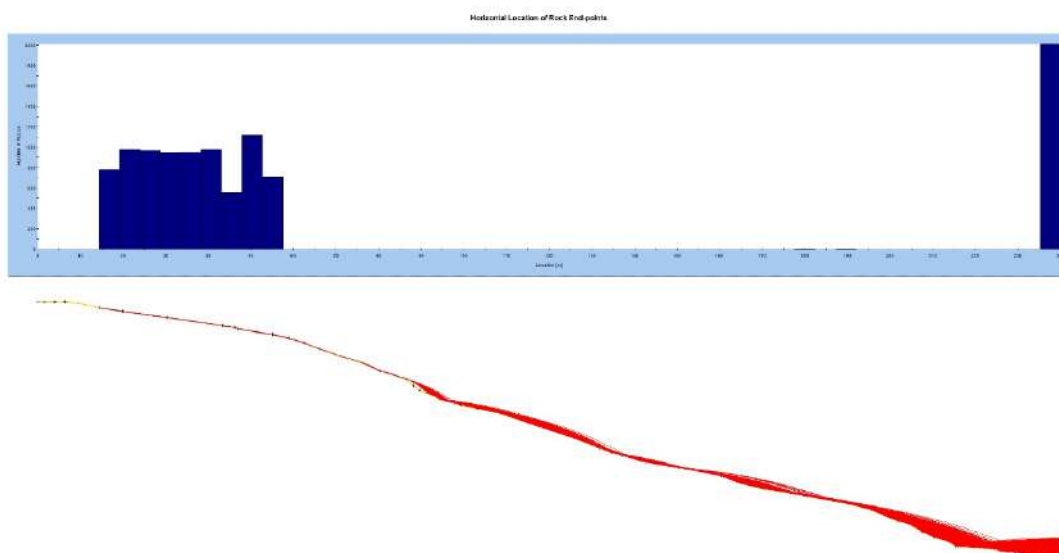


Figura 72. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 5-5.

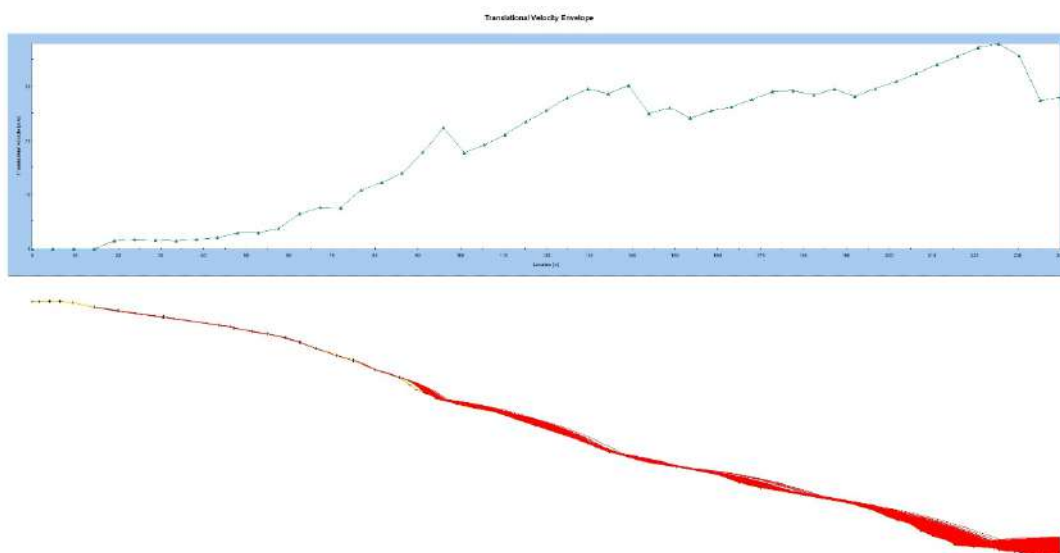


Figura 73. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 5-5.

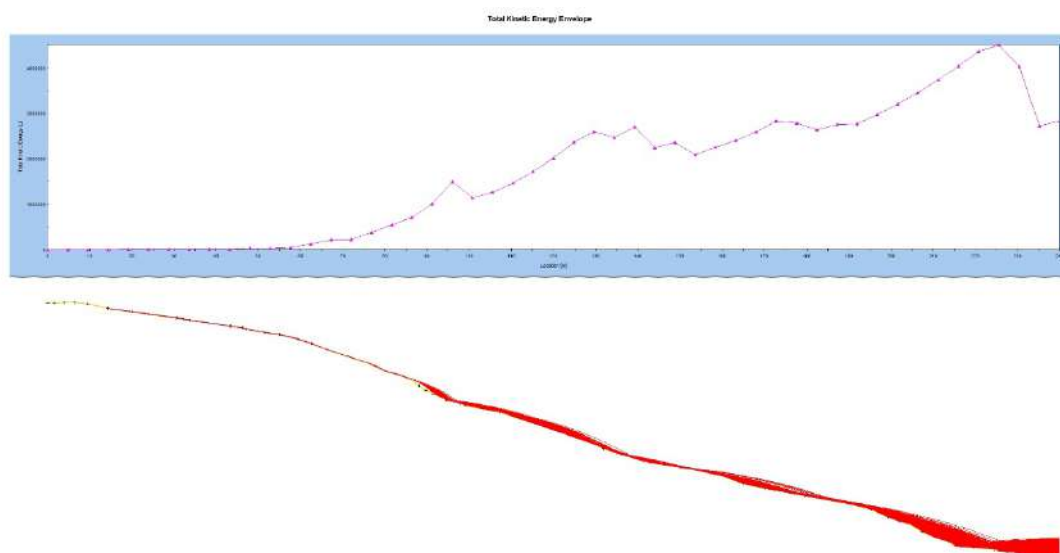


Figura 74. Envoltória de energia de queda de blocos ao longo da seção crítica S 5-5.

6.4.1.6 Resultados das Análises de Trajetórias – Seção S 6-6

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 6-6 são apresentados nas Figuras 75 a 77, destacando a concentração das paradas de blocos (depósitos) em projeção horizontal, a envoltória de velocidade de movimento com máximo de 37,9m/s e a envoltória de energia cinética total dos blocos com valor máximo de 2150kJoules.

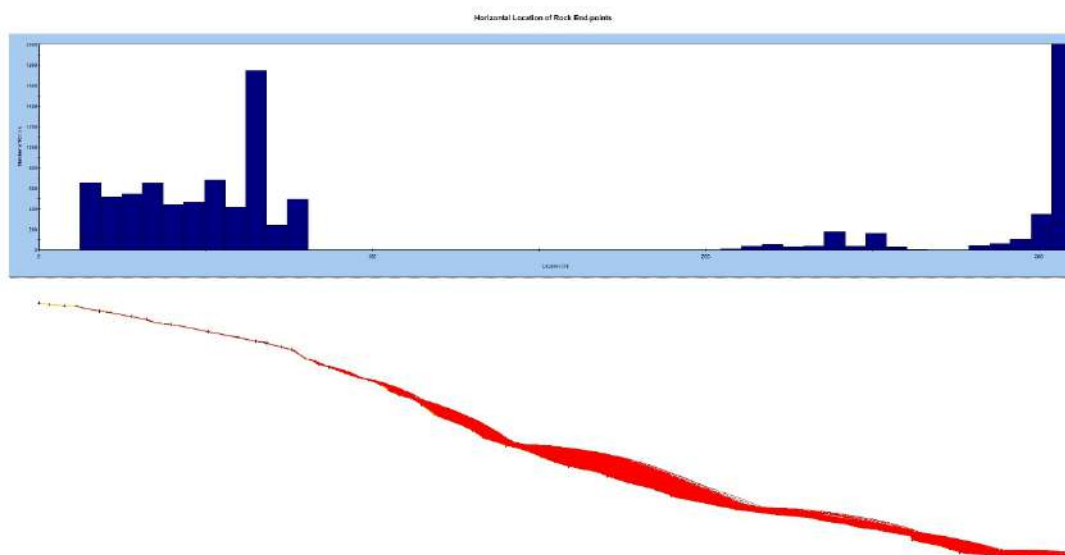


Figura 75. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 6-6.

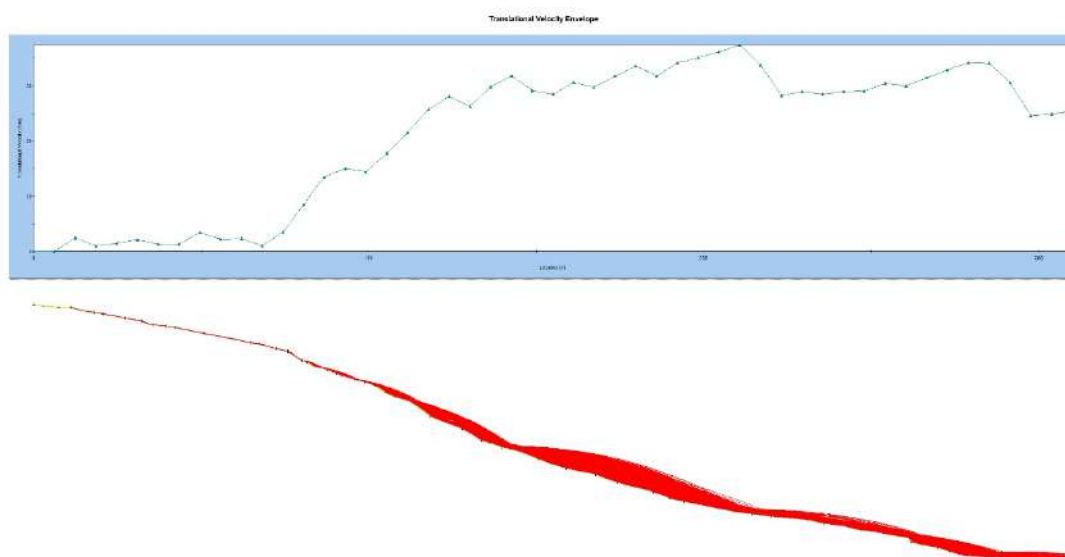


Figura 76. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 6-6.

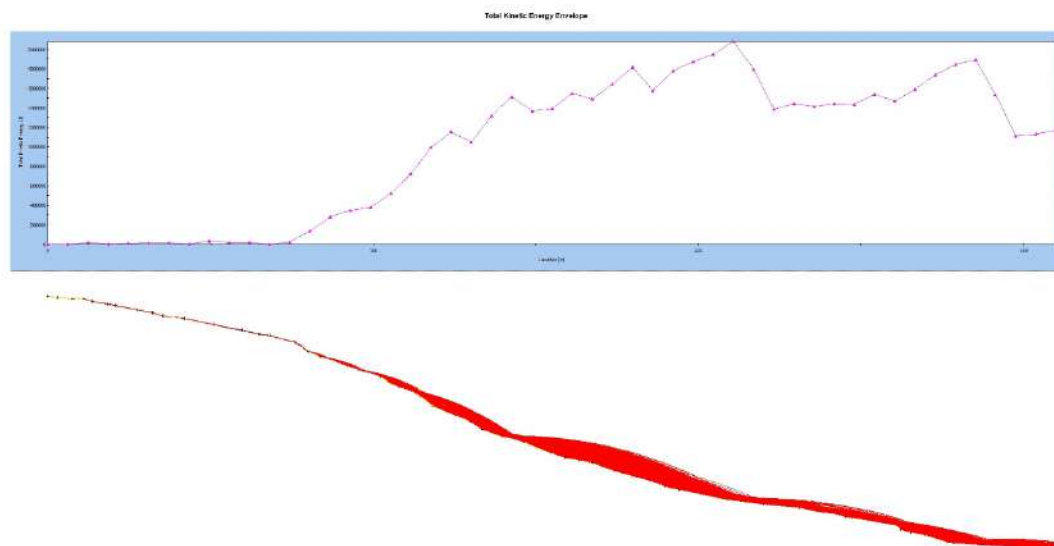


Figura 77. Envoltória de energia de queda de blocos ao longo da seção crítica S 6-6.

6.4.1.7 Resultados das Análises de Trajetórias – Seção S 7-7

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 7-7 são apresentados nas Figuras 78 a 80, destacando a concentração das paradas de blocos (depósitos) em projeção horizontal, a envoltória de velocidade de movimento com máximo de 30,8m/s e a envoltória de energia cinética total dos blocos com valor máximo de 3030kJoules.

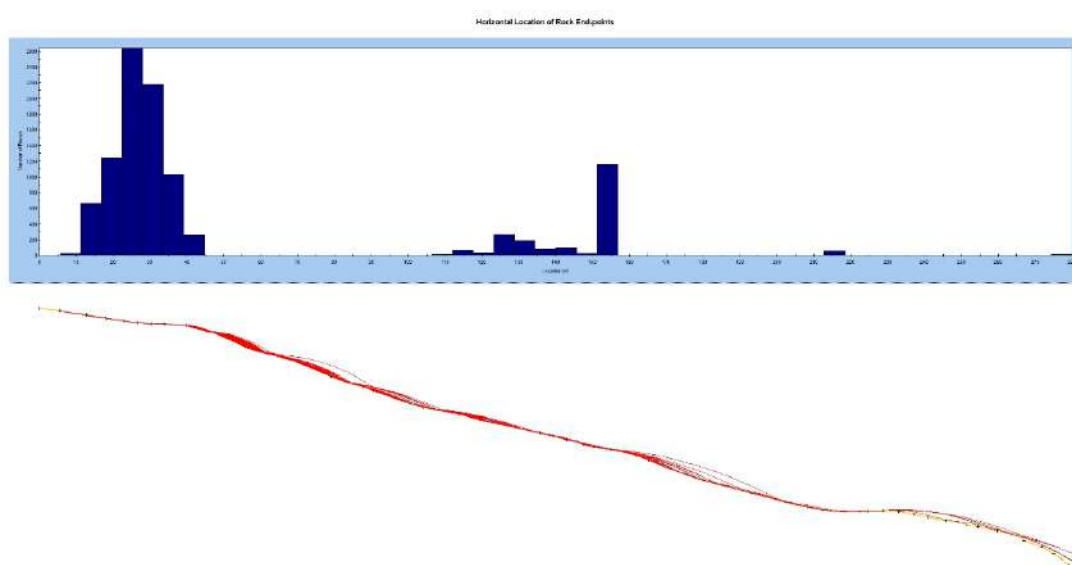


Figura 78. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 7-7.

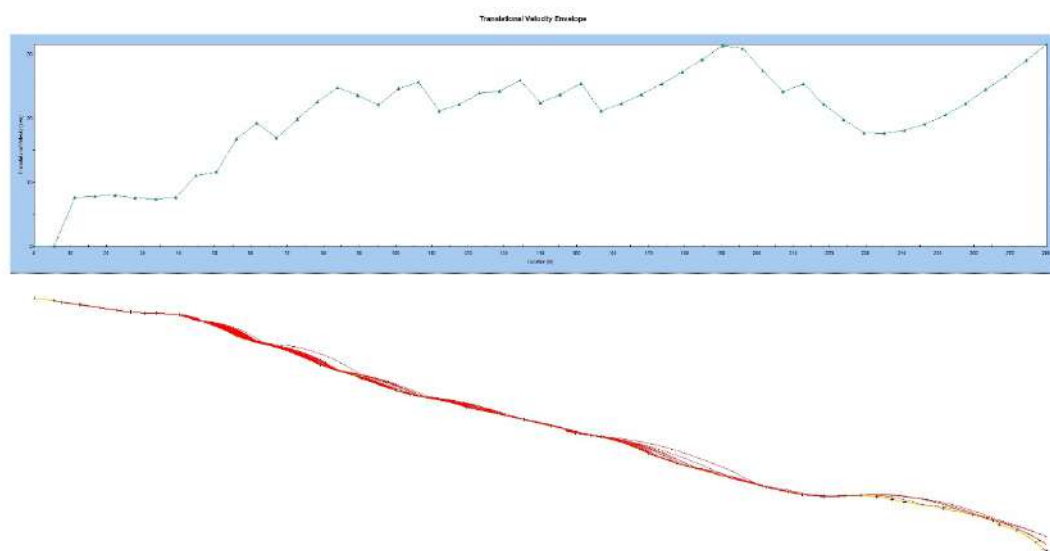


Figura 79. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção transversal crítica S 7-7.

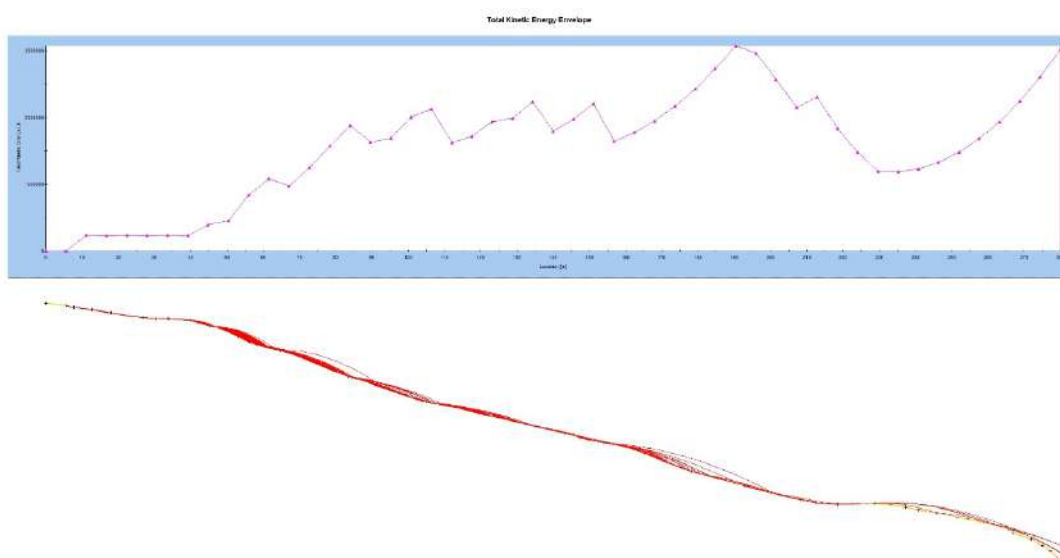


Figura 80. Envoltória de energia de queda de blocos ao longo da seção crítica S 7-7.

6.4.2 Locação das Barreiras e Análise das Envoltórias de Energia de Impacto

As envoltórias de energia e de velocidade de movimento dos blocos nas seções críticas no Morro do Cristo associadas às características topográficas possibilitam o posicionamento otimizado das barreiras flexíveis de controle e proteção.

As linhas de barreiras posicionadas nos eixos das trajetórias de viagem são analisadas em relação às energias de impacto de blocos, de forma análoga à determinação das envoltórias de energia de movimento sem barreira.

A configuração final dos estudos desenvolvidos para a determinação das linhas de barreiras mais adequadas para retenção dos blocos considera os seguintes fatores:

- i. Energias de impacto reduzidas;
- ii. Condições de instalação das barreiras, tais como, distorção mínima de painéis, manutenção dos painéis numa mesma curva de nível, afastamento de declives, entre outros fatores construtivos.

A Figura 81 apresenta a locação das barreiras flexíveis para as seções transversais críticas do Morro do Cristo, representadas pelas seguintes barreiras com suas respectivas extensões e cotas de instalação:

- i. Seção S 1-1 com 2 Barreiras, BF1 (80m) na Cota 860,0m e BF2 (100m) na Cota 795,0m;
- ii. Seção S 2-2 com 3 Barreiras, BF3 dividida em BF3a (80m) e BF3b (80m) ambas na Cota 840,0m, BF4 (40m) na Cota 780,0m e BF5 (90m) na Cota 765,0m;
- iii. Seção S 3-3 com 2 Barreiras, BF6 (barreira de canal com comprimento variável atingindo 14,3m no topo) na Cota 875,0m e BF7 (70m) na Cota 760,0m;
- iv. Seção S 4-4 com 2 Barreiras, BF8 (90m) na Cota 860,0m e BF9 (70m) na Cota 795,0m;
- v. Seção S 5-5 com 3 Barreiras, BF10 (80m) na Cota 860,0m, BF11 (60m, entre S 4-4 e S 5-5) na Cota 760,0m e BF12 dividida em BF12a (60m) e BF12b (60m), ambas na Cota 755,0m;
- vi. Seção S 6-6 com 2 Barreiras, BF13 (100m) na Cota 860,0m e BF14 dividida em BF14a (70m) e BF14b (80m), ambas na Cota 745,0m;
- vii. Seção S 7-7 com 1 Barreira BF15 dividida em BF15a (80m) e BF15b (80m), ambas na Cota 770,0m.

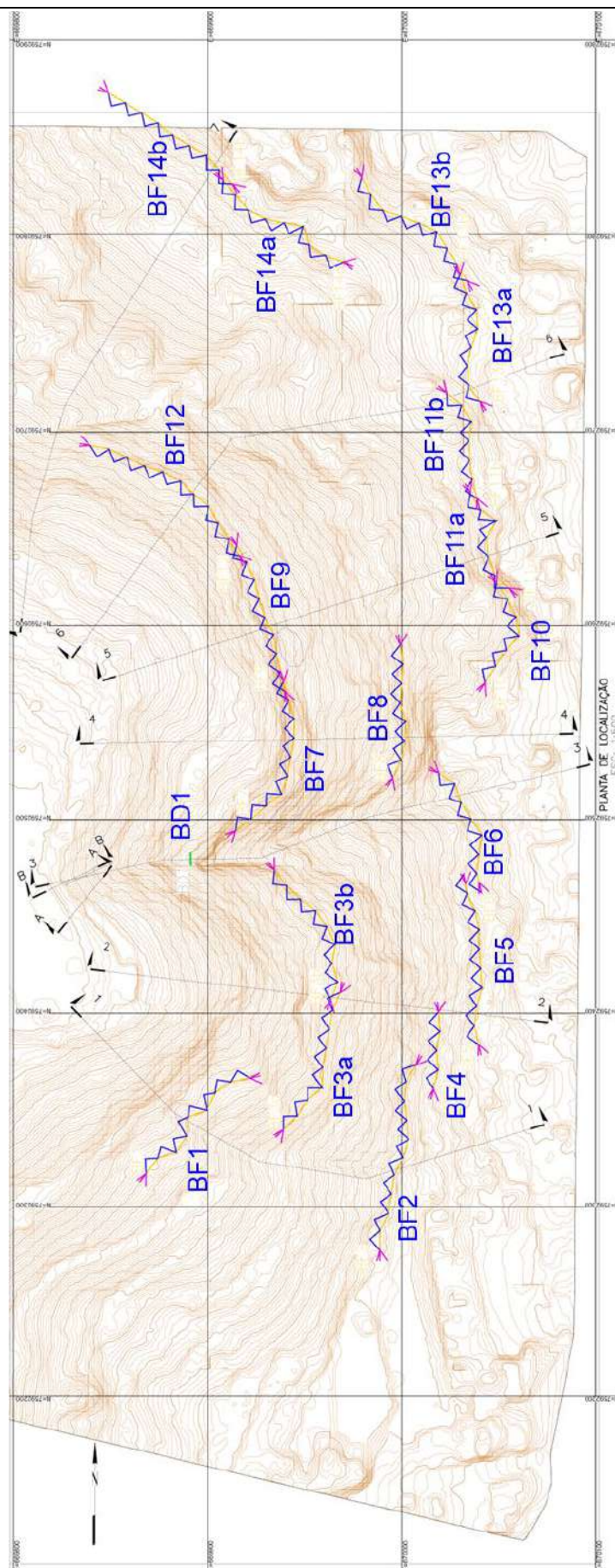


Figura 81. Localização das Barreiras BF1 a BF14 e BD1.

A Figura 82 apresenta vistas tridimensionais das Barreiras Flexíveis BF1 a BF14 e DB1.

As Figuras 83 a 89 ilustram as seções transversais com a locação das respectivas barreiras.

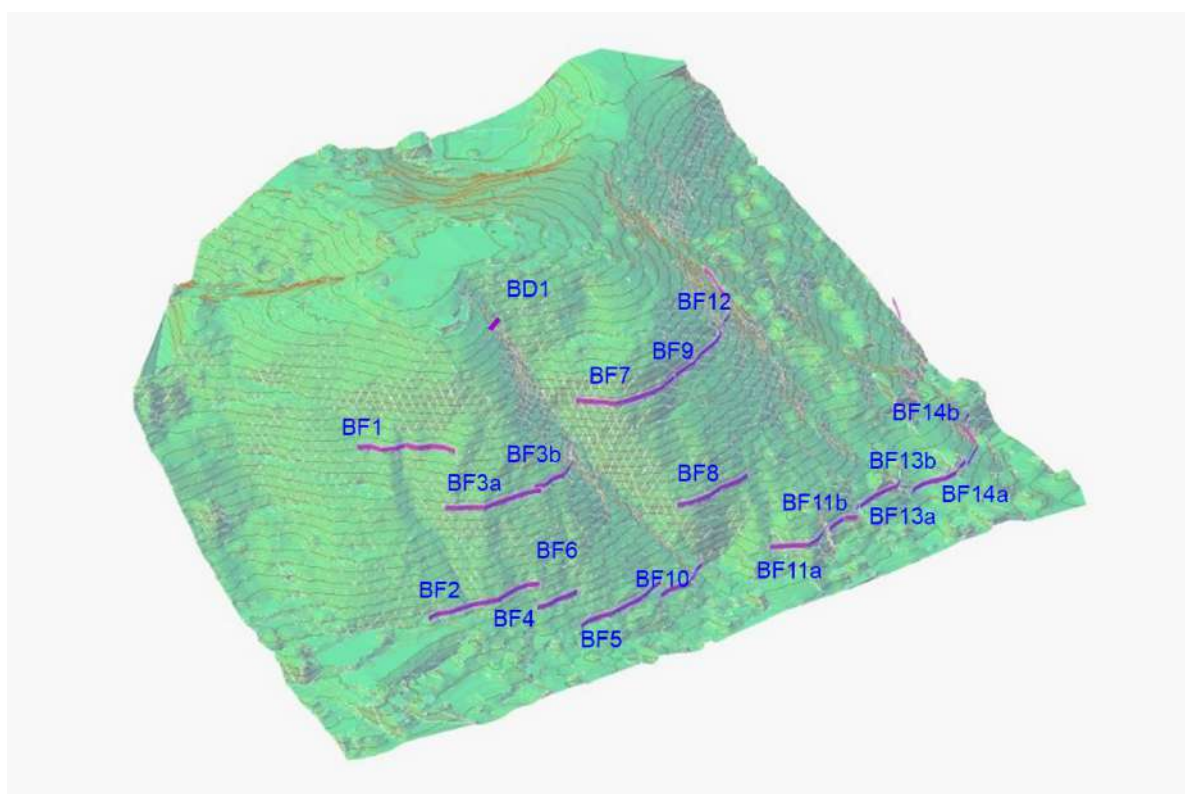
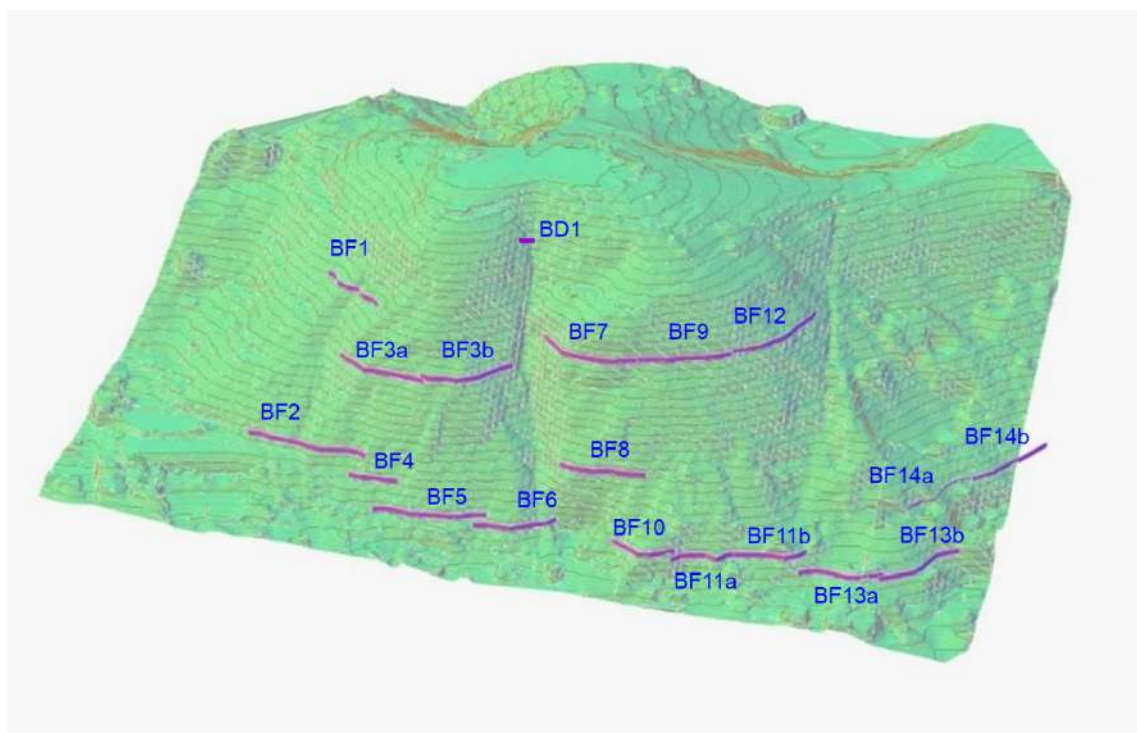


Figura 82. Vistas tridimensionais da locação das Barreiras BF1 a BF14 e BD1.

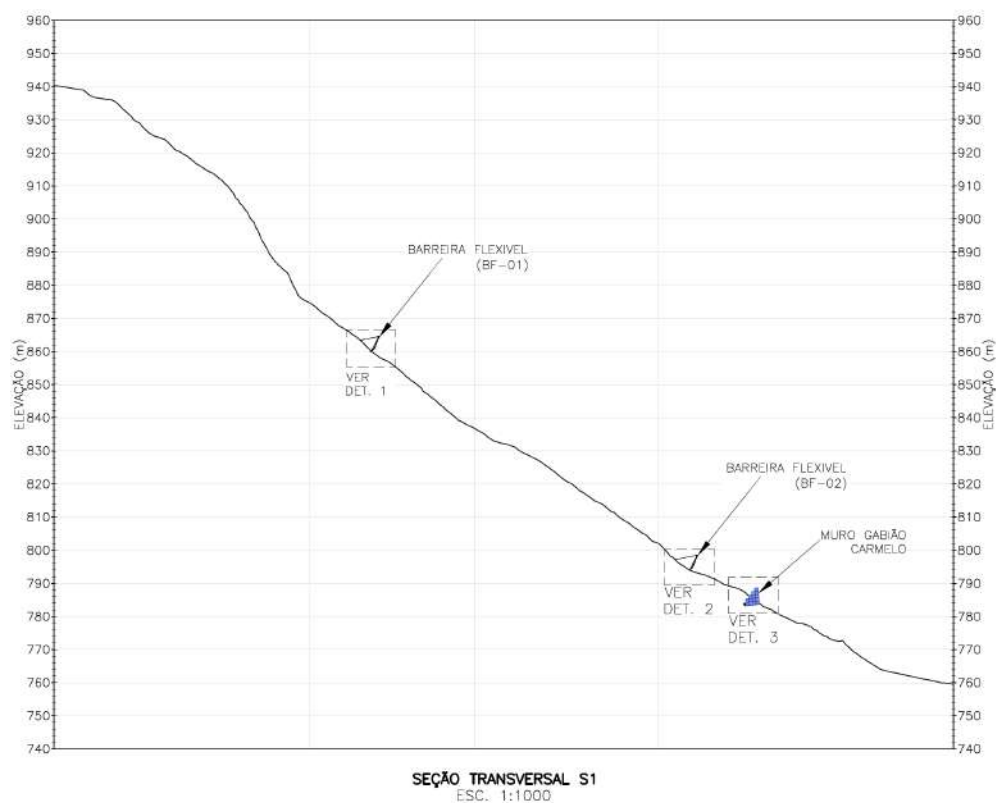


Figura 83. Seção transversal da Seção S 1-1 com Barreiras BF1 e BF2.

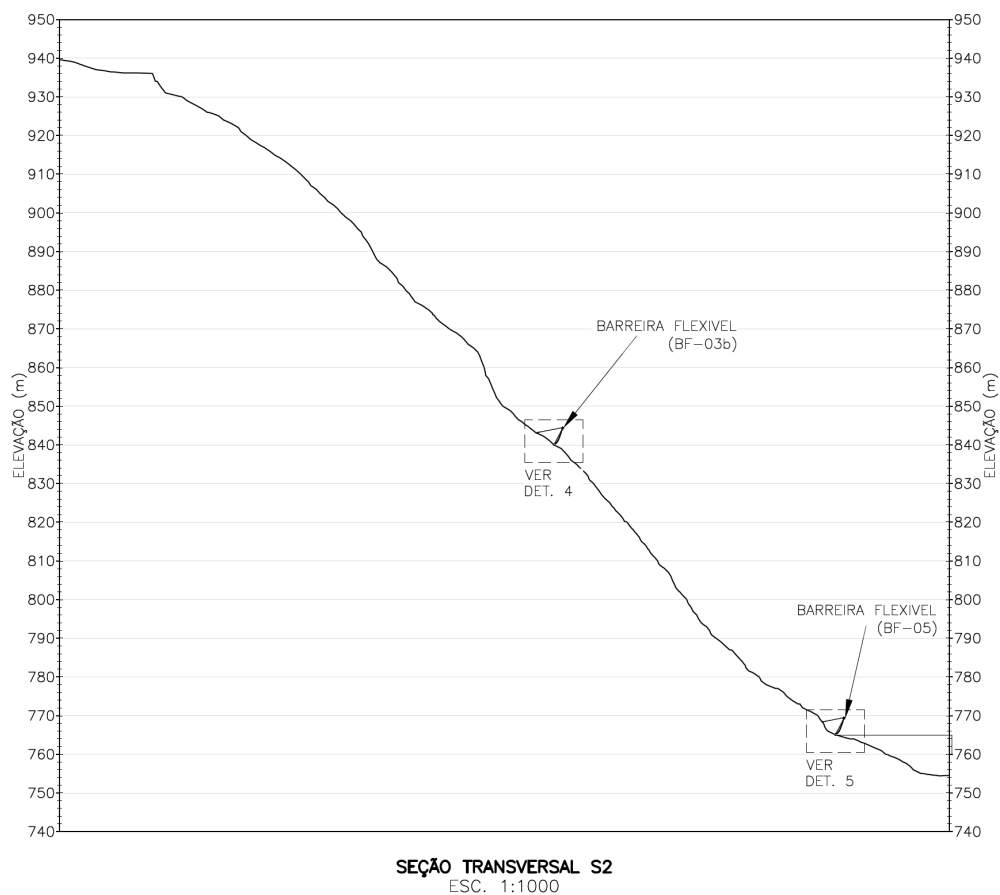


Figura 84. Seção transversal da Seção S 2-2 com Barreiras BF3a e BF5.

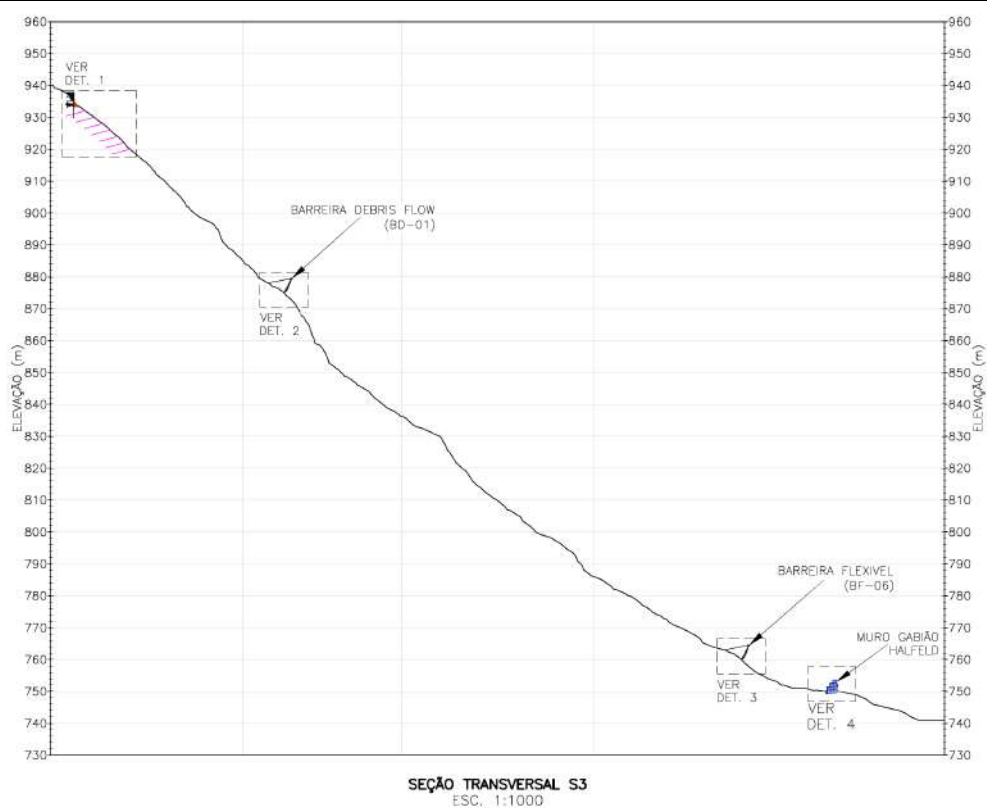


Figura 85. Seção transversal da Seção S 3-3 com Barreiras BF6 e BD1.

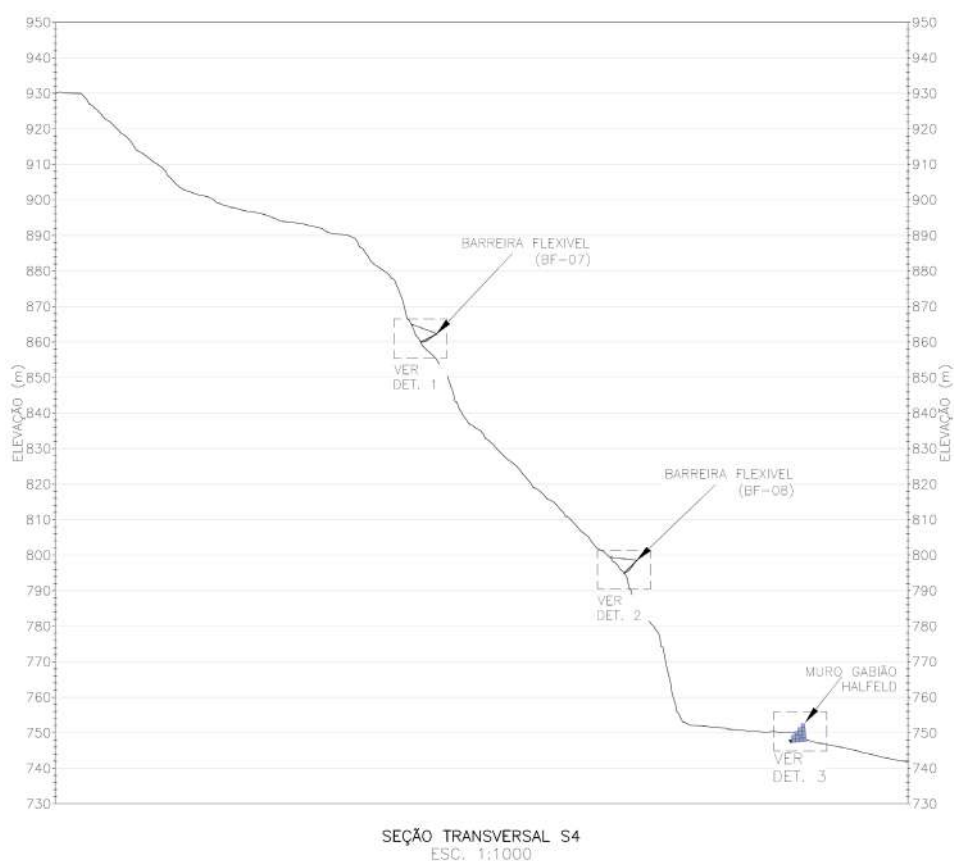


Figura 86. Seção transversal da Seção S 4-4 com Barreiras BF9 e BF11a.

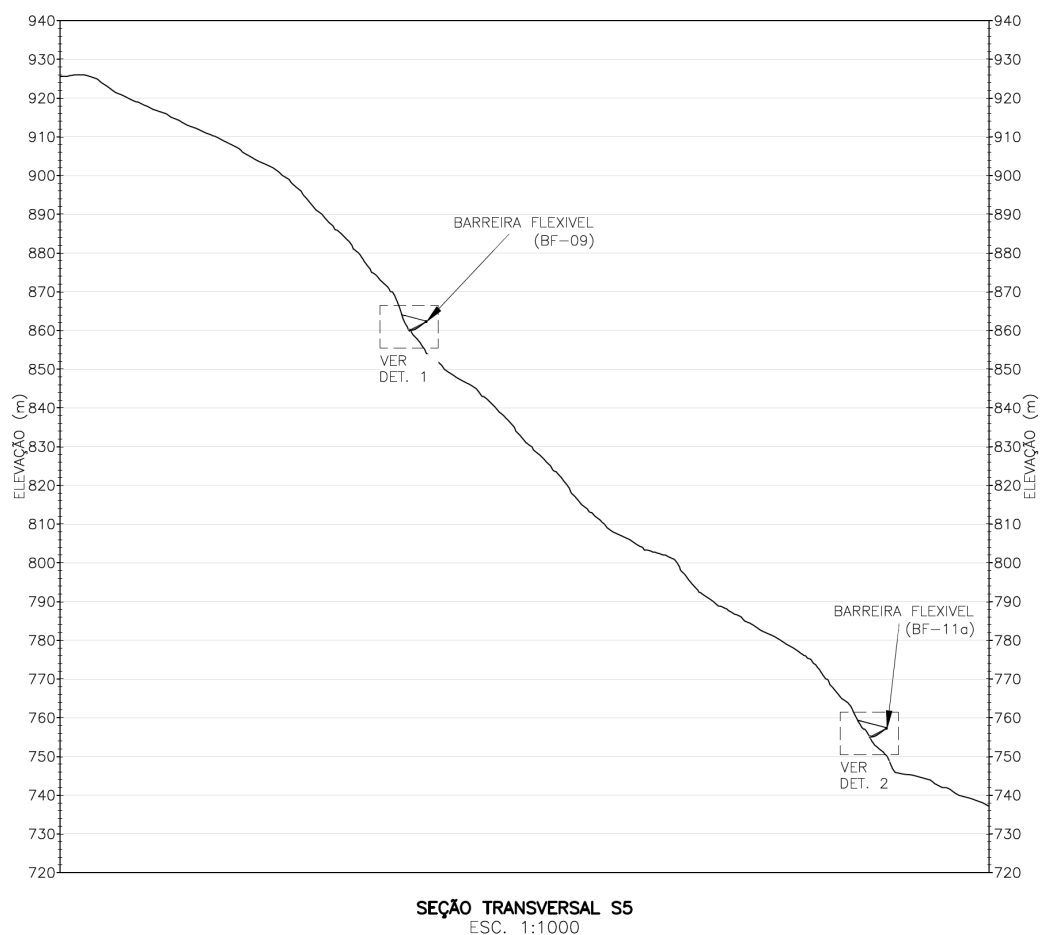


Figura 87. Seção transversal da Seção S 5-5 com Barreiras BF9 e BF11a

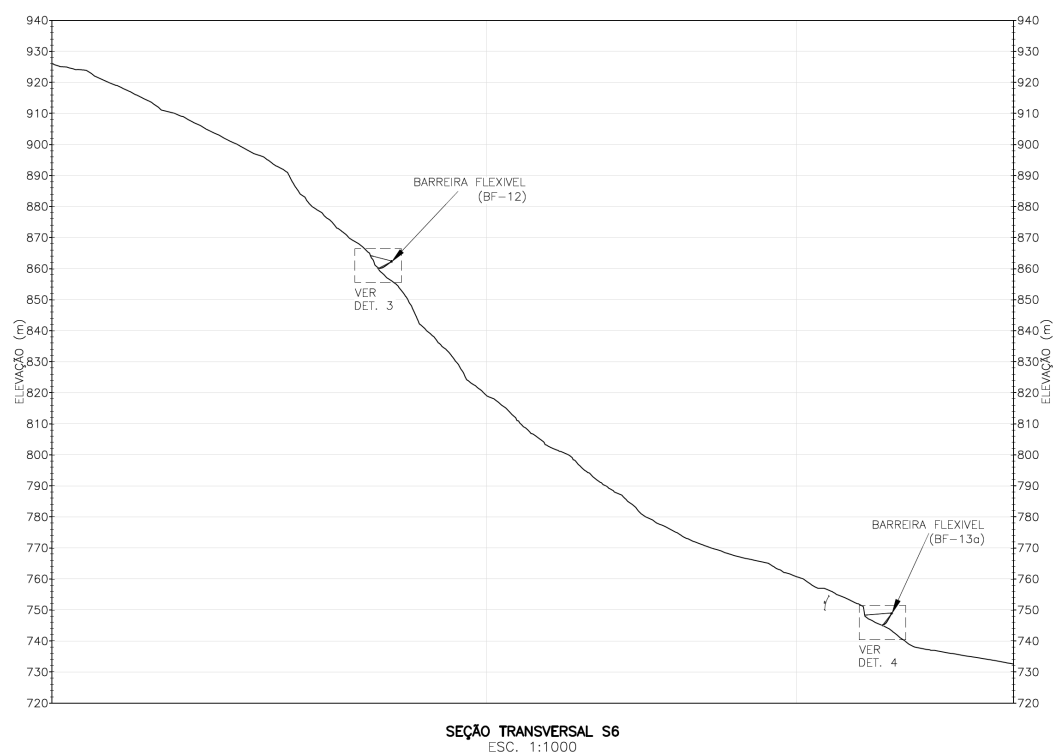


Figura 88. Seção transversal da Seção S 6-6 com Barreiras BF12 e BF13a.

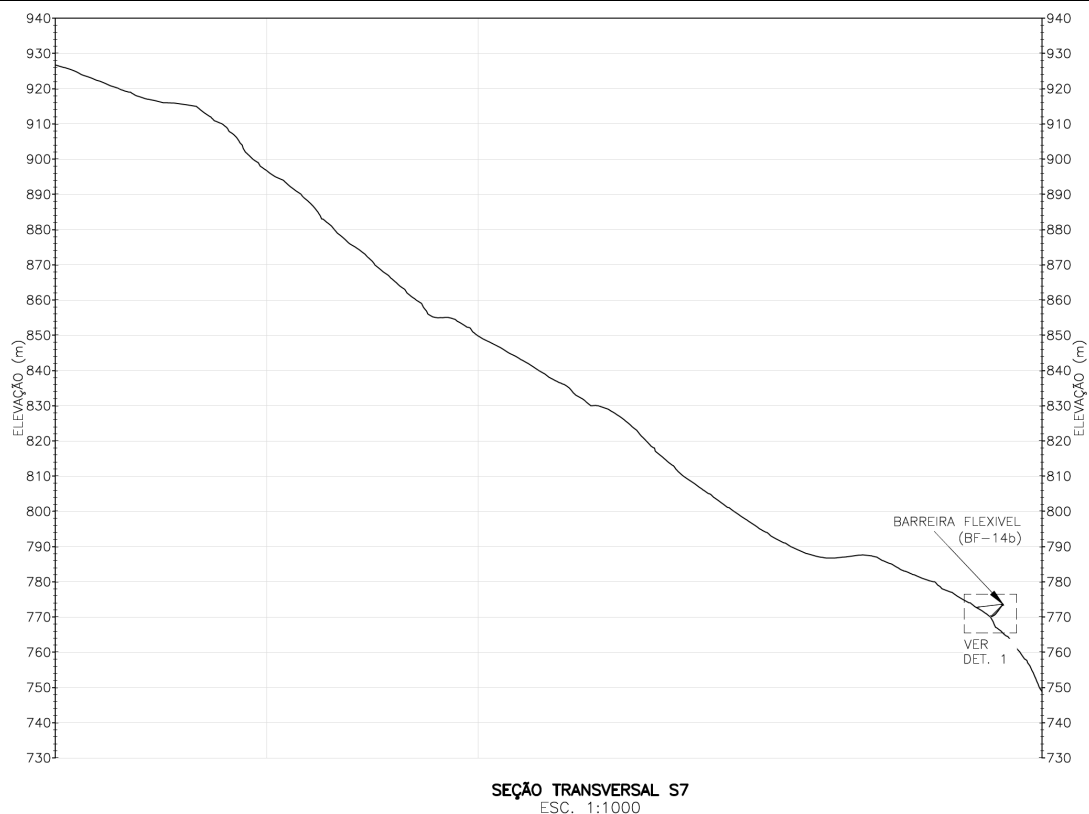


Figura 89. Seção transversal da Seção S 7-7 com Barreira BF14a.

Com o programa ROCFALL, as barreiras são posicionadas nas seções transversais e novamente são lançados 10.000 blocos de 2,0m³ para análise do desempenho das barreiras em relação ao impacto dos blocos.

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para as seções transversais críticas com as barreiras flexíveis são apresentados em função de:

- i. Concentração das paradas de blocos (depósitos) em projeção horizontal;
- ii. Envoltória de velocidade de movimento com velocidade de impacto na barreira;
- iii. Envoltória de energia cinética total e energia de impacto na barreira;
- iv. Histograma de número de blocos e energias de impacto na barreira;
- v. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na barreira.

6.4.2.1 Resultados das Análises de Trajetórias com Barreiras – Seção S 1-1 - Evento Carmelo

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 1-1 com as barreiras flexíveis BF1 na Cota e BF2 na Cota são apresentados nas Figuras 90 a 96.

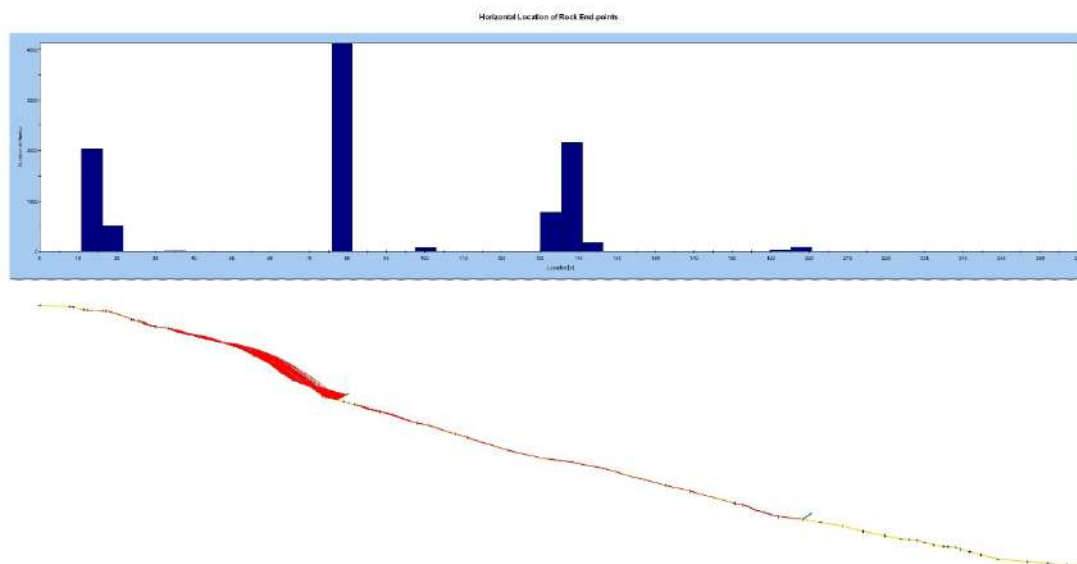


Figura 90. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 1-1 com Barreiras BF1 e BF2 – Evento Carmelo.

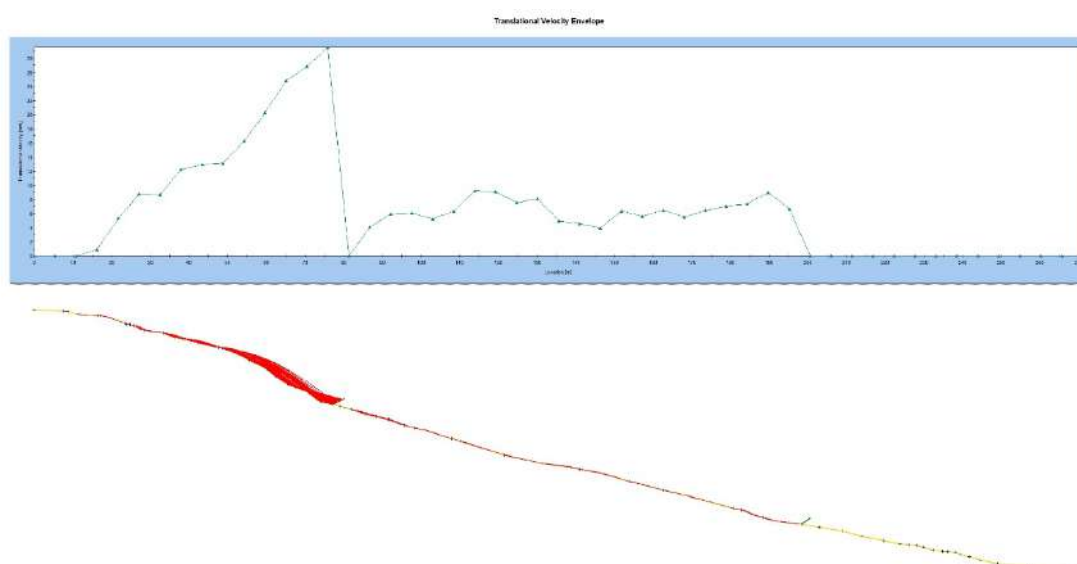


Figura 91. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 1-1 e velocidade de impacto nas Barreiras BF1 e BF2 – Evento Carmelo.

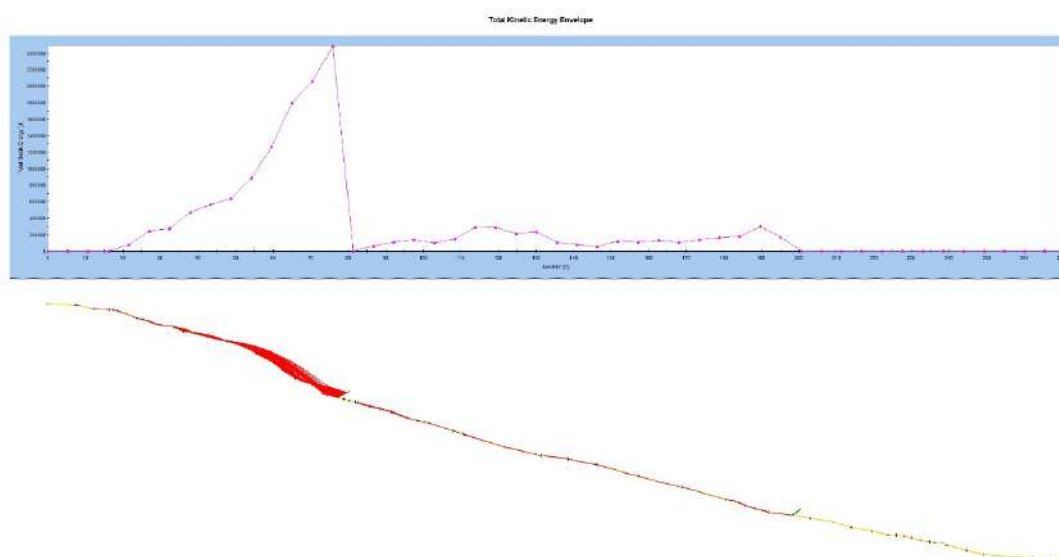


Figura 92. Envoltória de energia cinética total ao longo da seção crítica S 1-1 e energia de impacto nas Barreiras BF1 e BF2 – Evento Carmelo.

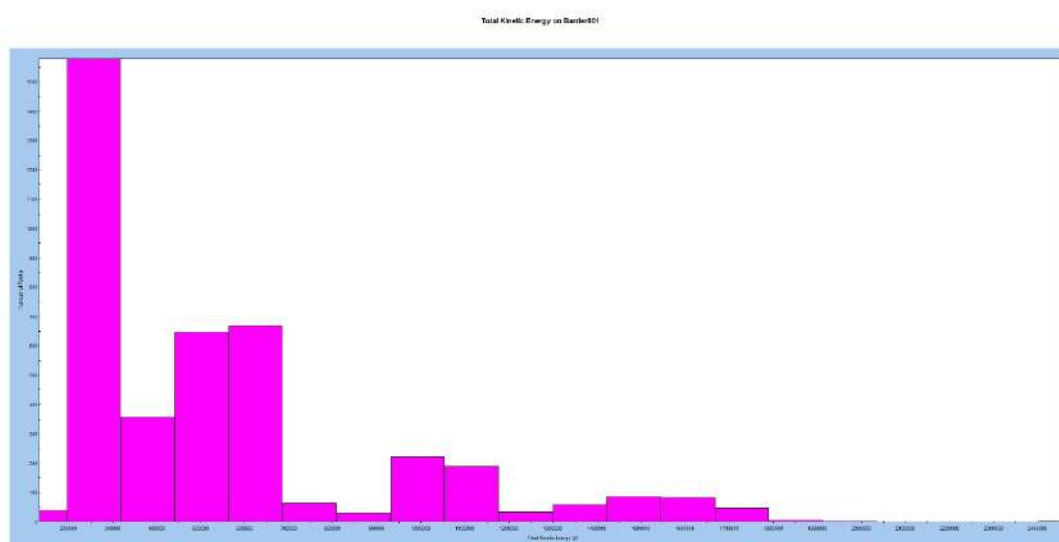


Figura 93. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF1 – Evento Carmelo.

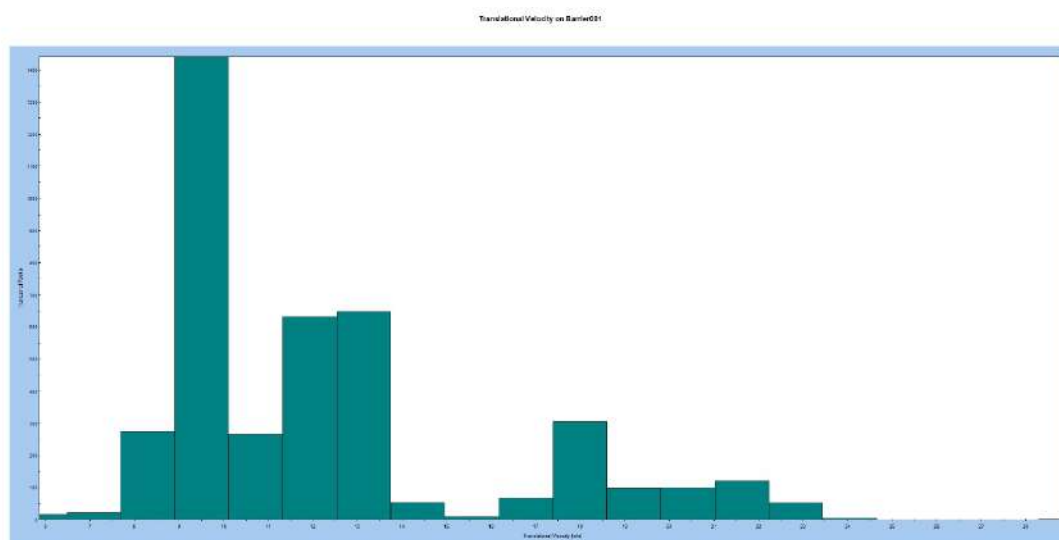


Figura 94. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreiras BF1 – Evento Carmelo.

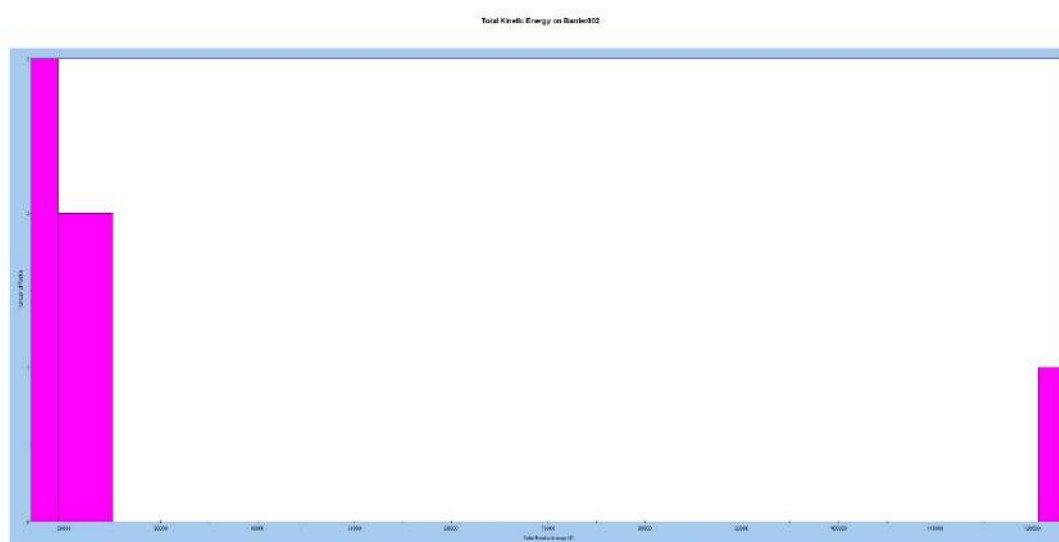


Figura 95. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF2 – Evento Carmelo.

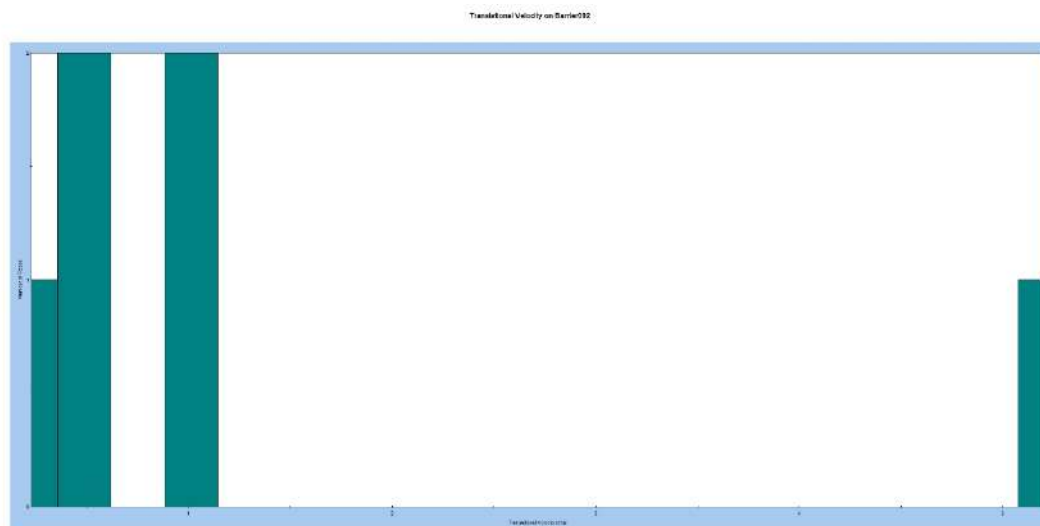


Figura 96. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF2 – Evento Carmelo.

Os resultados obtidos das simulações com 10000 blocos mostram que as Barreiras BF1 e BF2 permanecem intactas após os impactos dos blocos. As energias de impacto e velocidades de impacto máximas são iguais a 2464kJoules e 24,90m/s para a Barreira BF1 e 123kJoules e 5,20m/s para a Barreira BF2. A Tabela 7 resume os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas das Barreiras BF1 e BF2.

Tabela 7. Parâmetros das simulações das trajetórias de impacto nas barreiras flexíveis BF1 e BF2 – Evento Carmelo.

Parâmetro	Valores	
	Barreira BF1	Barreira BF2
Energia cinética de impacto máxima na barreira	2464 kJoules	123 kJoules
Velocidade de impacto máxima na barreira	24,90 m/s	5,20 m/s
Altura de impacto máxima na barreira	4,10 m	1,00 m
Obs.: Volume do bloco = 2,0m ³ ; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.		

6.4.2.2 Resultados das Análises de Trajetórias com Barreiras – Seção S 2-2

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 2-2 com as barreiras flexíveis BF3 e BF5 são apresentados nas Figuras 97 a 103.

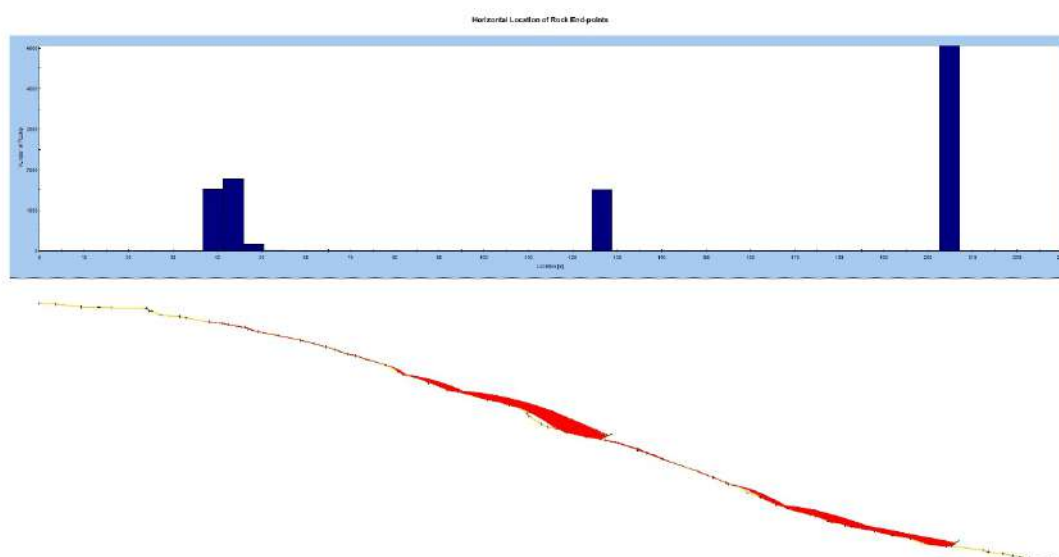


Figura 97. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 2-2 com Barreiras BF3 e BF5.

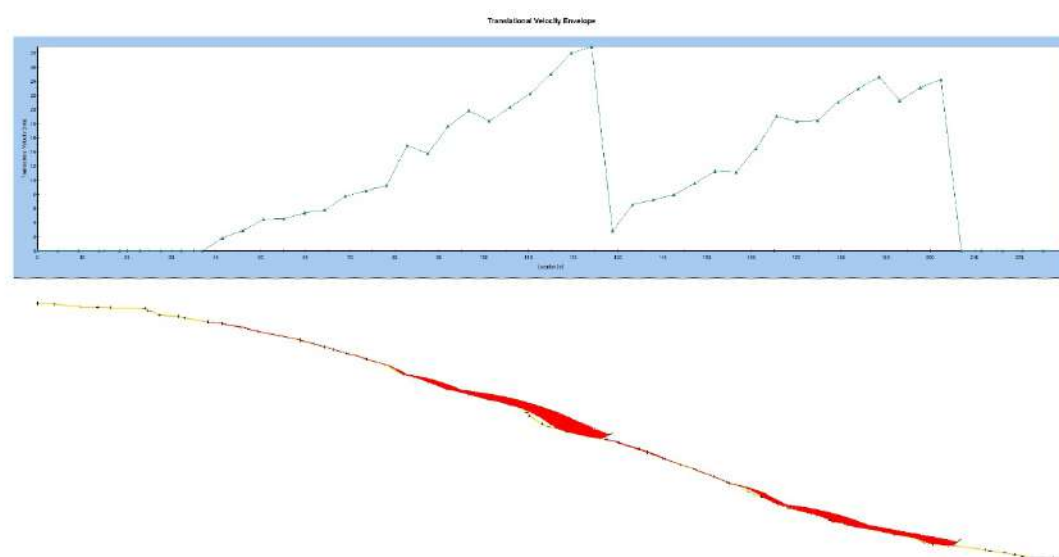


Figura 98. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 2-2 e velocidade de impacto nas Barreiras BF3 e BF5.

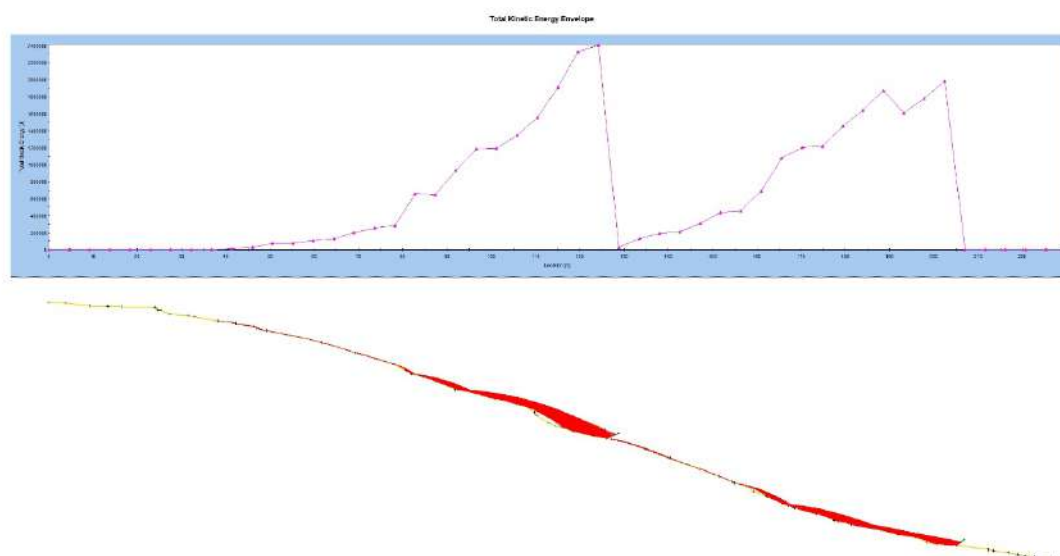


Figura 99. Envoltória de energia cinética total ao longo da seção crítica S 2-2 e energia de impacto nas Barreiras BF3 e BF5.

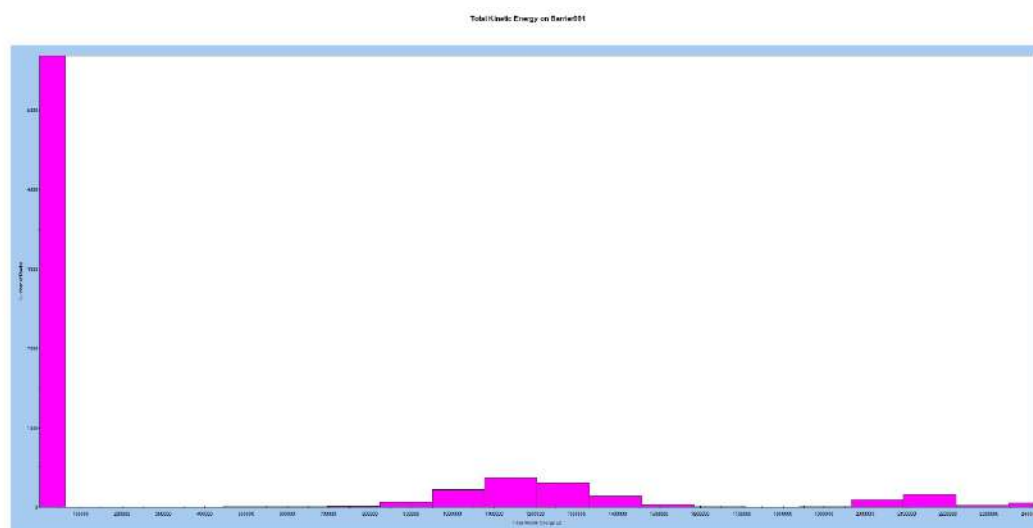


Figura 100. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF3.

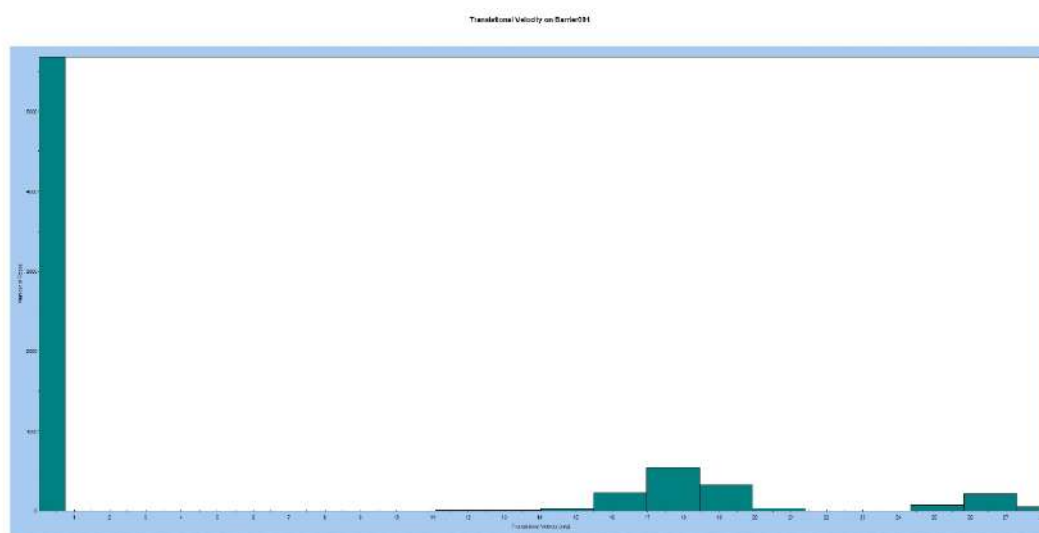


Figura 101. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF3.

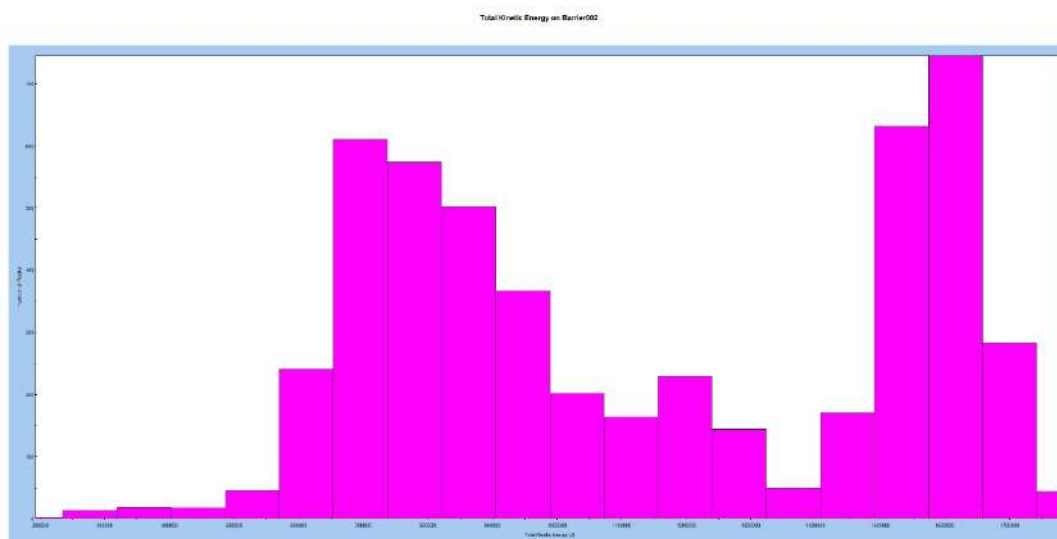


Figura 102. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF5.

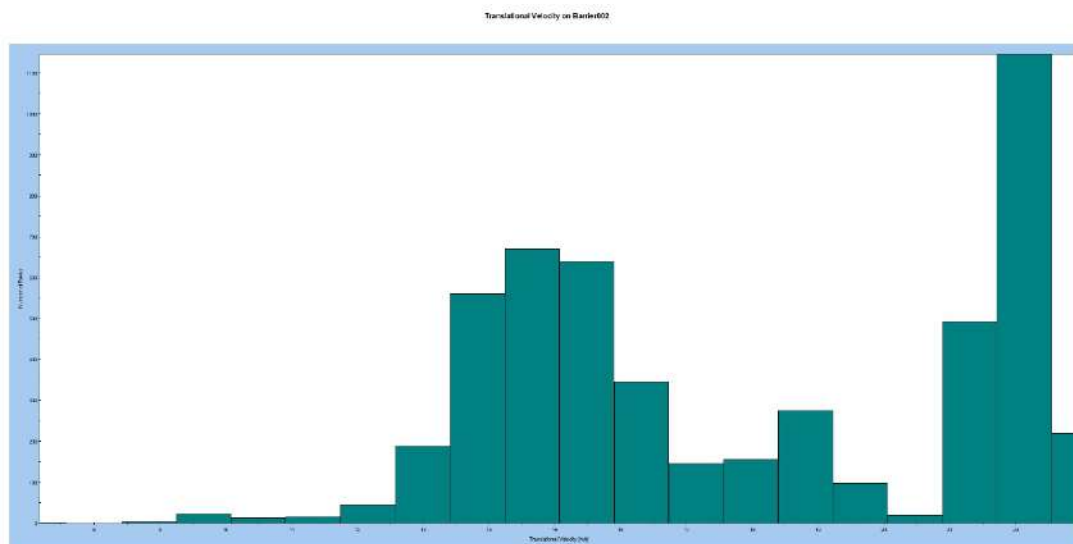


Figura 103. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF5.

Os resultados obtidos das simulações com 10000 blocos mostram que as Barreiras BF3 e BF5 permanecem íntegras após os impactos dos blocos. As energias de impacto e velocidades de impacto máximas são iguais a 2408kJoules e 24,90m/s para a Barreira BF7 e 1783kJoules e 22,95m/s para a Barreira BF8. A Tabela 8 resume os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas das Barreiras BF7 e BF8.

Tabela 8. Parâmetros das simulações das trajetórias de impacto nas barreiras flexíveis BF3 e BF5 – Seção S 2-2.

Parâmetro	Valores	
	Barreira BF3	Barreira BF5
Energia cinética de impacto máxima na barreira	2408 kJoules	1783 kJoules
Velocidade de impacto máxima na barreira	24,90 m/s	22,95 m/s
Altura de impacto máxima na barreira	3,30 m	2,40 m

Obs.: Volume do bloco = 2,0m³; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.

6.4.2.3 Resultados das Análises de Trajetórias com Barreiras – Seção 3-3 - Evento Halfeld

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 3-3 do Evento Halfeld com as Barreiras BD1 e BF6 são apresentados nas Figuras 104 a 110.

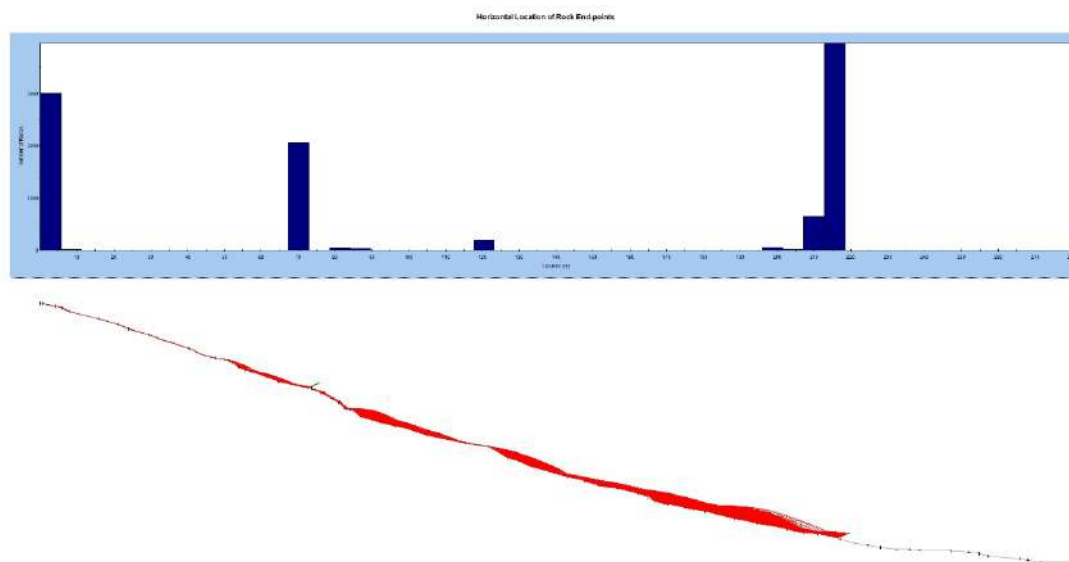


Figura 104. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 3-3 com Barreiras BD1 e BF6 – Evento Halfeld.

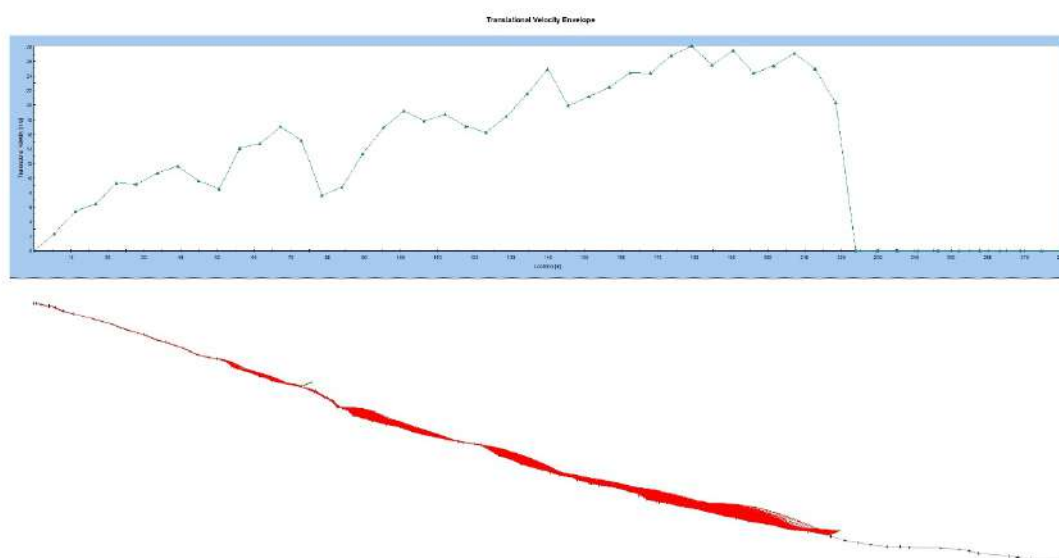


Figura 105. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 3-3 e velocidade de impacto nas Barreiras BD1 e BF6 – Evento Halfeld.

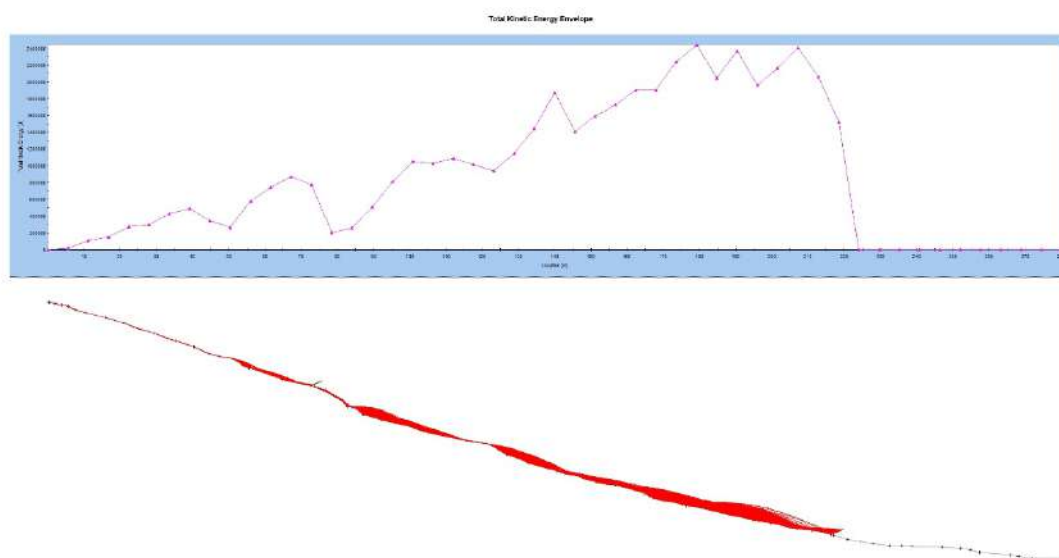


Figura 106. Envolvória de energia cinética total ao longo da seção crítica S 3-3 e energia de impacto nas Barreiras BD1 e BF6 – Evento Halfeld.

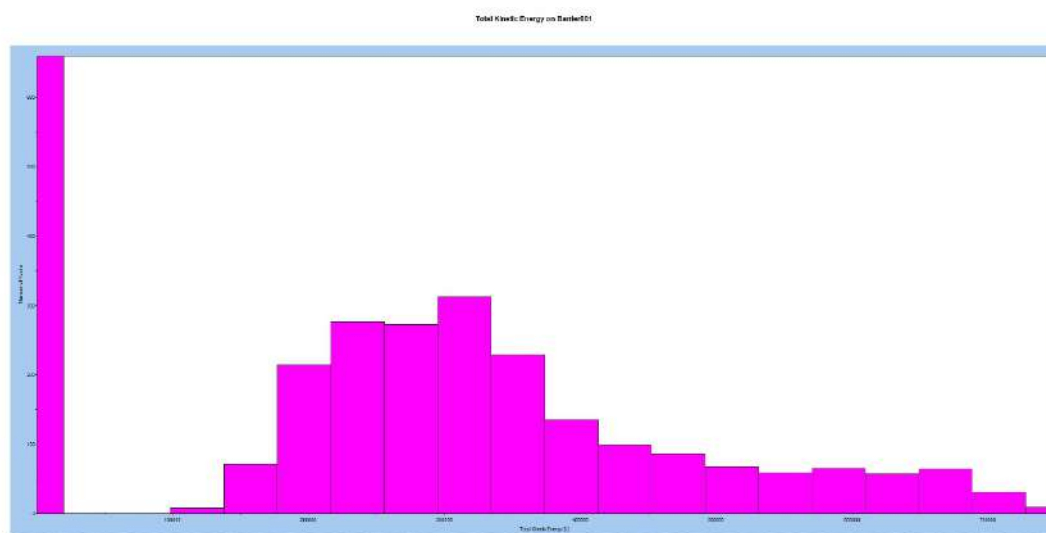


Figura 107. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BD1 – Evento Halfeld.

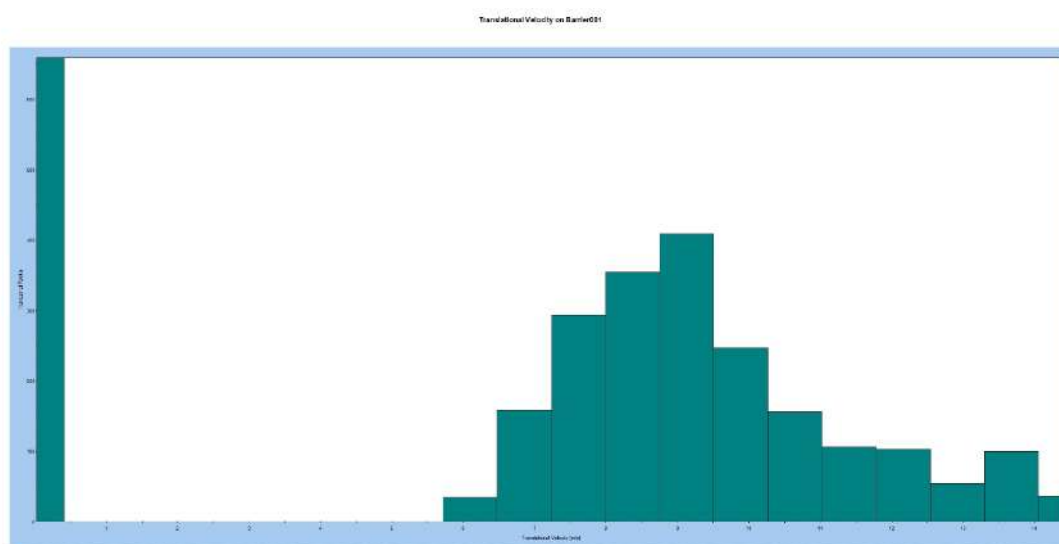


Figura 108. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BD1 – Evento Halfeld.

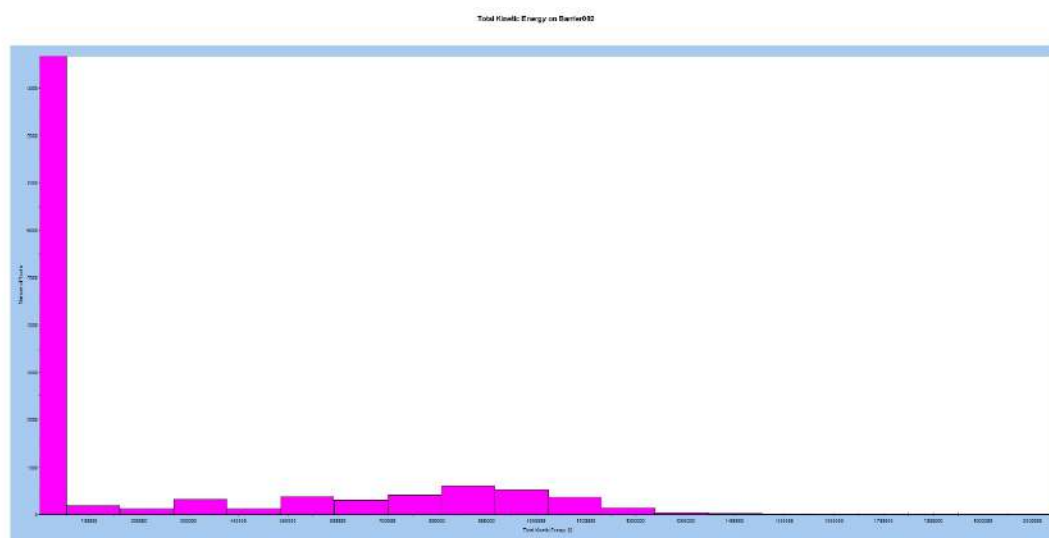


Figura 109. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF6 – Evento Halfeld.

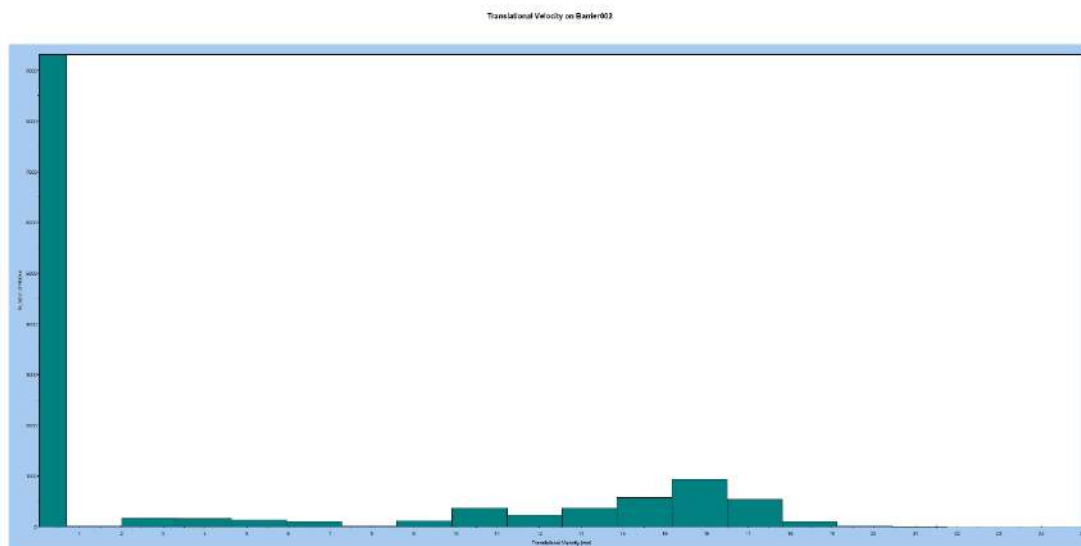


Figura 110. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF6 – Evento Halfeld.

Os resultados obtidos das simulações com 10000 blocos mostram que as barreiras BD1 e BF6 permanecem íntegras após os impactos dos blocos. A energia de impacto e velocidade de impacto máximas são iguais a 2047kJoules e 24,90m/s para Barreira BD1 e 2047kJoules e 24,90m/s para a barreira BF6. A Tabela 9 resume os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas das Barreiras BD1 e BF6.

Tabela 9. Parâmetros das simulações das trajetórias de impacto nas barreiras flexíveis BD1 e BF6 – Evento Halfeld.

Parâmetro	Valores	
	Barreira BD1	Barreira BF6
Energia cinética de impacto máxima na barreira	747 kJoules	2047 kJoules
Velocidade de impacto máxima na barreira	14,43 m/s	24,90 m/s
Altura de impacto máxima na barreira	1,00 m	4,30 m
Obs.: Volume do bloco = 2,0m ³ ; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.		

6.4.2.4 Resultados das Análises de Trajetórias com Barreiras – Seção S 4-4

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 4-4 com as Barreiras BF7 e BF8 são apresentados nas Figuras 111 a 117.

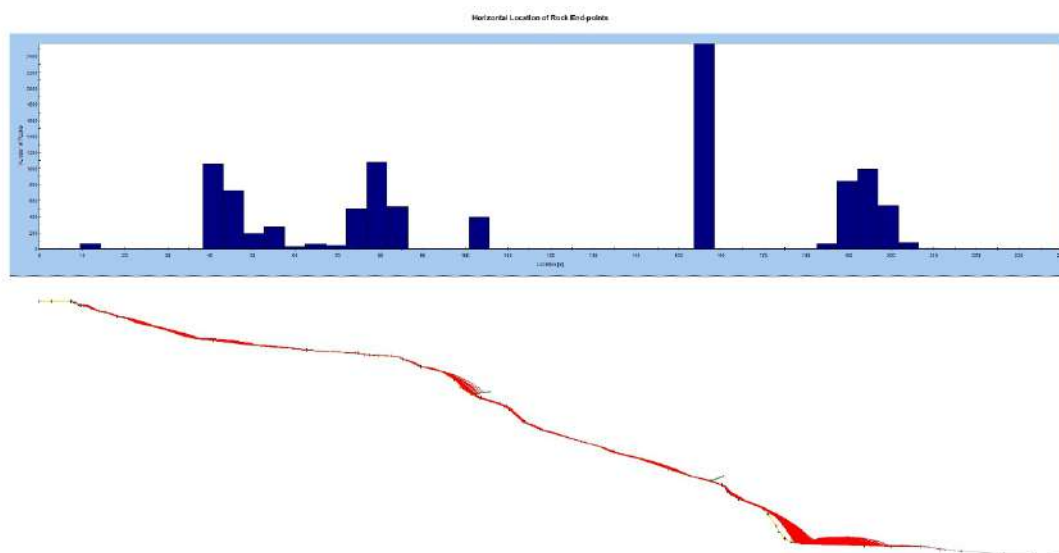


Figura 111. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 4-4 com Barreiras BF7 e BF8.

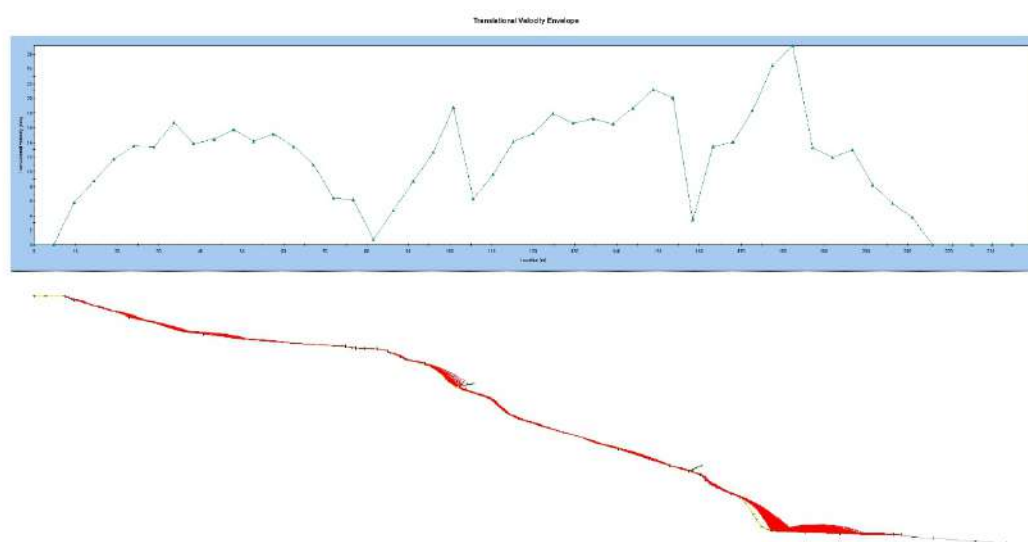


Figura 112. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 4-4 e velocidade de impacto nas Barreiras BF7 e BF8.

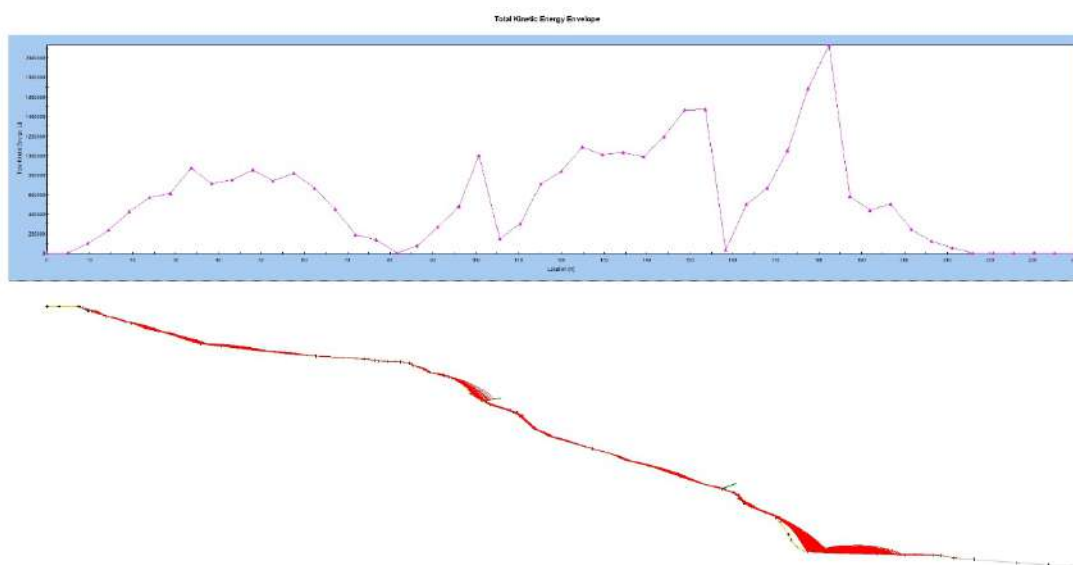


Figura 113. Envoltória de energia cinética total ao longo da seção crítica S 4-4 e energia de impacto nas Barreiras BF7 e BF8.

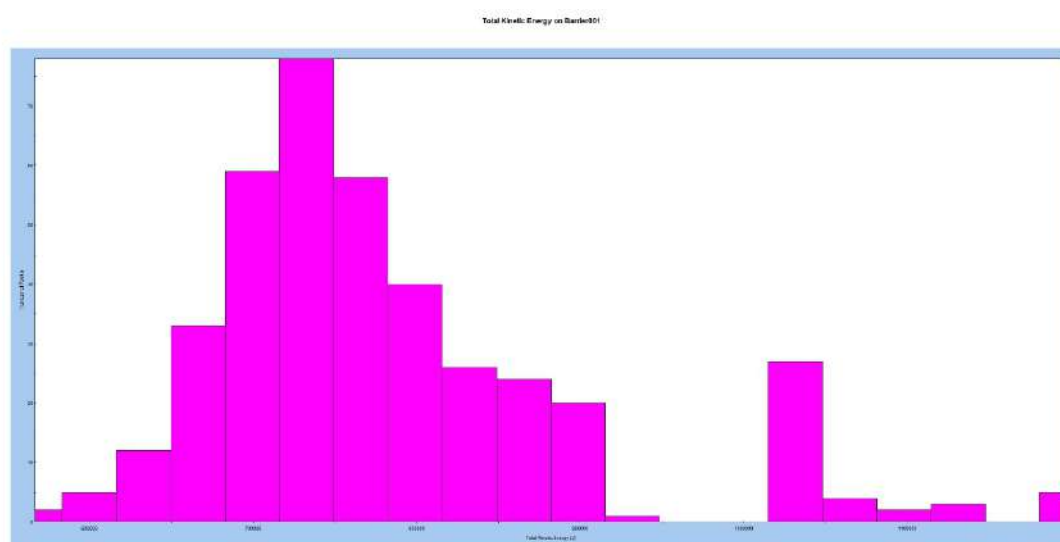


Figura 114. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF7.

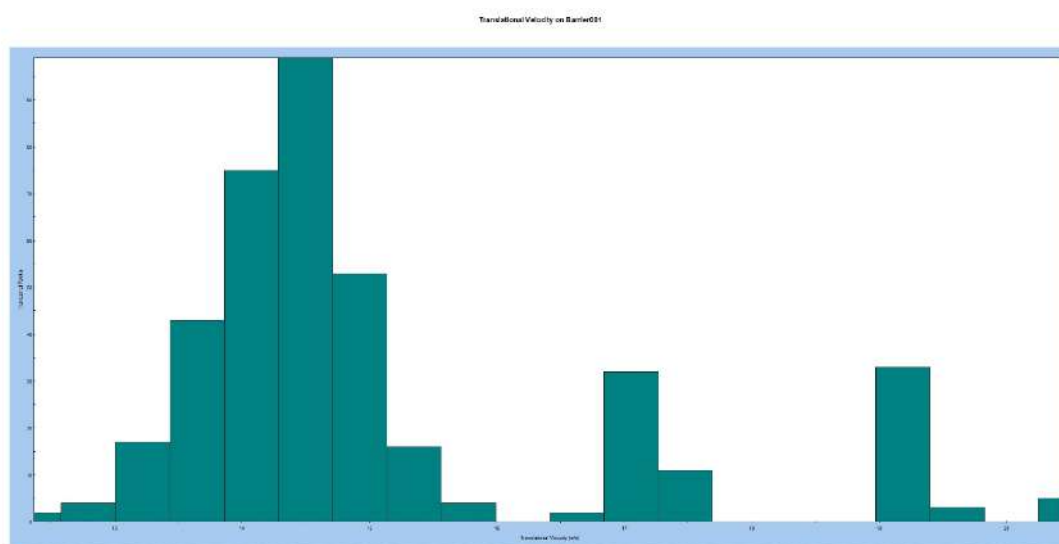


Figura 115. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF7.

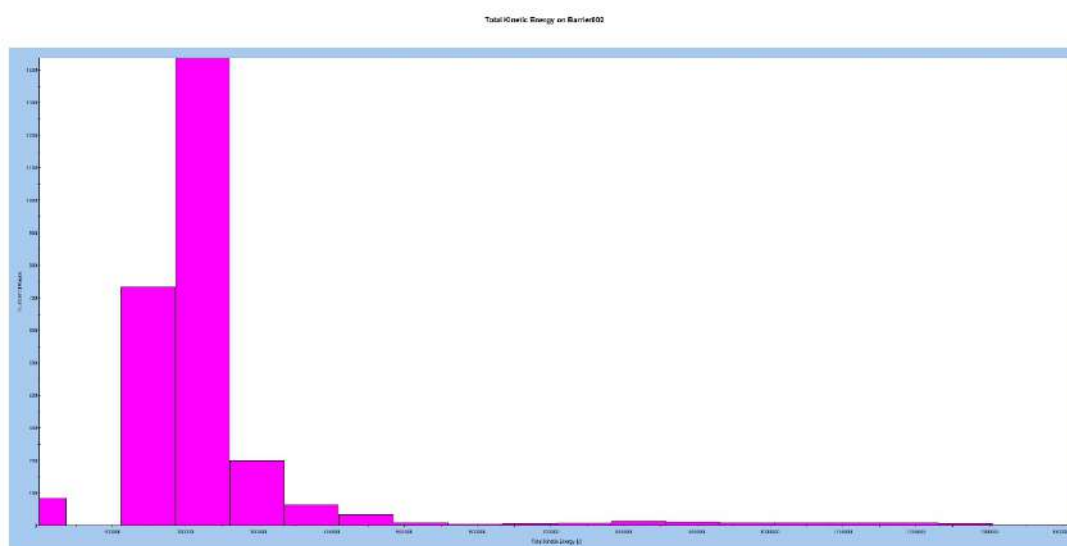


Figura 116. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF8.

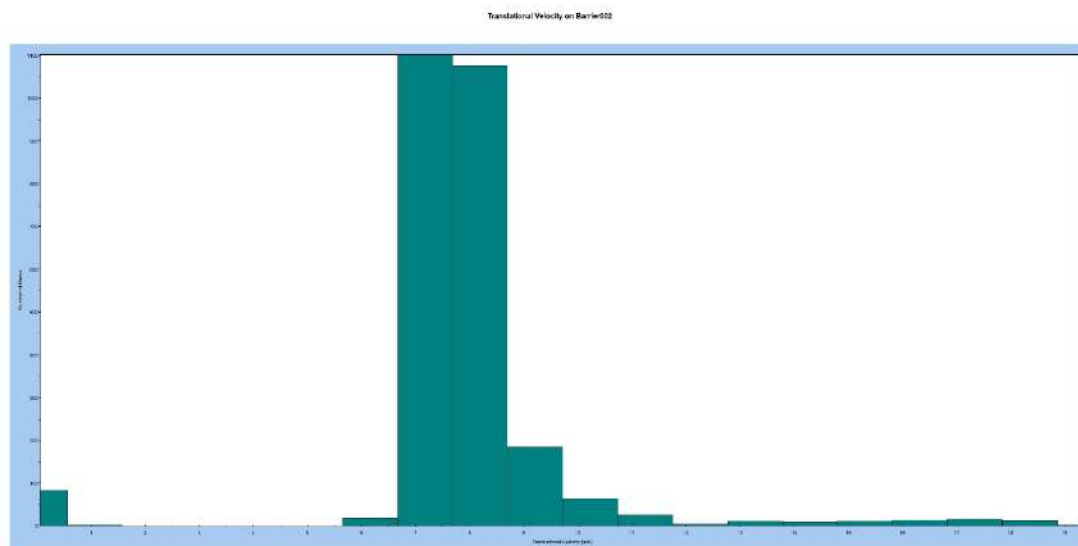


Figura 117. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF8.

Os resultados obtidos das simulações com 10000 blocos mostram que as Barreiras BF7 e BF8 permanecem íntegras após os impactos dos blocos. A energia de impacto e velocidade de impacto máximas são iguais a 1197kJoules e 20,46m/s para a Barreira B7 e 1416kJoules e 19,36m/s para a Barreira BF8. A Tabela 10 resume os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas das Barreiras BF7 e BF8.

Tabela 10. Parâmetros das simulações das trajetórias de impacto nas barreiras flexíveis BF7 e BF8 – Seção S 4-4.

Parâmetro	Valores	
	Barreira BF7	Barreira BF8
Energia cinética de impacto máxima na barreira	1197 kJoules	1416 kJoules
Velocidade de impacto máxima na barreira	20,46 m/s	19,36 m/s
Altura de impacto máxima na barreira	3,40 m	1,00 m

Obs.: Volume do bloco = 2,0m³; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.

6.4.2.5 Resultados das Análises de Trajetórias com Barreiras – Seção S 5-5

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 5-5 com as Barreiras BF9 e BF11 são apresentados nas Figuras 118 a 124.

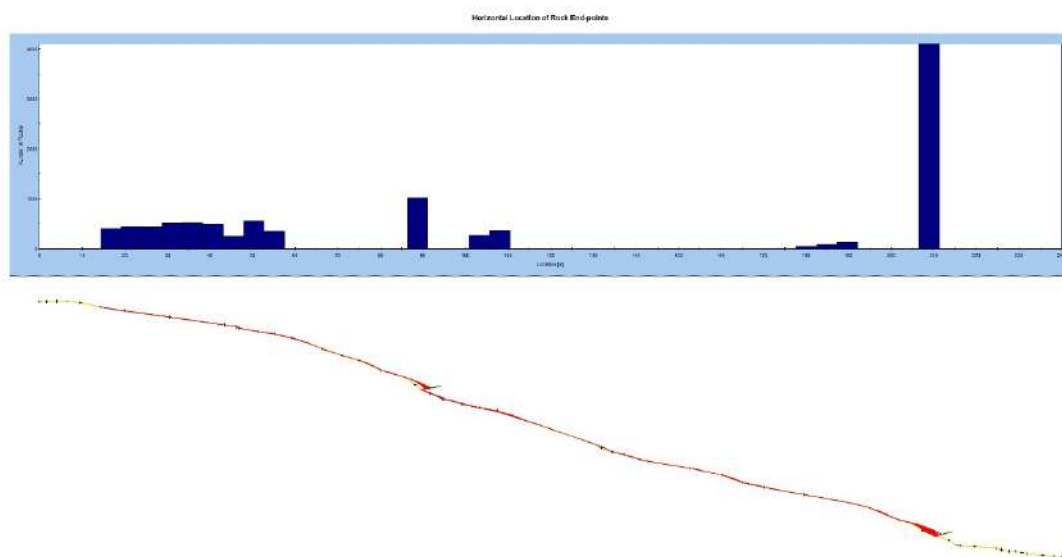


Figura 118. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 5-5 com Barreiras BF9 e BF11.

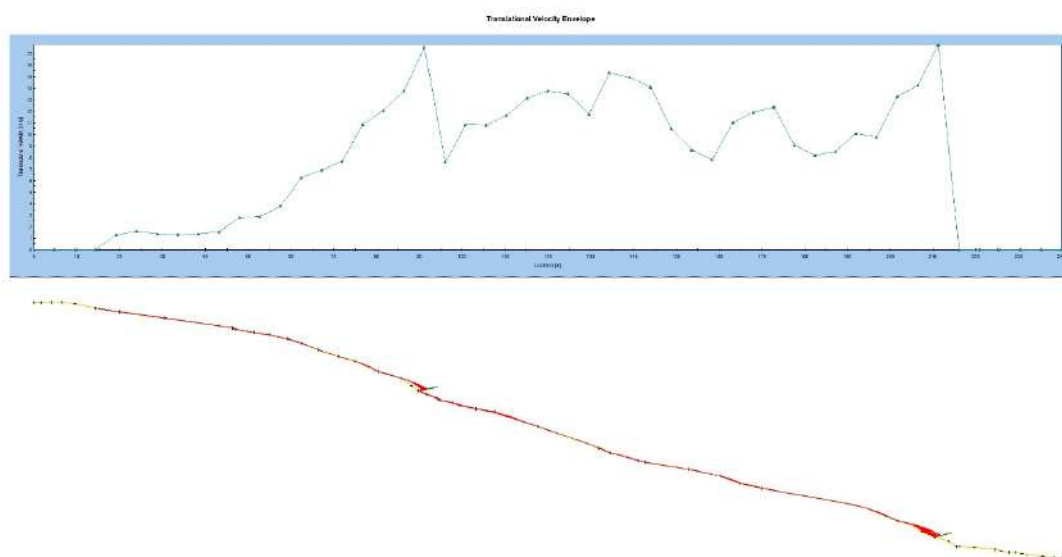


Figura 119. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 5-5 e velocidade de impacto nas Barreiras BF9 e BF11.

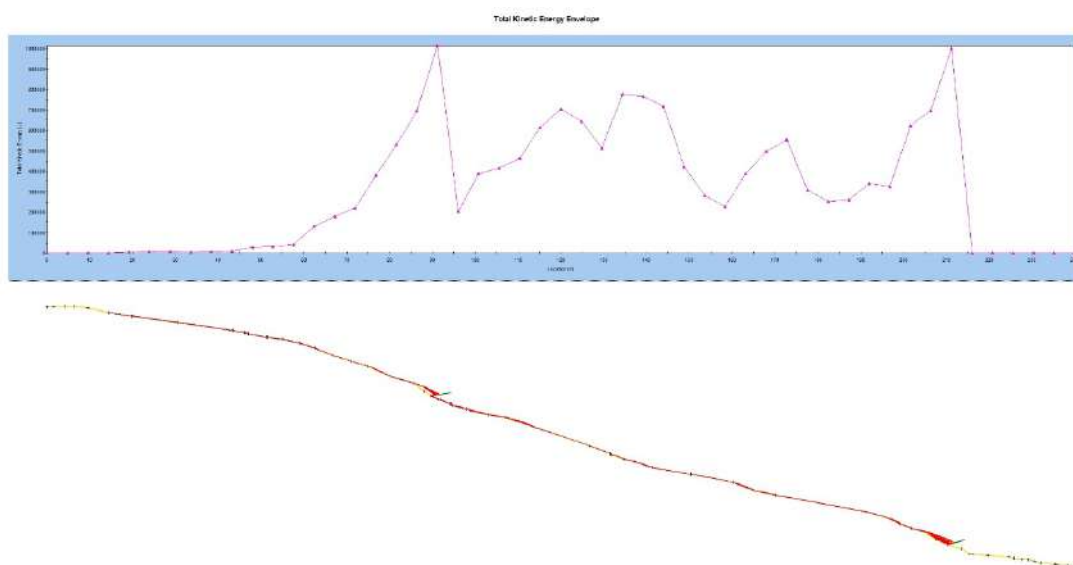


Figura 120. Envoltória de energia cinética total ao longo da seção crítica S 5-5 e energia de impacto nas Barreiras BF9 e BF11.

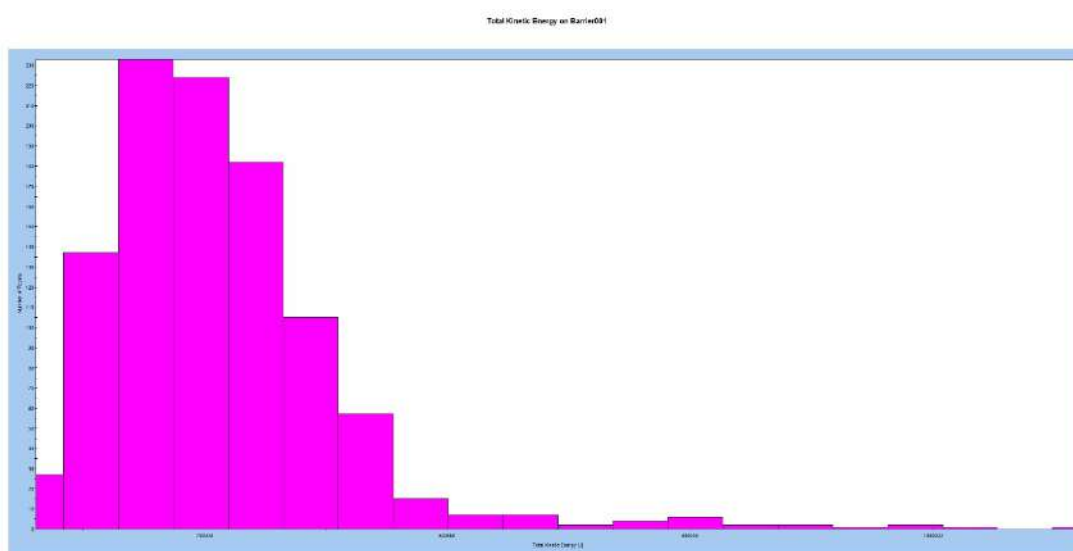


Figura 121. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF9.

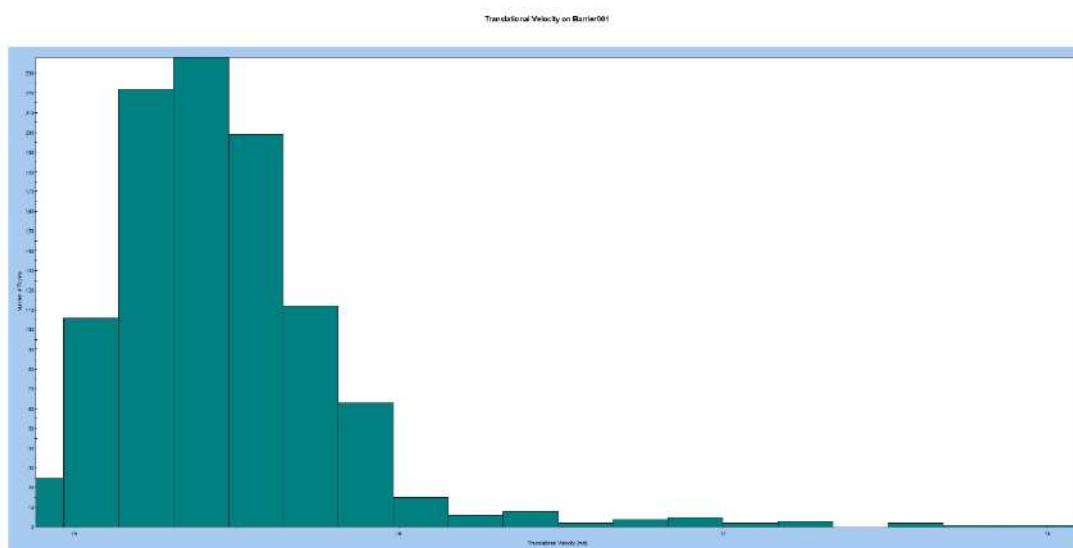


Figura 122. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF9.

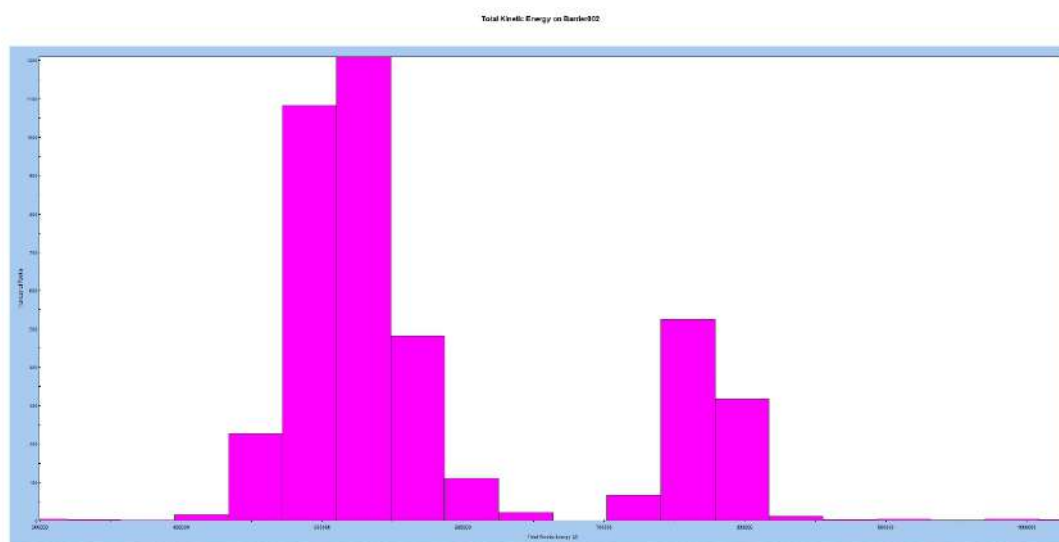


Figura 123. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF11.

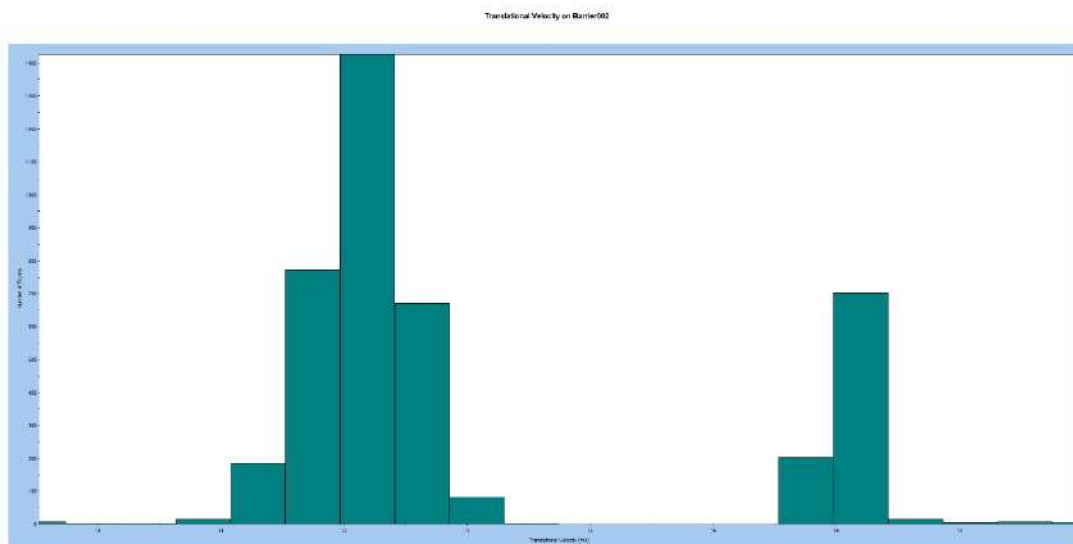


Figura 124. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF11.

Os resultados obtidos das simulações com 10000 blocos mostram que as barreiras BF9 e BF11 permanecem íntegras após os impactos dos blocos. A energia de impacto e velocidade de impacto máximas são iguais a 1060kJoules e 18,09m/s para a Barreira BF9 e 1027kJoules e 17,97m/s para a Barreira BF11. A Tabela 11 resume os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas das Barreiras BF9 e BF11.

Tabela 11. Parâmetros das simulações das trajetórias de impacto nas barreiras flexíveis BF9 e BF11 – Seção 5-5.

Parâmetro	Valores	
	Barreira BF9	Barreira BF11
Energia cinética de impacto máxima na barreira	1060 kJoules	1027 kJoules
Velocidade de impacto máxima na barreira	18,09 m/s	17,97 m/s
Altura de impacto máxima na barreira	2,70 m	2,20 m

Obs.: Volume do bloco = 2,0m³; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.

6.4.2.6 Resultados das Análises de Trajetórias com Barreiras – Seção S 6-6

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 6-6 com as Barreiras BF12 e BF13 são apresentados nas Figuras 125 a 131.

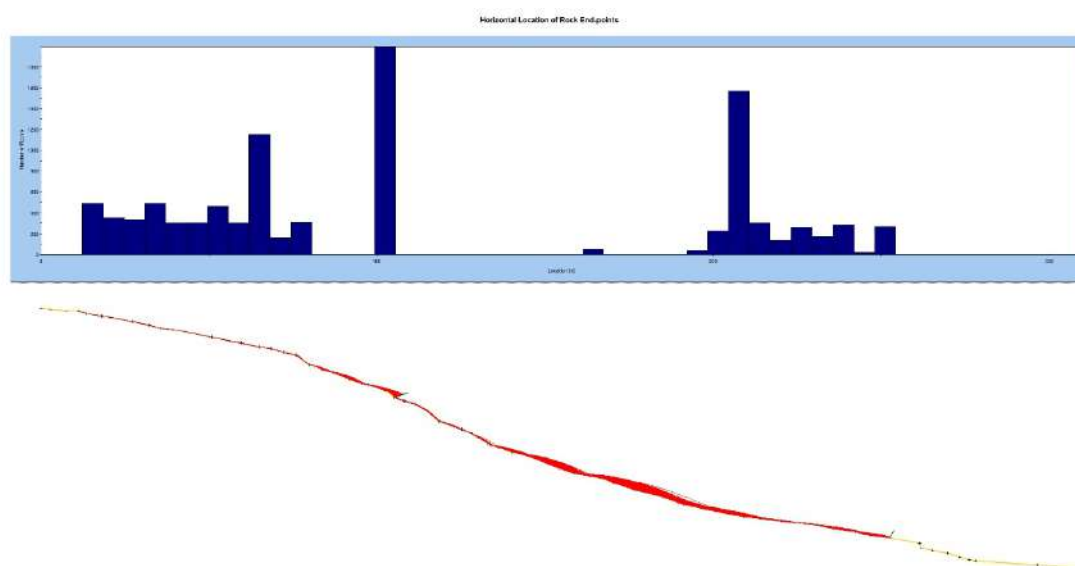


Figura 125. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 6-6 com Barreiras BF12 e BF13.

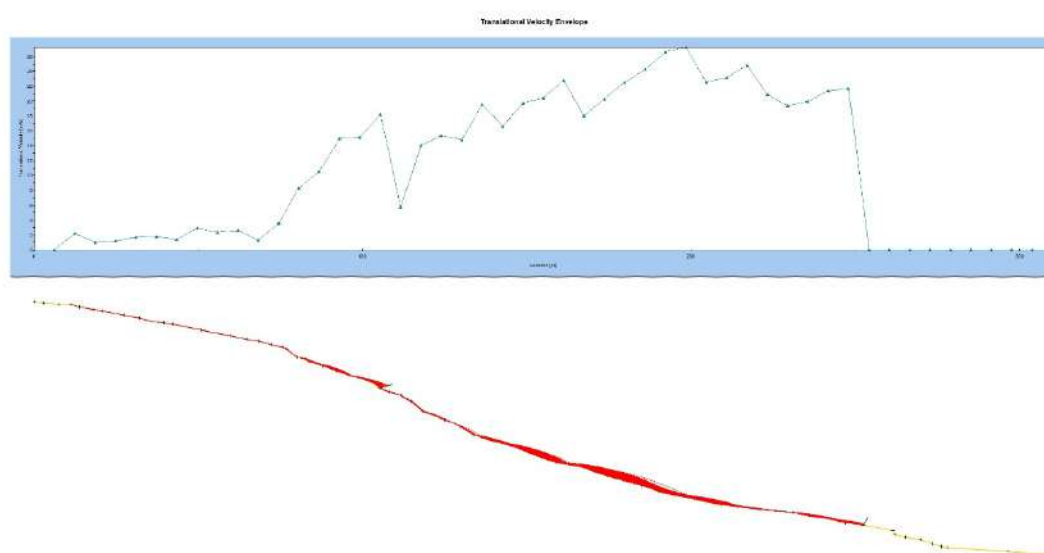


Figura 126. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 6-6 e velocidade de impacto nas Barreiras BF12 e BF13.

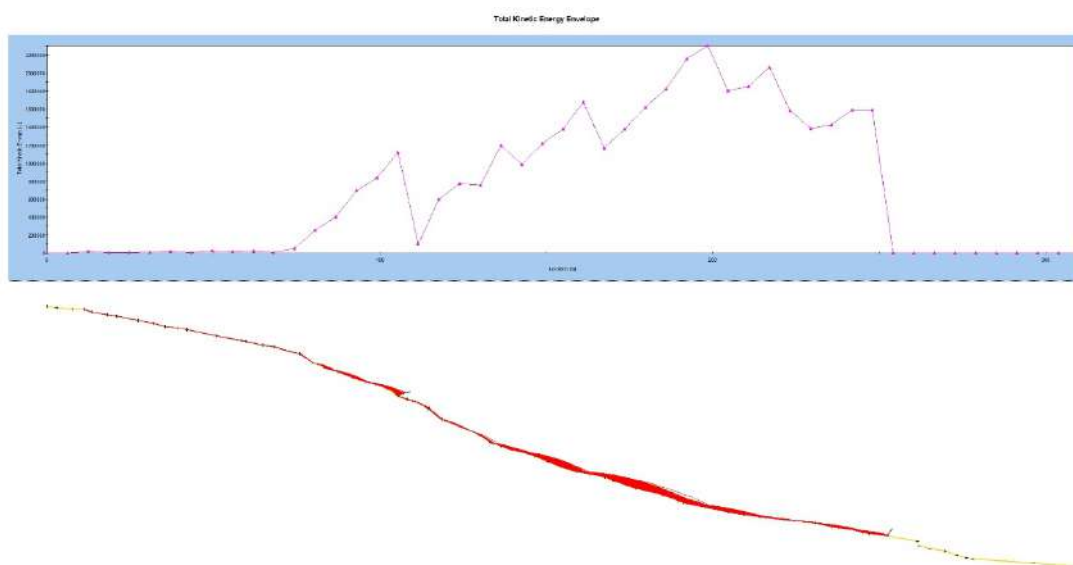


Figura 127. Envolvória de energia cinética total ao longo da seção crítica S 6-6 e energia de impacto nas Barreiras BF12 e BF13.

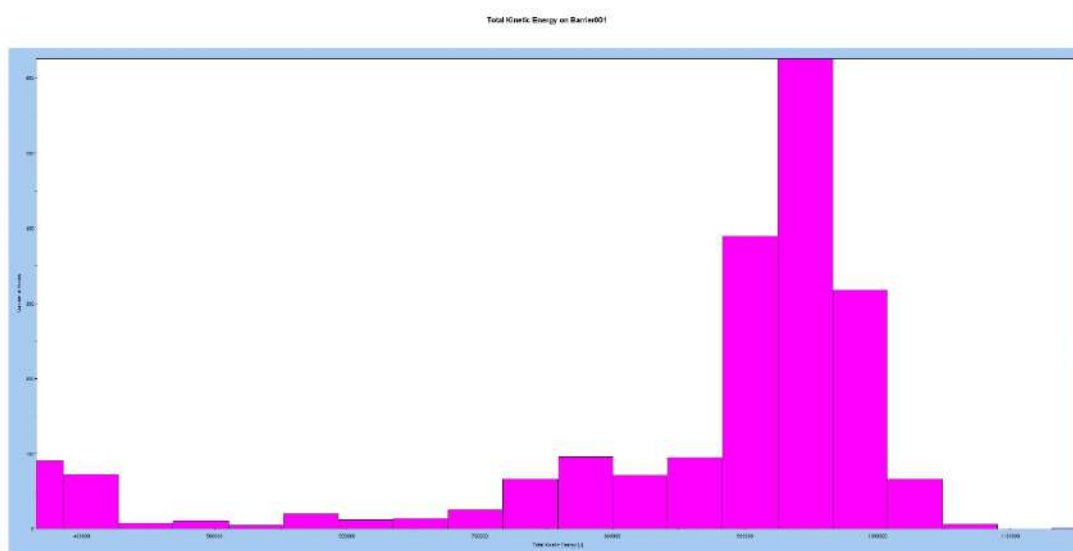


Figura 128. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF12.

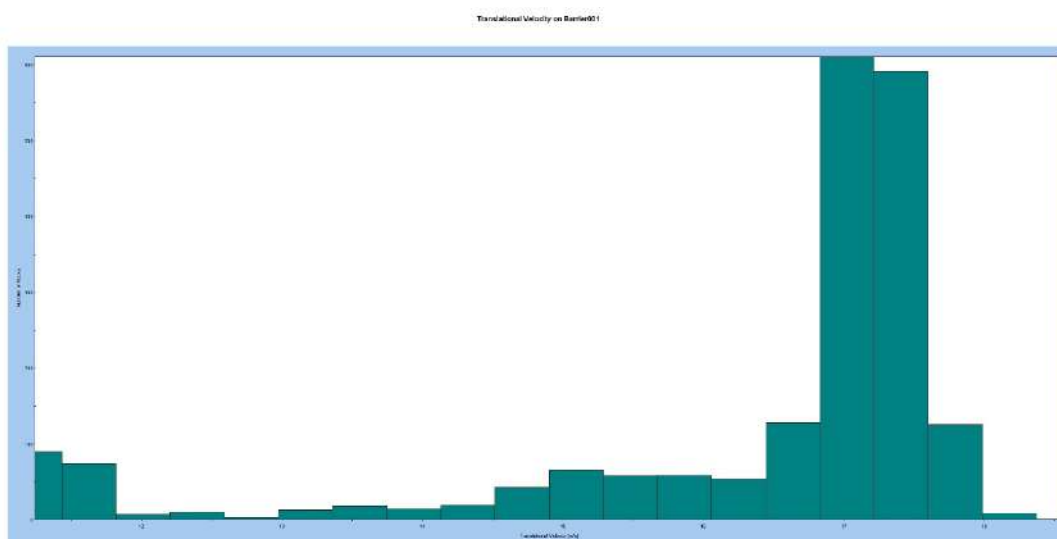


Figura 129. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF12.

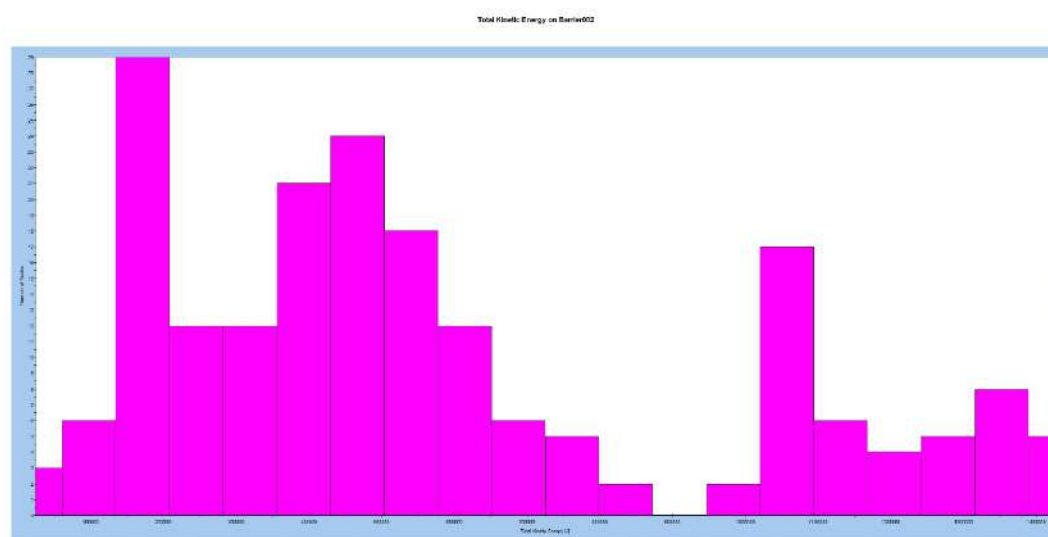


Figura 130. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF13.

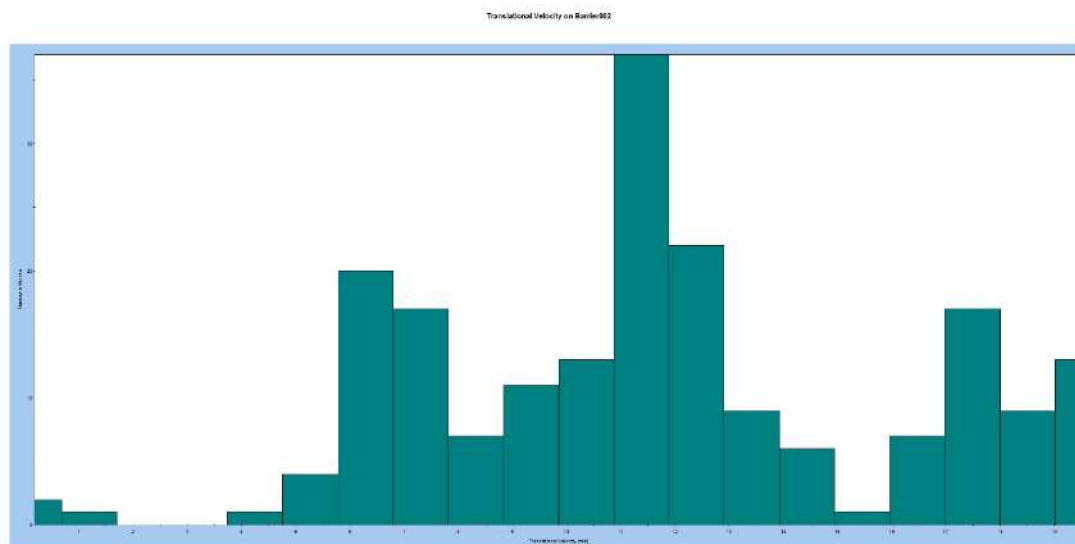


Figura 131. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF13.

Os resultados obtidos das simulações com 10000 blocos mostram que as barreiras BF12 e BF13 permanecem íntegras após os impactos dos blocos. A energia de impacto e velocidade de impacto máximas são iguais a 1152kJoules e 18,65m/s para a Barreira BF12 e 1425kJoules e 19,52m/s para a Barreira BF13. A Tabela 12 resume os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas das Barreiras BF12 e BF13.

Tabela 12. Parâmetros das simulações das trajetórias de impacto nas barreiras flexíveis BF12 e BF13 – Seção 6-6.

Parâmetro	Valores	
	Barreira BF12	Barreira BF13
Energia cinética de impacto máxima na barreira	1152 kJoules	1425 kJoules
Velocidade de impacto máxima na barreira	18,65 m/s	19,52 m/s
Altura de impacto máxima na barreira	3,51 m	1,00 m
Obs.: Volume do bloco = 2,0m ³ ; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.		

6.4.2.7 Resultados das Análises de Trajetórias com Barreiras – Seção S 7-7

Os resultados das análises de trajetórias dos blocos para a seção transversal S 7-7 com a Barreira BF14 são apresentados nas Figuras 132 a 136.

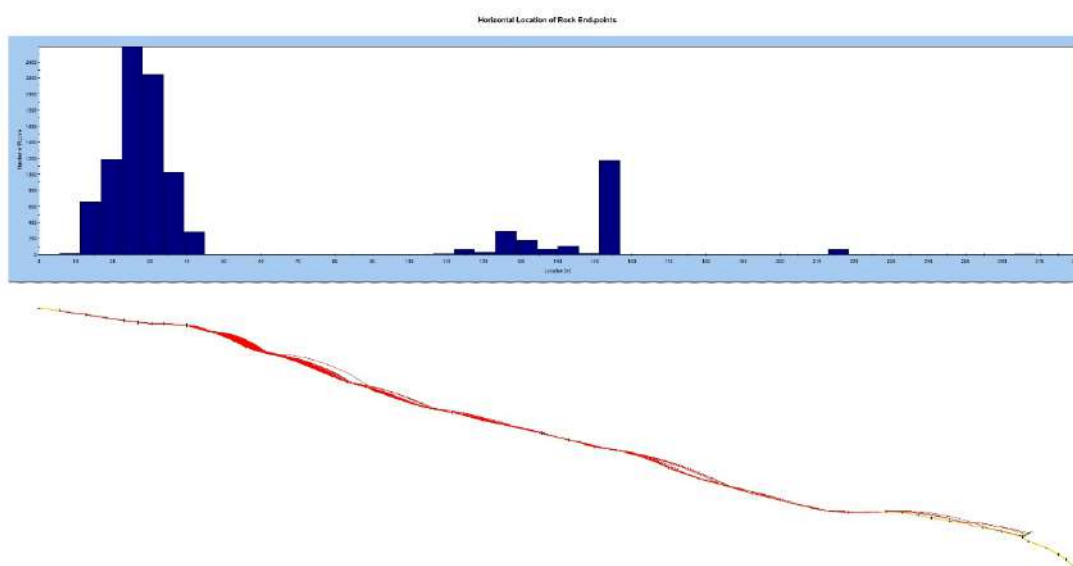


Figura 132. Histograma da concentração de blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 7-7 com a Barreira BF14.

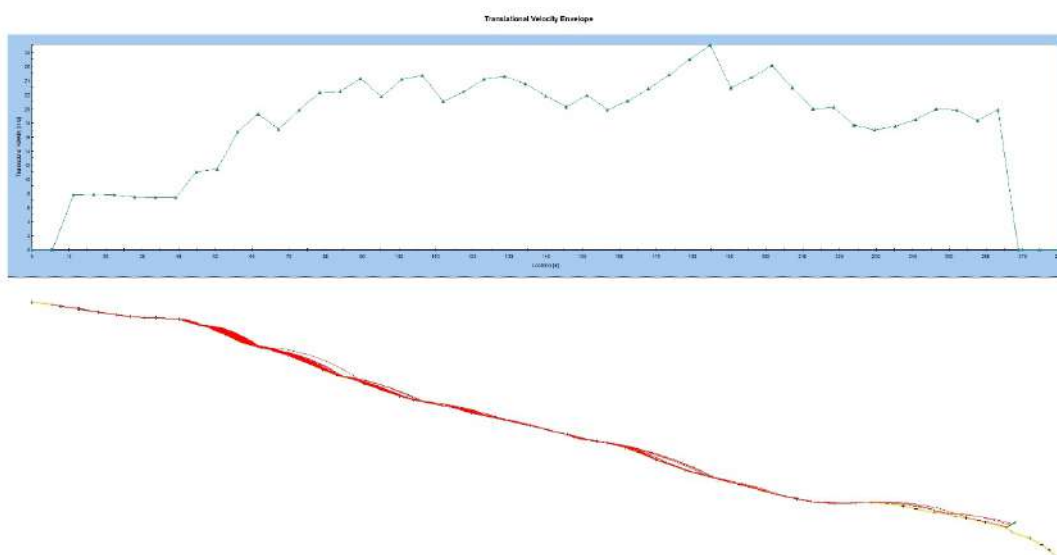


Figura 133. Envoltória de velocidades dos blocos ao longo da projeção horizontal da seção crítica S 7-7 e velocidade de impacto na Barreira BF14.

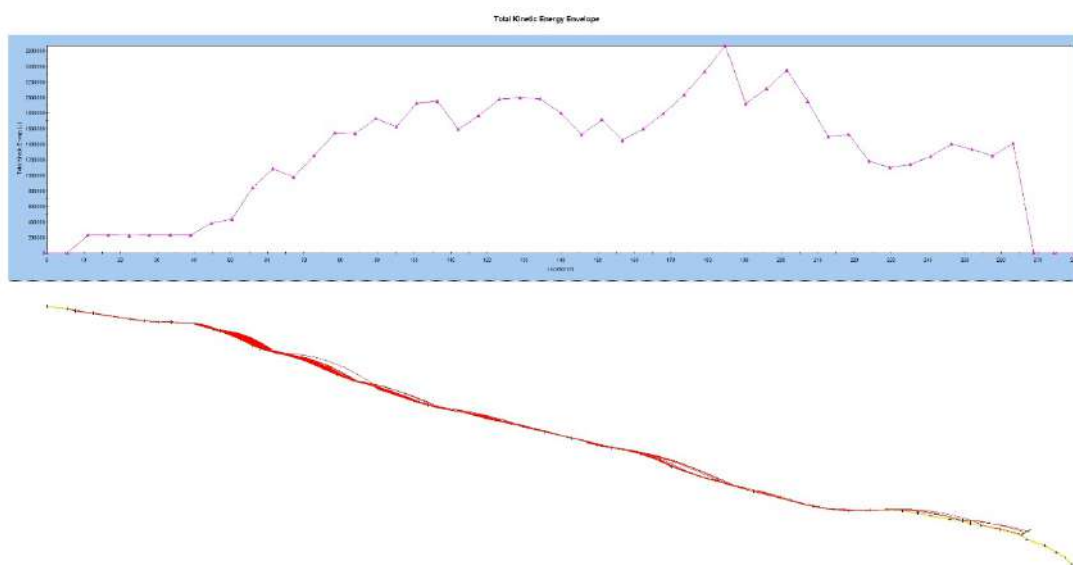


Figura 134. Envoltória de energia cinética total ao longo da seção crítica S 7-7 e energia de impacto na Barreira BF14.

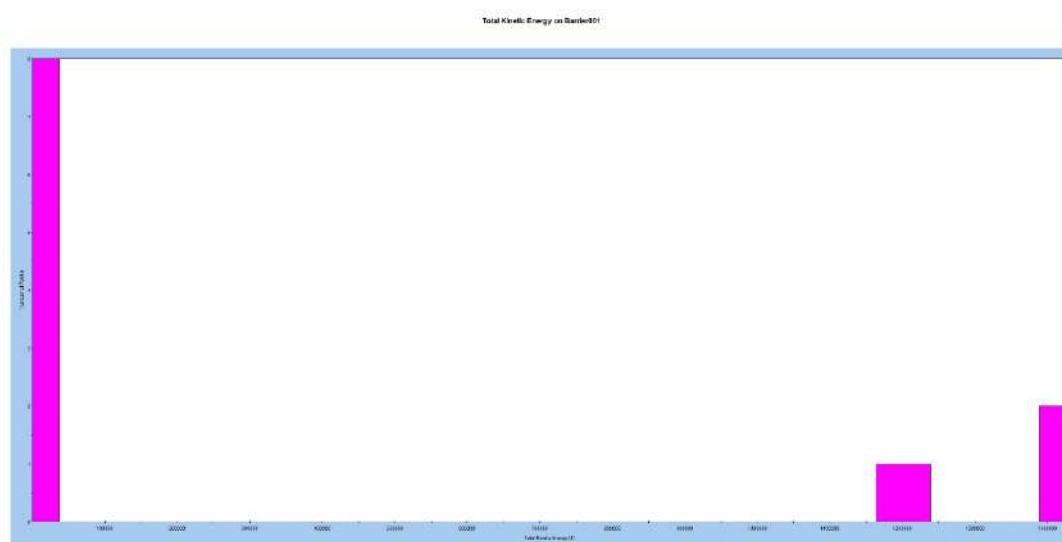


Figura 135. Histograma de número de blocos e energia de impacto na Barreira BF14.

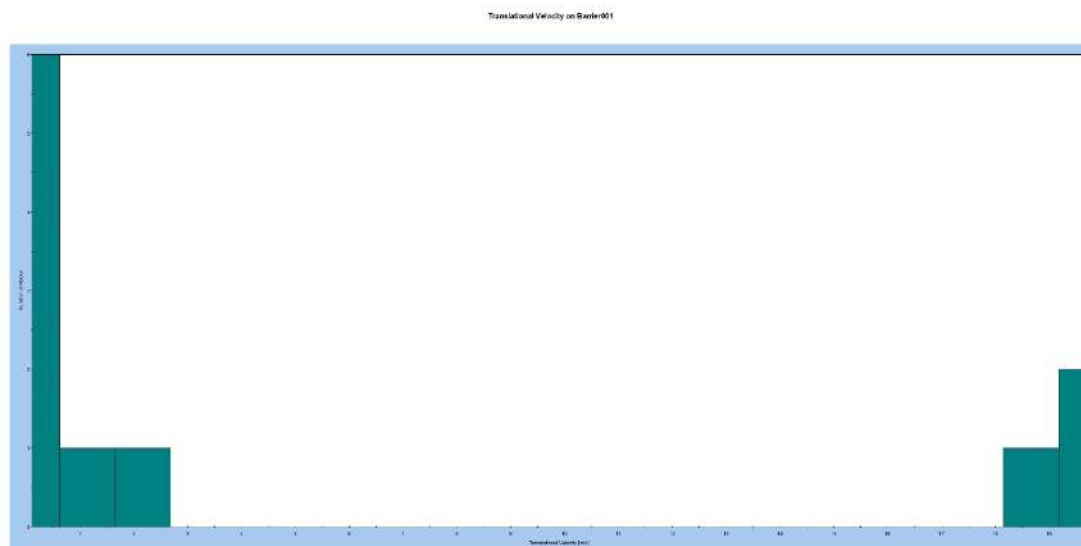


Figura 136. Histograma de número de blocos e velocidades de impacto na Barreira BF14.

Os resultados obtidos das simulações com 10000 blocos mostram que a Barreira BF14 permanece íntegra após os impactos dos blocos. A energia de impacto e velocidade de impacto máximas são iguais a 1426kJoules e 19,69m/s. A Tabela 13 resume os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas da Barreira BF14.

Tabela 13. Parâmetros das simulações das trajetórias de impacto na barreira flexível BF14 – Seção 7-7.

Parâmetro	Valores
	Barreira BF14
Energia cinética de impacto máxima na barreira	1426 kJoules
Velocidade de impacto máxima na barreira	19,69 m/s
Altura de impacto máxima na barreira	3,18 m

Obs.: Volume do bloco = 2,0m³; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.

6.4.3 Seleção e Verificação das Barreiras Flexíveis

Os valores de energia de impacto dos blocos determinados por meio das simulações de queda com as barreiras posicionadas nas seções transversais críticas S 1-1 a S 7-7 no Morro do Cristo permitem a escolha do tipo de estrutura a ser adotada em projeto.

A barreira pode ser selecionada em função do Estado Limite Último (MEL, *Maximum Energy Level*) ou do Estado Limite de Serviço (SEL, *Service Energy Level*).

O dimensionamento no estado MEL considera o máximo nível de energia da barreira, determinado em ensaio de impacto, normatizado pela ETAG 027. Desta forma, o dimensionamento é realizado com a capacidade máxima da barreira, especificada pelo fabricante e a ocorrência de um único impacto do bloco crítico (maior volume).

O dimensionamento MEL envolve inspeções frequentes da barreira e é recomendado para condições nas quais as manutenções são convenientes e fáceis. Geralmente este tipo de dimensionamento é adotado para circunstâncias nas quais o interessado tem dificuldades financeiras de aquisição da barreira e facilidade de orçamento para as manutenções frequentes.

O dimensionamento no Estado Limite de Serviço SEL é realizado com o nível de energia correspondente a 1/3 da capacidade máxima da barreira. Nesta condição não são admitidos danos na barreira solicitada por 3 ou mais impactos de blocos, sem qualquer tipo de manutenção.

O dimensionamento SEL é recomendado para situações nas quais são difíceis as inspeções e manutenções frequentes. Ao contrário do projeto no estado MEL, o dimensionamento no estado SEL é adotado quando o interessado não tem dificuldades financeiras de aquisição da barreira, mas tem problemas para executar e pagar inspeções e manutenções frequentes.

As barreiras flexíveis a serem instaladas nas áreas do Morro do Cristo foram dimensionadas no Estado Limite Último MEL devido ao custo elevado do total também elevado de barreiras a serem instaladas.

Note-se que o bloco de projeto crítico foi adotado com volume de 2,0m³ em área onde dominam os blocos iguais e inferiores a 1,0m³, estabelecendo, portanto, uma segurança de, no mínimo, 2 vezes a solicitação da barreira na sua capacidade nominal de impacto.

Contudo, esta seleção exige o monitoramento periódico das barreiras para identificação de impactos de blocos de 2,0m³ de volume e potenciais danos aos elementos que compõem o sistema da barreira flexível.

Considerando as análises de impacto dos blocos em todas as barreiras, obtidas das simulações com o software RocFall, os valores de energia de impacto variaram de 80kJoules a 600kJoules, resultando na seleção da barreira flexível de capacidade de energia nominal de, no mínimo, 3000kJoules (Estado Limite Último).

A Tabela 14 sumaria todos os valores dos parâmetros de impacto obtidos das análises numéricas de todas as barreiras.

A partir das características e custos de barreiras fornecidos pelos fabricantes, é possível selecionar o tipo mais adequado para a proteção contra queda de blocos na encosta.

A barreira previamente selecionada corresponde à Barreira RB3000 H5 e H6, fabricada pela MACCAFERRI, composta por um painel de retenção contínuo formado por anéis de aço e tela secundária DT, com capacidade nominal de 3000kJoules correspondente à Categoria 6 da EAD 340059-0-0106 (ETAG 027, Falling Rock Protection Kits), com altura nominal igual a 5,0m e 6,0m, alongamento máximo de 7,1m e altura residual superior a 68,6% da altura nominal, correspondendo à barreira Categoria A da EAD 340059-0-0106 (ETAG 027). Esta barreira é certificada pela Comunidade Europeia com controle ETA n.20/0520 (CE 1301-CPR-1625).

Importante ressaltar que os componentes dessa barreira são fabricados com revestimentos especiais, capazes de aumentar a resistência à corrosão, o que representa um fator importante quando o sistema é instalado em ambientes particularmente agressivos.

Ressalte-se que o dimensionamento e a verificação de barreiras flexíveis representam uma situação particular, na qual não é possível generalizar os cálculos para barreiras consideradas similares. Isto se deve ao fato das barreiras de mesma capacidade nominal, porém fornecidas por fabricantes diferentes, apresentarem características distintas e desempenhos diferentes.

Desta forma, o projeto de barreiras flexíveis não pode ser generalizado para qualquer tipo de barreira de mesma capacidade nominal. Assim sendo, a verificação da barreira exige a definição do tipo e/ou fabricante e suas especificações técnicas (fornecidas pelo fabricante em função dos ensaios de certificação da Comunidade Europeia).

Por esta razão, este projeto apresenta especificamente o dimensionamento e verificação da barreira flexível RB3000 H5 e H6, fabricada pela MACCAFERRI, cujas especificações técnicas são reportadas no Anexo 1.

Caso seja adotada uma barreira de 2000kJoules similar de outro fabricante, o dimensionamento e verificação apresentados nesta Memória de Cálculo não serão válidos e, por consequência, um novo projeto deverá ser desenvolvido considerando as características técnicas específicas da nova barreira flexível.

Tabela 14. Resumo dos parâmetros de impacto das barreiras flexíveis.

Parâmetros da Barreira			Parâmetros de Impacto na Barreira		
Seção Barreira	Cota (m)	Extensão (m)	Energia (kJoules)	Velocidade (m/s)	Altura (m)
Seção 1-1 BF1	860,0	80	2464	24,9	4,10
Seção 1-1 BF2	795,0	100	123	5,2	1,00
Seção 2-2 BF3 (a e b)	840,0	80 + 80	2408	24,9	3,30
Seção 2-2 Seção 3-3 BF4	780,0	40	-	-	-
Seção 2-2 BF5	765,0	90	1783	23,0	2,40
Seção 3-3 BD1		Variável até 14,9 m	747	14,4	1,00
Seção 3-3 BF6	760,0	70	2047	25,0	4,30
Seção 4-4 BF7	860,0	90	1197	20,5	3,40
Seção 4-4 BF8	795,0	70	1416	19,4	1,00
Seção 5-5 BF9	860,0	80	1060	18,1	2,70
Seção 4-4 e Seção 5-5 BF10	760,0	60	-	-	-
Seção 5-5 BF11 (a e b)	755,0	60 + 60	1027	17,8	2,20
Seção 6-6 BF12	860,0	100	1152	18,7	3,51
Seção 6-6 BF13 (a e b)	745,0	70 + 80	1425	19,5	1,00
Seção 7-7 BF14 (a e b)	770,0	80 + 80	1426	19,7	3,18
Obs.: Volume do bloco = 2,0m ³ ; Simulação de 10.000 quedas de blocos; Desnível máximo entre superfície do terreno e base da barreira = 0,5m.					

A verificação e validação da barreira selecionada é realizada através dos critérios e Normas de Construção da Itália e Normas e Recomendações da União Europeia em função de (Nunes, 2013):

- i. Energia de impacto;
- ii. Velocidade de impacto;
- iii. Altura de impacto.

A validação da energia da barreira é realizada por meio da condição seguinte:

$$(E_{projeto} - E_{BTE,barreira}/F1) \leq 0 \quad [3]$$

Onde: $E_{projeto}$: Energia calculada por simulação numérica majorada por fator de segurança;

$E_{BTE, barreira}$: Energia de impacto medida no ensaio de impacto (*crash test*) MEL (Dado do fabricante, certificado pela CE, EAD 340059-0-0106);

F1: Fator de segurança relativo à energia do ensaio de impacto igual a 1,15 na condição MEL.

A verificação da velocidade de impacto do bloco é dada por:

$$V_{bloco} = V_i \cdot F1 \cdot F2 \leq 25m/s \quad [4]$$

Onde: V_{bloco} : Velocidade de impacto do bloco de projeto;

V_i : Velocidade de impacto do bloco na barreira determinada por simulação numérica;

F1, F2: Fatores de segurança relativos à trajetória determinada por simulação bidimensional com retroanálise e ao talude discretizado com precisão reduzida.

A validação do sistema de retenção de blocos através do critério de altura da barreira é expressa pela condição seguinte:

$$h_{ip} = h_i \cdot F1 \cdot F2 + h_{borda livre} \leq h_{barreira} \quad [5]$$

Onde, h_{ip} : Altura de impacto do bloco de projeto;

h_i : Altura de impacto do bloco na barreira determinada por simulação numérica;

$h_{\text{borda livre}}$: Altura da zona livre ou borda livre, correspondente à área livre de impacto de bloco e definida pelo fabricante (mínimo recomendado de 0,5m);

F1, F2: Fatores de segurança relativos à trajetória determinada por simulação bidimensional e ao talude discretizado com precisão reduzida.

Os Quadros 1 a 12 apresentam as verificações quanto à energia de impacto, velocidade de impacto e altura das barreiras flexíveis nas Seções Transversais Críticas S 1-1 a S 7-7 no Morro do Cristo, considerando a barreira comercial RB3000 H5 (MACCAFERRI).

Desta forma, a partir dos Quadros 1 a 12, observa-se que a barreira selecionada de capacidade nominal de 3000kJoules, RB3000 H5 e H6, atende confortavelmente aos critérios de verificação de operação e segurança no Estado Limite Último (MEL) e, portanto, é adotada para o Morro do Cristo.

Importante ressaltar que no Evento Halfeld (Seção 3-3) são 2 tipos de barreiras:

- (i) Barreira flexível com postes (não confinada), cujo dimensionamento foi apresentado anteriormente nos Quadros 1 a 12;
- (ii) Barreira flexível sem postes (confinada em canal) com cabos de aço horizontais com dimensionamento reportado no Quadro 13 e corresponde à Barreira DFB185-L6 LCP(MACCAFERRI), com capacidade nominal de 185kPa, altura de 6,0m, com painel de extensão variável e cabos de aço na base, centro e topo, certificada pela Comunidade Europeia com ETA n.24/07/0785 e CE 1301-CPR-2407. As especificações técnicas são apresentadas no Anexo 2.

Adicionalmente, vale atentar para a técnica executiva de barreiras em terreno natural que não oferecem regularidade de topo, resultando em setores da barreira sem o ajuste perfeito da base na superfície do terreno. Esta inconformidade é solucionada acrescentando o painel de alta absorção de energia HEA 300 ϕ 10 nas áreas abertas da barreira/terreno, ficado ao cabo de base da barreira e com comprimento adequado para o cobrimento da área aberta e, no mínimo, 2,0m adicionais na superfície da encosta. O Anexo 3 apresenta as especificações do produto, fornecidas pelo fabricante MACCAFERRI.

Quadro 1. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF1 – Seção S 1-1.



AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
 Local da obra: **Morro do Cristo**
 Número do projeto: **GPHI-PJ193**
 Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
 Barreira Nº: **BF1**
 Seção Nº: **Seção 1-1 - Cota 860 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 6 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	38	Velocidade (translacional) [m/s]:	24,90
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	4,1	Comprimento da barreira [m]:	80
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	3,69	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Não

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energérgico	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(107,99%)	Verificação da altura residual:	Ok	(102,9%)
Verificação da altura:	Ok	(150%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	

Barreira: RB 3000

Altura nominal da barreira [m]: **6,00**

Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **3193**

Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **1045**

Alongamento da barreira no teste MEL [m]: **7,06**

Altura residual após impacto [m]: **4,12**

Velocidade de projeto [m/s]: **24,90**

Massa de projeto [kg]: **5400**

Altura de projeto [m]: **3,50**

Energia de projeto [kJ]: **2464**

Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]: **2661**

Altura requerida da barreira [m]: **4,00**

Página | 01

Quadro 2. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF2 – Seção S 1-1.



AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
 Local da obra: **Morro do Cristo**
 Número do projeto: **GPFI-PJ193**
 Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
 Barreira Nº: **BF2**
 Seção Nº: **Seção 1-1 - Cota 795 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 5 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	43	Velocidade (translacional) [m/s]:	5,20
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	1	Comprimento da barreira [m]:	80
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	0,86	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Sim

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(311,57%)	Verificação da altura residual:	Ok	(228,67%)
Verificação da altura:	Ok	(333,33%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	

Barreira: RB 3000

Altura nominal da barreira [m]: **5,00**

Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **3193**

Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **1045**

Alongamento da barreira no teste MEL [m]: **7,06**

Altura residual após impacto [m]: **3,43**

Velocidade de projeto [m/s]: **5,20**

Massa de projeto [kg]: **5400**

Altura de projeto [m]: **1,00**

Energia de projeto [kJ]: **854**

Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]: **2661**

Altura requerida da barreira [m]: **1,50**

Página | 01

Quadro 3. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF3 – Seção S 2-2.

MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
Local da obra: **Morro do Cristo**
Número do projeto: **GPFI-PJ193**
Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
Barreira Nº: **BF3**
Seção Nº: **Seção 2-2 - Cota 840 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 6 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	38	Velocidade (translacional) [m/s]:	24,90
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	3,3	Comprimento da barreira [m]:	80
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	2,97	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Não

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(110,5%)	Verificação da altura residual:	Ok	(108,32%)
Verificação da altura:	Ok	(157,89%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	
Barreira: RB 3000					
Altura nominal da barreira [m]:	6,00		Velocidade de projeto [m/s]:	24,90	
Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	3193		Massa de projeto [kg]:	5400	
Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	1045		Altura de projeto [m]:	3,30	
Alongamento da barreira no teste MEL [m]:	7,06		Energia de projeto [kJ]:	2408	
Altura residual após impacto [m]:	4,12		Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]:	2661	
			Altura requerida da barreira [m]:	3,80	

Página | 01

Quadro 4. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF5 – Seção S 2-2.



AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
 Local da obra: **Morro do Cristo**
 Número do projeto: **GPFI-PJ193**
 Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
 Barreira Nº: **BF5**
 Seção Nº: **Seção 2-2 - Cota 765 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 5 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	27	Velocidade (translacional) [m/s]:	24,90
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	2,4	Comprimento da barreira [m]:	90
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	2,32	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Sim

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(149,23%)	Verificação da altura residual:	Ok	(118,28%)
Verificação da altura:	Ok	(172,41%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	

Barreira: RB 3000	Velocidade de projeto [m/s]:	23,00
Altura nominal da barreira [m]:	Massa de projeto [kg]:	5400
Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	Altura de projeto [m]:	2,40
Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	Energia de projeto [kJ]:	1783
Alongamento da barreira no teste MEL [m]:	Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]:	2661
Altura residual após impacto [m]:	Altura requerida da barreira [m]:	2,90

Página | 01

Quadro 5. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF6 – Seção S 3-3.

MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
Local da obra: **Morro do Cristo**
Número do projeto: **GPFI-PJ193**
Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
Barreira Nº: **BF6**
Seção Nº: **Seção 3-3 - Cota 760 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 6 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	30	Velocidade (translacional) [m/s]:	24,90
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	4,3	Comprimento da barreira [m]:	70
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	4,09	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Não

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energérgico	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(129,99%)	Verificação da altura residual:	Ok	(100,39%)
Verificação da altura:	Ok	(146,34%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	
Barreira: RB 3000					
Altura nominal da barreira [m]:	6,00		Velocidade de projeto [m/s]:	25,00	
Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	3193		Massa de projeto [kg]:	5400	
			Altura de projeto [m]:	3,60	
Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	1045		Energia de projeto [kJ]:	2047	
			Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]:	2661	
Alongamento da barreira no teste MEL [m]:	7,06		Altura requerida da barreira [m]:	4,10	
Altura residual após impacto [m]:	4,12				

Quadro 6. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF7 – Seção S 4-4.



AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
 Local da obra: **Morro do Cristo**
 Número do projeto: **GPFI-PJ193**
 Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
 Barreira Nº: **BF7**
 Seção Nº: **Seção 4-4 - Cota 860 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 6 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	59	Velocidade (translacional) [m/s]:	20,50
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	3,4	Comprimento da barreira [m]:	90
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	2,32	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Não

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(222,29%)	Verificação da altura residual:	Ok	(105,54%)
Verificação da altura:	Ok	(153,85%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	

Barreira: RB 3000

Altura nominal da barreira [m]: **6,00**

Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **3193**

Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **1045**

Alongamento da barreira no teste MEL [m]: **7,06**

Altura residual após impacto [m]: **4,12**

Velocidade de projeto [m/s]: **20,50**

Massa de projeto [kg]: **5400**

Altura de projeto [m]: **3,40**

Energia de projeto [kJ]: **1197**

Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]: **2661**

Altura requerida da barreira [m]: **3,90**

Página | 01

Quadro 7. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF8 – Seção S 4-4.

MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
Local da obra: **Morro do Cristo**
Número do projeto: **GPFI-PJ193**
Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
Barreira Nº: **BF8**
Seção Nº: **Seção 4-4 - Cota 795 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 5 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	45	Velocidade (translacional) [m/s]:	19,40
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	1	Comprimento da barreira [m]:	70
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	0,84	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Sim

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(187,91%)	Verificação da altura residual:	Ok	(228,67%)
Verificação da altura:	Ok	(333,33%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	
Barreira: RB 3000					
Altura nominal da barreira [m]:	5,00		Velocidade de projeto [m/s]:	19,40	
Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	3193		Massa de projeto [kg]:	5400	
Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	1045		Altura de projeto [m]:	1,00	
Alongamento da barreira no teste MEL [m]:	7,06		Energia de projeto [kJ]:	1416	
Altura residual após impacto [m]:	3,43		Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]:	2661	
			Altura requerida da barreira [m]:	1,50	

Página | 01

Quadro 8. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF9 – Seção 5-5

MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
Local da obra: **Morro do Cristo**
Número do projeto: **GPFI-PJ193**
Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
Barreira Nº: **BF9**
Seção Nº: **Seção 5-5 - Cota 860 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 6 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	34	Velocidade (translacional) [m/s]:	18,10
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	2,7	Comprimento da barreira [m]:	80
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	2,50	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Não

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(251,02%)	Verificação da altura residual:	Ok	(128,63%)
Verificação da altura:	Ok	(187,5%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	
Barreira: RB 3000			Velocidade de projeto [m/s]:	18,10	
Altura nominal da barreira [m]:	6,00		Massa de projeto [kg]:	5400	
Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	3193		Altura de projeto [m]:	2,70	
Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	1045		Energia de projeto [kJ]:	1060	
Alongamento da barreira no teste MEL [m]:	7,06		Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]:	2661	
Altura residual após impacto [m]:	4,12		Altura requerida da barreira [m]:	3,20	

Página | 01

Quadro 9. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF11 – Seção 5-5.

MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
Local da obra: **Morro do Cristo**
Número do projeto: **GPFI-PJ193**
Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
Barreira Nº: **BF11**
Seção Nº: **Seção 5-5 - Cota 755 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 5 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	53	Velocidade (translacional) [m/s]:	18,10
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	2,2	Comprimento da barreira [m]:	60
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	1,66	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Sim

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(259,09%)	Verificação da altura residual:	Ok	(127,04%)
Verificação da altura:	Ok	(185,19%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	
Barreira: RB 3000			Velocidade de projeto [m/s]:	17,80	
Altura nominal da barreira [m]:	5,00		Massa de projeto [kg]:	5400	
Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	3193		Altura de projeto [m]:	2,20	
Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	1045		Energia de projeto [kJ]:	1027	
Alongamento da barreira no teste MEL [m]:	7,06		Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]:	2661	
Altura residual após impacto [m]:	3,43		Altura requerida da barreira [m]:	2,70	

Página | 01

Quadro 10. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF12 – Seção 6-6.



AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
 Local da obra: **Morro do Cristo**
 Número do projeto: **GPFI-PJ193**
 Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
 Barreira Nº: **BF12**
 Seção Nº: **Seção 6-6 - Cota 860 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 6 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	45	Velocidade (translacional) [m/s]:	18,70
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	3,51	Comprimento da barreira [m]:	100
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	2,94	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Não

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energérgico	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(230,98%)	Verificação da altura residual:	Ok	(102,64%)
Verificação da altura:	Ok	(149,63%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	

Barreira: RB 3000

Altura nominal da barreira [m]: **6,00**

Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **3193**

Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **1045**

Alongamento da barreira no teste MEL [m]: **7,06**

Altura residual após impacto [m]: **4,12**

Velocidade de projeto [m/s]: **18,70**

Massa de projeto [kg]: **5400**

Altura de projeto [m]: **3,51**

Energia de projeto [kJ]: **1152**

Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]: **2661**

Altura requerida da barreira [m]: **4,01**

Página | 01

Quadro 11. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF13 – Seção 6-6.



AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
 Local da obra: **Morro do Cristo**
 Número do projeto: **GPHI-PJ193**
 Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
 Barreira Nº: **BF13**
 Seção Nº: **Seção 6-6 - Cota 745 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 5 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	33	Velocidade (translacional) [m/s]:	19,70
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	1	Comprimento da barreira [m]:	70
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	0,93	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Sim

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energérgico	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(186,73%)	Verificação da altura residual:	Ok	(228,67%)
Verificação da altura:	Ok	(333,33%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	

Barreira: RB 3000

Altura nominal da barreira [m]: **5,00**

Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **3193**

Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]: **1045**

Alongamento da barreira no teste MEL [m]: **7,06**

Altura residual após impacto [m]: **3,43**

Velocidade de projeto [m/s]: **19,50**

Massa de projeto [kg]: **5400**

Altura de projeto [m]: **1,00**

Energia de projeto [kJ]: **1425**

Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]: **2661**

Altura requerida da barreira [m]: **1,50**

Página | 01

Quadro 12. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BF14 – Seção 7-7.

MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Engineering a Better Solution

Relatório de cálculo | Barreira dinâmica

Dados do projeto

Cliente: **PMJF**
Local da obra: **Morro do Cristo**
Número do projeto: **GPFI-PJ193**
Autor/projetista: **GEOPHI Engenharia**
Barreira Nº: **BF14**
Seção Nº: **Seção 7-7 - Cota 770 m**

Descrição

Barreira dinâmica RB 3000 (3000kJ) com 6 m de altura verificada sob critério MEL. A barreira deverá ser instalada a no mínimo 8,47m de quaisquer estruturas para se garantir uma margem de segurança para sua deformação.

Dados de entrada

Inclinação média das trajetórias (α) [°]:	30	Velocidade (translacional) [m/s]:	19,70
Tolerância na Inclinação da barreira (β) [°]:	12	Tamanho do bloco [m³]:	2
Número de trajetórias por simulação:	10000	Densidade da rocha [kg/m³]:	2700
Abordagem estatística em [% da população]:	95%	Formato do bloco:	Cúbico
Altura das trajetórias (ht) [m]:	3,18	Comprimento da barreira [m]:	80
Altura das trajetórias no plano da barreira[m]:	3,02	Distância entre postes [m]:	10
		Duas linhas paralelas de barreira?	Não

Coefficientes de segurança

Dimensionamento com nível energético	MEL	Qualidade do levantamento geológico - Densidade:	1,00
Borda livre acima do bloco de projeto (Δ) [m]:	0,50	Qualidade das simulações de trajetórias:	1,02
Coefficiente de segurança do nível de risco (UNI 11211-4):	1,20	Fator de redução da energia da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento topográfico:	1,10	Fator de majoração da deformação da barreira:	1,20
Qualidade do levantamento geológico - Dimensões:	1,10	Fator de segurança global da barreira:	2,15

Análises

Verificação da energia:	Ok	(186,59%)	Verificação da altura residual:	Ok	(111,85%)
Verificação da altura:	Ok	(163,04%)	Mínima distância entre a barreira e construções [m]:	8,47	
Barreira: RB 3000					
Altura nominal da barreira [m]:	6,00		Velocidade de projeto [m/s]:	19,70	
Energia MEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	3193		Massa de projeto [kg]:	5400	
Energia SEL (de acordo com ETAG 027) [kJ]:	1045		Altura de projeto [m]:	3,18	
Alongamento da barreira no teste MEL [m]:	7,06		Energia de projeto [kJ]:	1426	
Altura residual após impacto [m]:	4,12		Energia da barreira considerada (MEL) [kJ]:	2661	
			Altura requerida da barreira [m]:	3,68	

Página | 01

Quadro 13. Parâmetros e verificações de desempenho da Barreira BD1 – Seção 3-3.

Cálculo de pressão de Debris flow Anexo C - EAD 340020-00-0106			
<u>Dados do fluxo de detritos</u>			
Densidade dos detritos (ρ) [kg/m ³]:	1900		
Altura da onda detrítica (h) [m]:	2		
Velocidade do fluxo (v) [m/s]:	9,2		
Coefficiente de arrasto (Cd)	0,7		
<u>Dados da barreira</u>			
Altura residual da barreira (h_R) [m]	3		
<u>Cálculo de pressões</u>			
Pressão estática a (p_{stat1}) [kPa]	55,92		
Pressão estática b (p_{stat2}) [kPa]	37,28		
Pressão dinâmica (p_{dyn}) [kPa]	112,5712		
Pressão total (p_{s1}) [kPa]:	168,49	159,17	

6.4.4 Dimensionamento das Ancoragens

O sistema de fixação das barreiras ao terreno de fundação é composto por 3 tipos, ancoragem lateral, ancoragem de montante e ancoragem de fundação.

As Barreiras Flexíveis RB3000 H5 com 5,0m de altura e Barreira de Fluxo de Detritos DFB185-L6 LCP são instaladas com o sistema de ancoragem especificado pelo fabricante e apresentado nos Anexos 1 e 2, respectivamente. Alternativamente podem ser utilizadas ancoragens compostas por barras de aço tratadas à corrosão com tensão de escoamento do aço de 500MPa, carga de trabalho de aço de 210kN, executadas em furos de diâmetro de 100mm.

Com o propósito de verificar as ancoragens do fabricante foi realizado dimensionamento complementar adotando-se a proposta de Bustamante & Doix (1985).

O terreno de fundação na área do Morro do Cristo foi assumido como camada superficial de solo residual argilo-arenoso/siltoso de baixa compactidade sobre camada rochosa de gnaiss

variando de pouco alterada/fraturada a sã. As resistências ao arrancamento foram estimadas considerando dados de literatura e a experiência da projetista com este tipo de perfil e são iguais a 180kPa para solo e 350kPa para rocha.

O comprimento de ancoragem (L_a) é determinado conforme Bustamante & Doix (1985):

$$L_a = \frac{T \cdot k}{D \cdot \pi \cdot q_s}$$

Onde:

T : carga axial máxima mobilizada na ancoragem;

D : diâmetro do furo da ancoragem;

k : Fator de majoração da carga axial da ancoragem;

q_s : resistência do contato argamassa-rocha/solo ($q_s = 180\text{kPa}$ para solo e $q_s = 350\text{kPa}$ para rocha).

A Tabela 15 apresenta os valores de cargas mobilizadas pela barreira RB3000 H5 conforme as especificações do fabricante e os valores de comprimento mínimo de ancoragem em solo e rocha para os 3 tipos de ancoragem calculados conforme Bustamante & Doix (1985). Ressalte-se que os comprimentos especificados pelo fabricante atendem aos valores mínimos obtidos, exceto para a ancoragem de fundação em solo e, portanto, recomenda-se o comprimento mínimo de 5,0m ao invés de 4,0m definido pelo fabricante.

Tabela 15. Comprimentos mínimos das ancoragens das barreiras flexíveis RB3000 H5.

Parâmetro	Ancoragem		
	Lateral	Montante	Fundação
Força máxima	264 kN	262 kN	206 kN
Comprimento ancorado em solo calculado	5,6 m	5,6 m	4,9 m
Comprimento ancorado em solo Maccaferri	6,0 OK !	6,0 OK !	4,0 NÃO OK
Comprimento ancorado em rocha calculado	3,2 m	3,2 m	2,9 m
Comprimento ancorado em rocha Maccaferri	4,0 OK !	4,0 OK !	3,0 OK !

Obs.: Diâmetro do furo para ancoragem lateral e montante em solo = 100mm; Diâmetro do furo para ancoragem lateral e montante em rocha = 89mm; Diâmetro do furo para Fundação em solo = 89mm; Diâmetro do furo para Fundação em rocha = 76mm; Resistência do contato argamassa-rocha/solo $q_s = 180\text{kPa}$ para solo e $q_s = 350\text{kPa}$ para rocha; $K = 1,2$.

6.5 Resumo das Intervenções Geotécnicas – Barreiras Flexíveis

A Tabela 16 e Figura 137 resumem as principais características das intervenções geotécnicas em barreiras flexíveis dimensionadas para o Morro do Cristo.

Tabela 16. Resumo das intervenções geotécnicas – Barreiras flexíveis.

Parâmetro	Tipo ou Valor
Barreira Linear não Confinada BF	
Barreira	RB3000 H5 Maccaferri
Capacidade de energia nominal	3000 kJoules
Distância entre postes	10,0 m
Altura nominal	5,0 m
Altura residual mínima (Classe A - Etag 027)	3,4 m
Alongamento máximo	7,1 m
Tipo de fundação	solo/rocha
Distância entre postes	10,0 m
Extensão e altura da Barreira BF1	80,0 m e 6,0 m
Extensão e altura da Barreira BF2	100,0 m e 5,0 m
Extensão e altura da Barreira BF3	160,0 m e 6,0 m
Extensão e altura da Barreira BF4	40,0 m e 5,0 m
Extensão e altura da Barreira BF5	90,0 m e 5,0 m
Extensão e altura da Barreira BF6	70,0 m e 6,0 m
Extensão e altura da Barreira BF7	90,0 m e 6,0 m
Extensão e altura da Barreira BF8	70,0 m e 5,0 m
Extensão e altura da Barreira BF9	80,0 m e 6,0 m
Extensão e altura da Barreira BF10	60,0 m e 5,0 m
Extensão e altura da Barreira BF11	120,0 m e 5,0 m
Extensão e altura da Barreira BF12	100,0 m e 6,0 m
Extensão e altura da Barreira BF13	150,0 m e 5,0 m
Extensão e altura da Barreira BF14	160,0 m e 6,0 m
Barreira de Fluxo de Detritos Confinada BD	
Barreira	DFB185-H6 LCP Maccaferri
Pressão nominal	185 kPa
Distância entre postes	5,0 m
Altura máxima	6,0 m
Extensão máxima	15,0 m
Extensão da Barreira BD1	Variável até 15,0 m

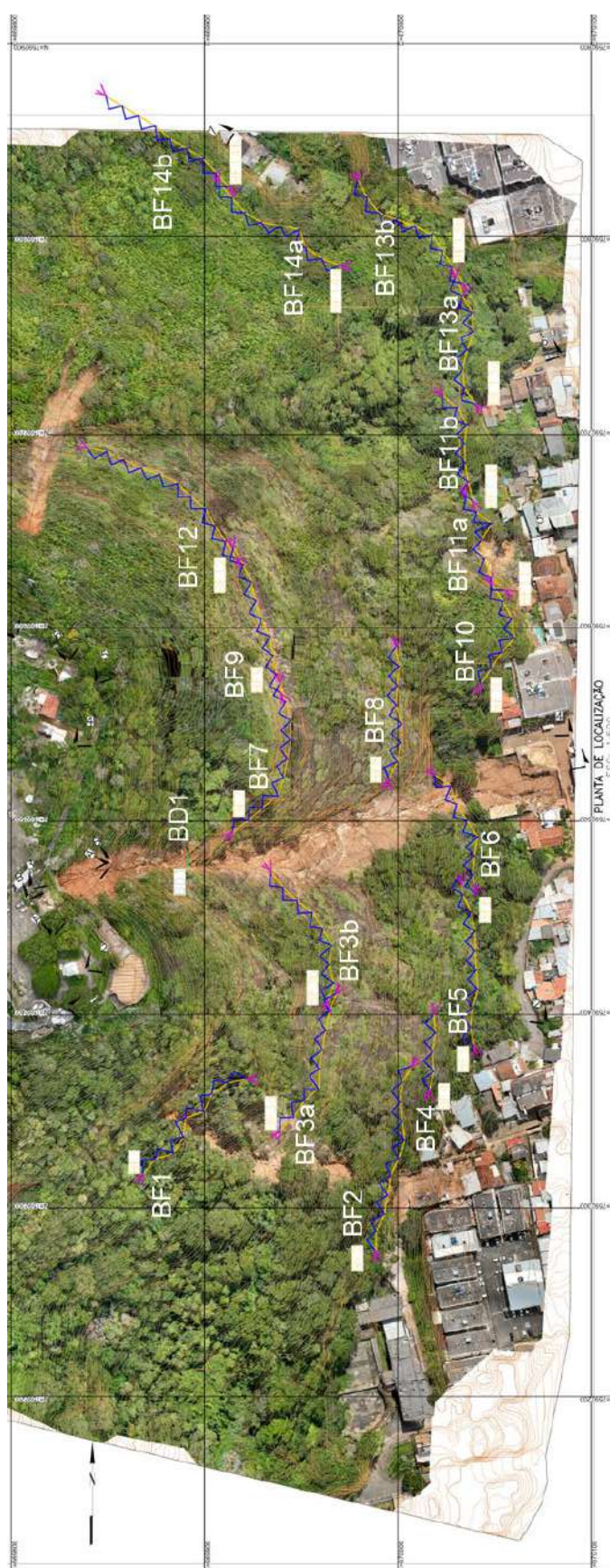


Figura 137. Sistema de barreiras flexíveis lineares BF1 a BF14 e barreira de debris flow DB1 no Morro do Cristo.

7 PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO – CHUMBADORES PONTUAIS

As inspeções realizadas no Morro do Cristo identificaram lascas e blocos rochosos instáveis com volumes elevados e superiores ao volume crítico de projeto adotado para o dimensionamento das barreiras flexíveis igual a $2,0\text{m}^3$, sendo necessária a estabilização específica dos blocos individualizados superiores a $2,0\text{m}^3$.

A estabilização dos blocos é realizada com a execução de chumbadores pontuais, dimensionados conforme as características geométricas, empregando-se a Teoria de Equilíbrio de Forças e garantindo Fator de Segurança igual ou maior a 1,5.

Os chumbadores correspondem à barra de aço com carga de trabalho igual a 210kN ou 350kN, tratada contra a corrosão e rosqueada para facilidade de fixação da porca de aperto da placa, executados em furos com diâmetro mínimo de 75,0mm (injeção com nata de cimento), inclinados de 20° com a horizontal.

A injeção dos chumbadores é realizada com calda (nata) de cimento (f_{ck} igual ou superior a 20MPa), com fator água/cimento de 0,5 e injeções ascendentes até vazamento da nata na boca do furo e realizadas em 2 etapas: bainha e reinjeção, a qual é realizada por meio de tubo com válvulas manivela a cada 50cm, e após 3 horas de cura da nata de cimento da bainha. O projeto executivo para bainha e reinjeção dos chumbadores com nata de cimento é apresentado em detalhes no Anexo 6.

As lascas e blocos instáveis com volumes maiores que $2,0\text{m}^3$ identificados na inspeção são sumariados na Tabela 17 e localizados na Figura 138, ressaltando que as dimensões foram inferidas a partir dos registros fotográficos, visto a ausência de maiores informações do mapeamento geológico-geotécnico de LWGEO (2026), cujos blocos são destacados em azul claro, de Andrade (2015) com blocos destacados em verde e da inspeção GEOPHI com blocos em azul escuro.

O dimensionamento dos chumbadores pontuais/localizados dos blocos e lascas considerou os volumes de 6m^3 (Quadro 14), 8m^3 (Quadro 15), 12m^3 (Quadro 16), 32m^3 (Quadro 17) e 70m^3 (Quadro 18). A Tabela 17 mostra 2 ninhos de diversos blocos com volumes variáveis, B15 e B25, que são estabilizados com a técnica de envelopamento com painel de alta resistência HEA 300 (MACCAFERRI) e chumbadores de contorno (B15) e sistemáticos (B25). Os Quadros 19 e 20 apresentam o dimensionamento do sistema de painel metálico com chumbadores de contorno para o Ninho B15 e Ninho B25, respectivamente. Os Anexos 3 e 5 apresentam as especificações técnicas do Painel de Alta Absorção de Energia HEA 300 $\phi 10$ e placa de aperto do chumbador HR-PLATE.

Tabela 17. Características geométricas inferidas de lascas e blocos rochosos instáveis e volumosos no Morro do Cristo.

Bloco	Largura (m)	Altura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)
B1 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B2 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B3 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B4 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B5 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B6 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B7 ⁽²⁾	3,0	3,0	0,5	4,5
B8 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B9 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B10 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B11 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B12 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B13 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B14 ⁽³⁾	2,0	4,0	1,0	8,0
B15 ⁽²⁾ ninho	6,0	8,0	1,2	NA
B16 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B17 ⁽³⁾	15,0	4,0	1,0	60,0
B18 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B19 ⁽³⁾	8,0	4,0	1,0	32,0
B20 ⁽³⁾	7,0	10,0	1,0	70,0
B21 ⁽²⁾	1,5	3,0	1,5	6,8
B22 ⁽²⁾	3,0	2,0	2,0	12,0
B23 ⁽¹⁾	2,0	2,0	2,0	8,0
B24 ^(1 e 2)	2,0	2,0	2,0	8,0
B25 ⁽³⁾ ninho	28,0	15,0	1,0	NA
B26 ^{(2) 5}	2,0	3,0	0,5	3,0
B27 ⁽²⁾	8,0,0	2,0	0,8	4,8
B28 ⁽²⁾	2,5	2,0	0,5	2,5

Obs.: Ângulo de apoio adotado de 55°; ⁽¹⁾: Inspeção LWGEO (2026); ⁽²⁾: Inspeção Andrade (2015); ⁽³⁾: Inspeção GEOPHI; ninho: Dimensões da área de blocos com estabilização por envelopamento; NA: Não aplicável.

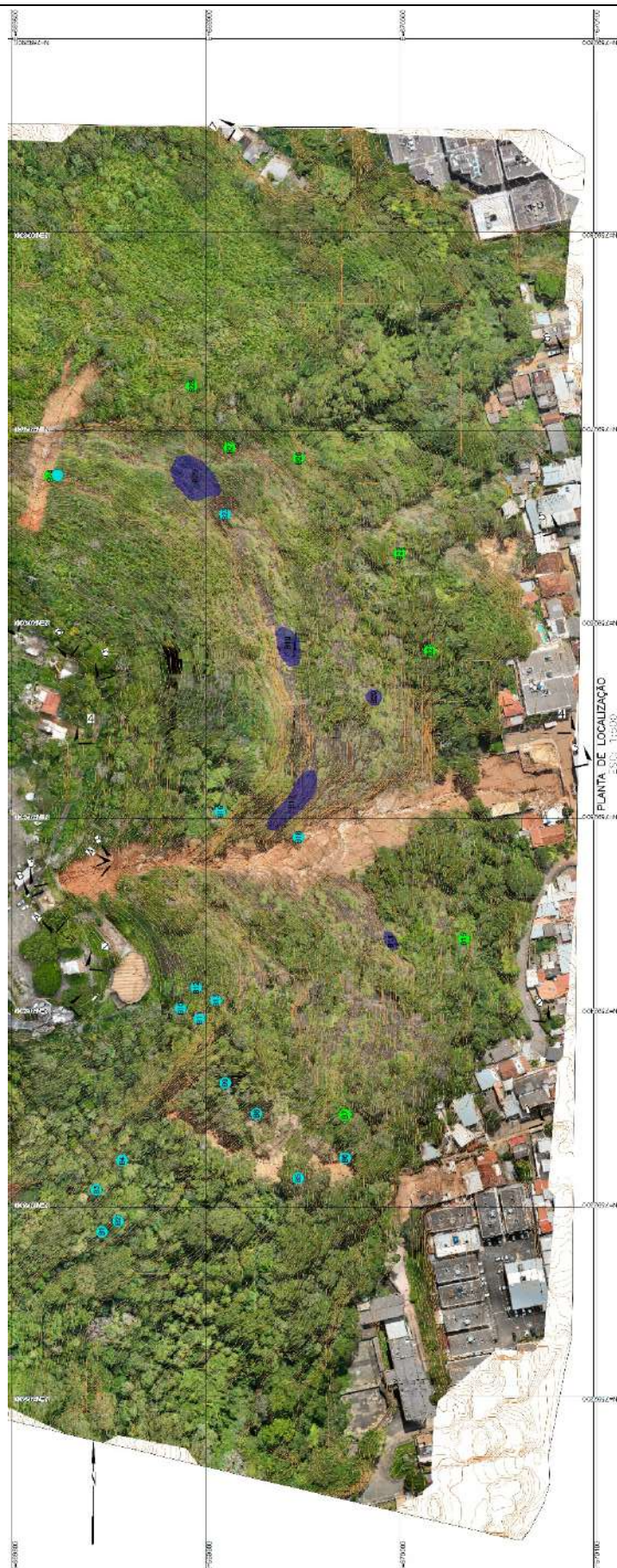


Figura 138. Lascas e blocos rochosos instáveis nas vertentes do Morro do Cristo com volumes superiores a $2,0m^3$.

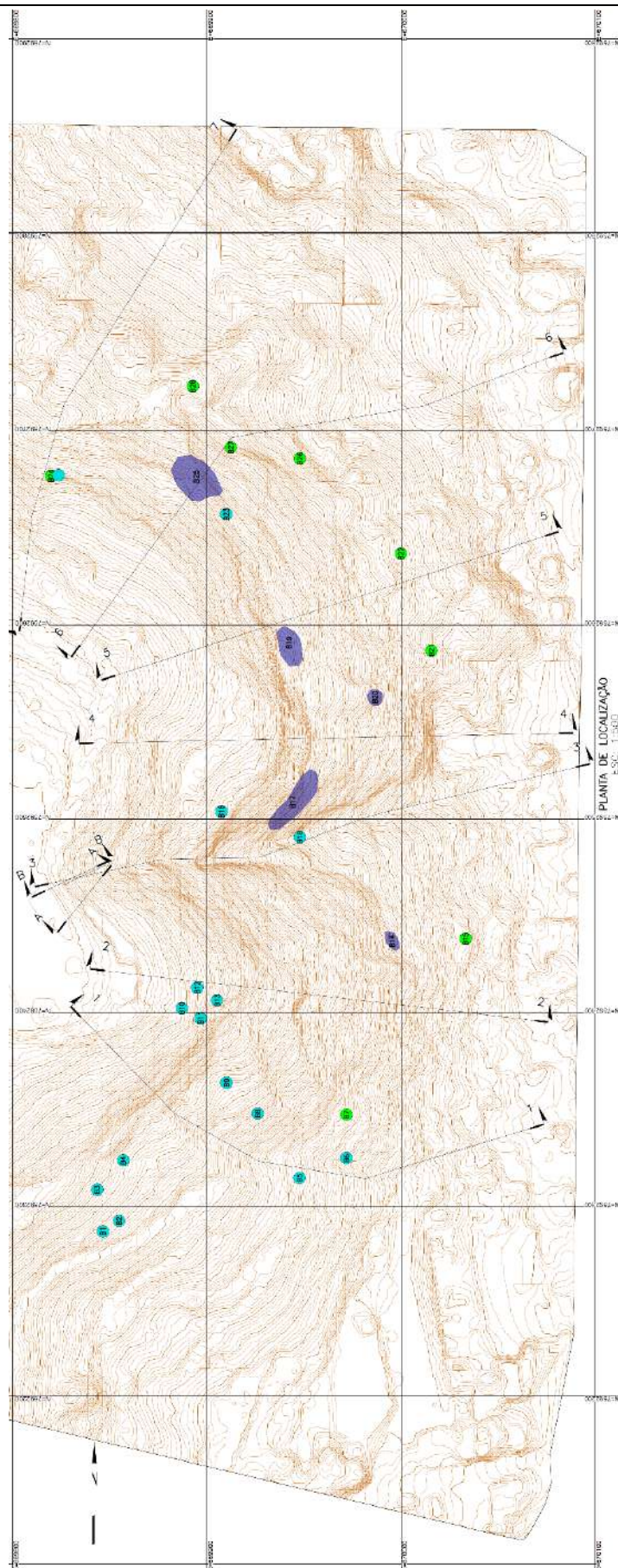
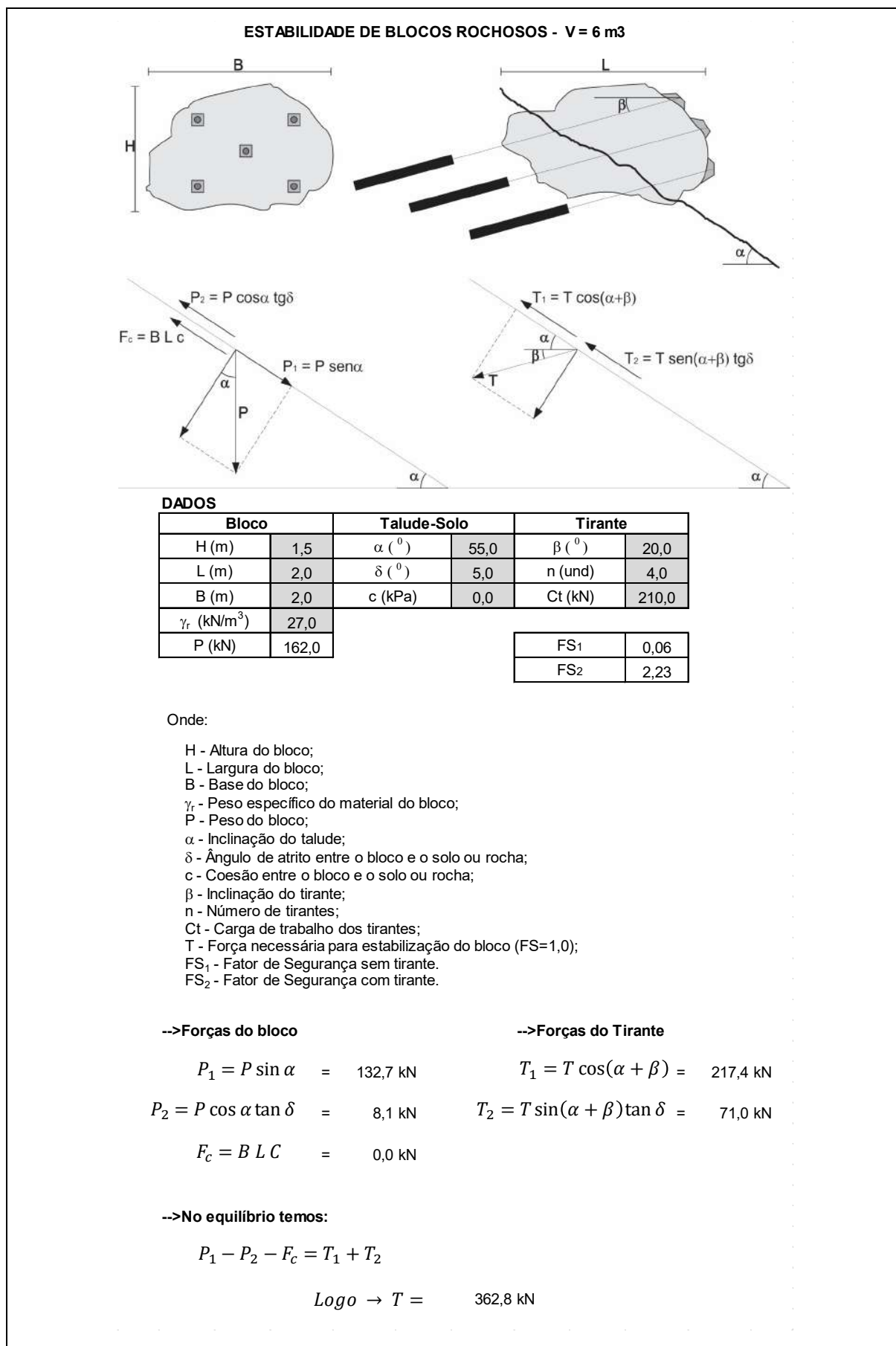
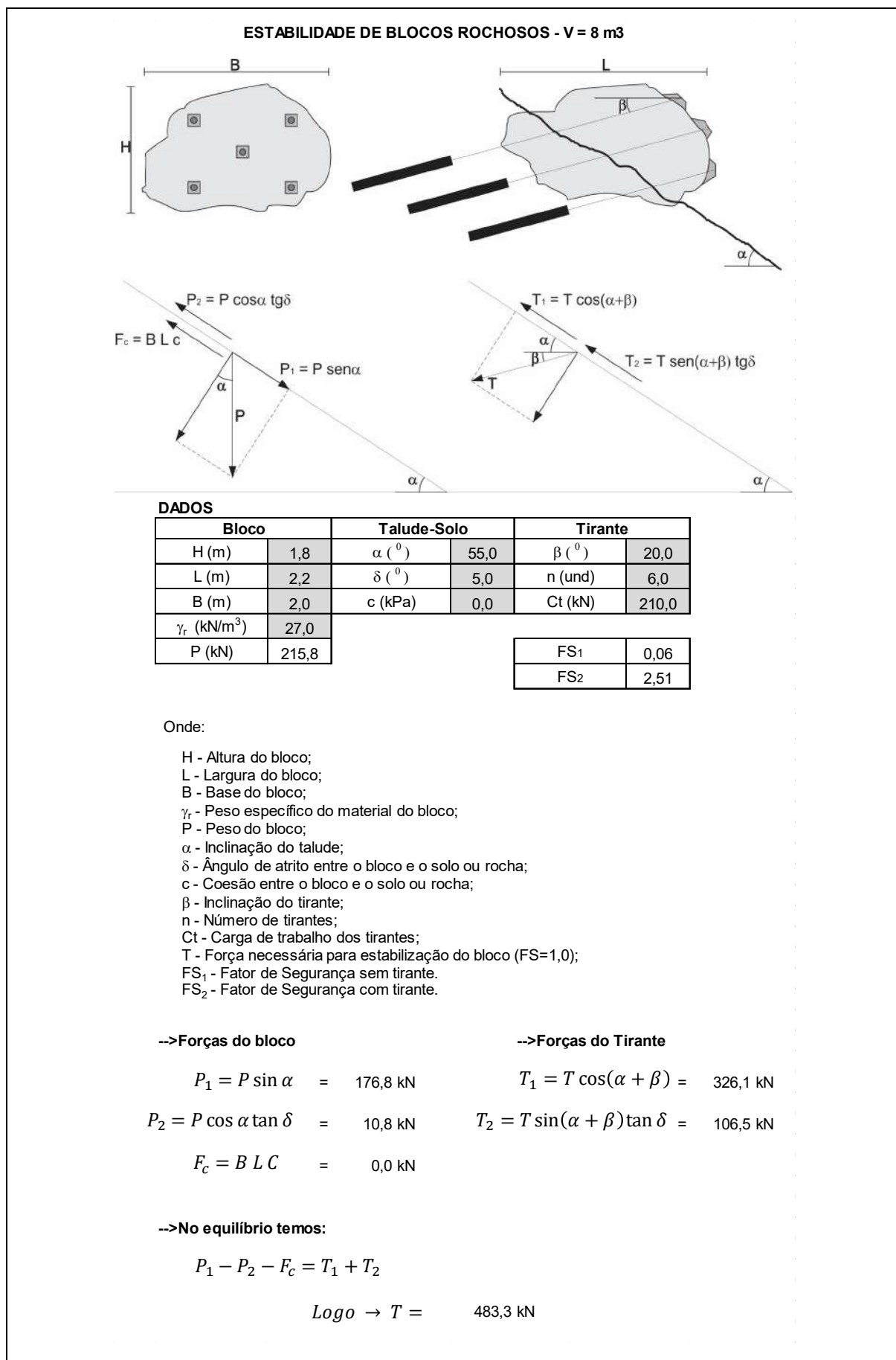


Figura 138 (cont.). Lascas e blocos rochosos instáveis nas vertentes do Morro do Cristo com volumes superiores a $2,0m^3$.

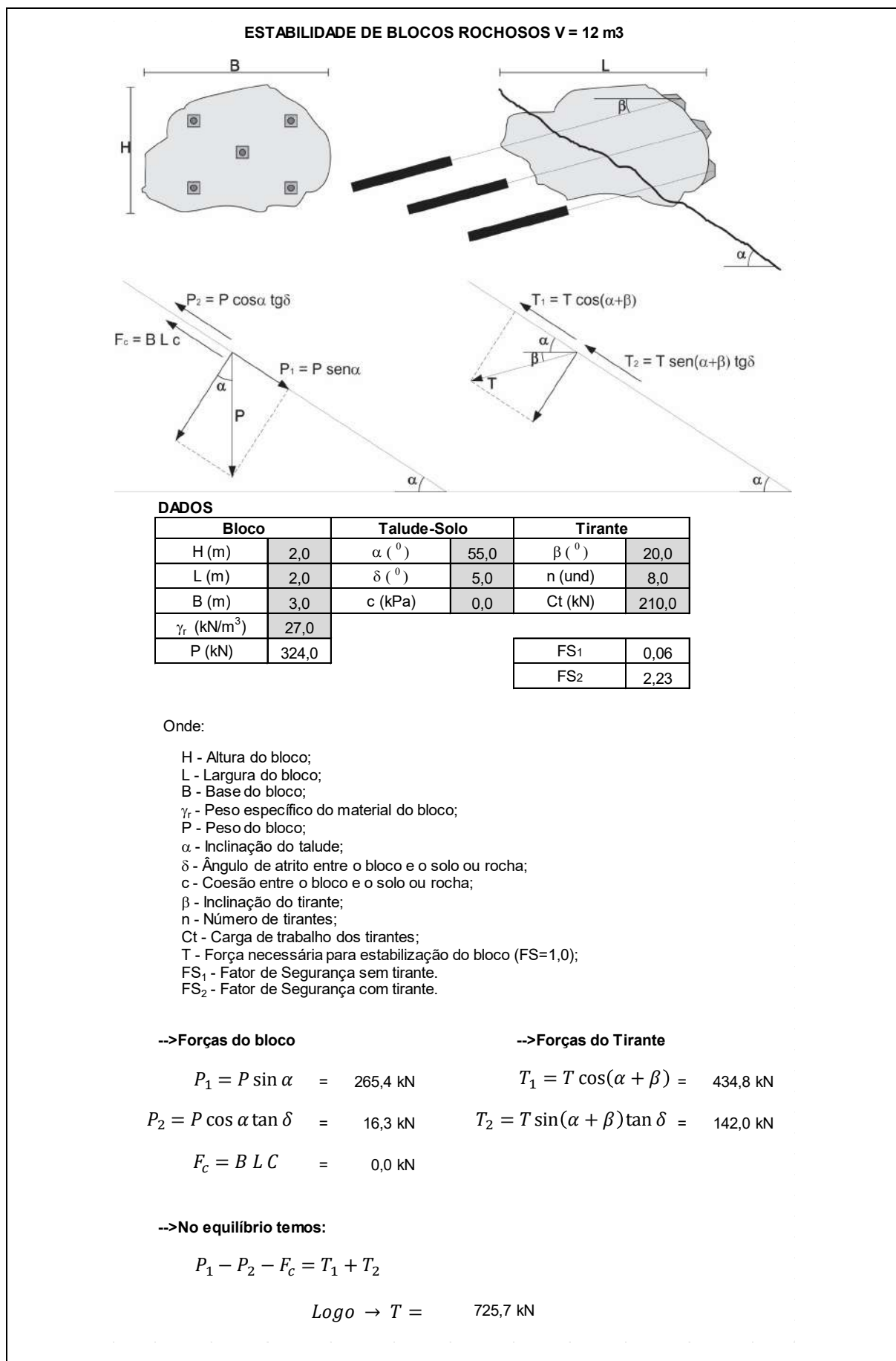
Quadro 14. Dimensionamento geotécnico dos chumbadores localizados – Bloco V = 6m³.



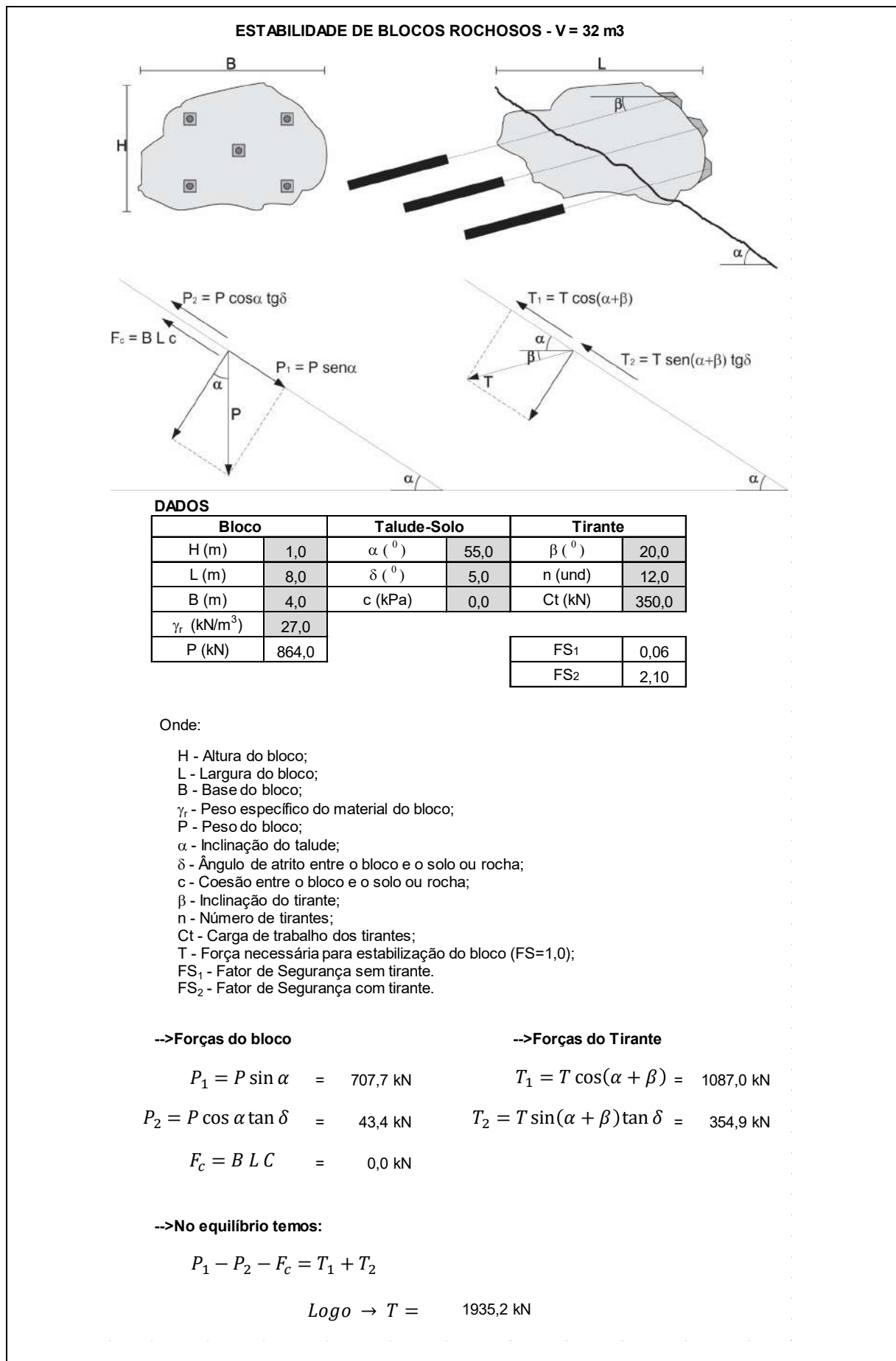
Quadro 15. Dimensionamento geotécnico dos chumbadores localizados – Bloco V = 8 m³.



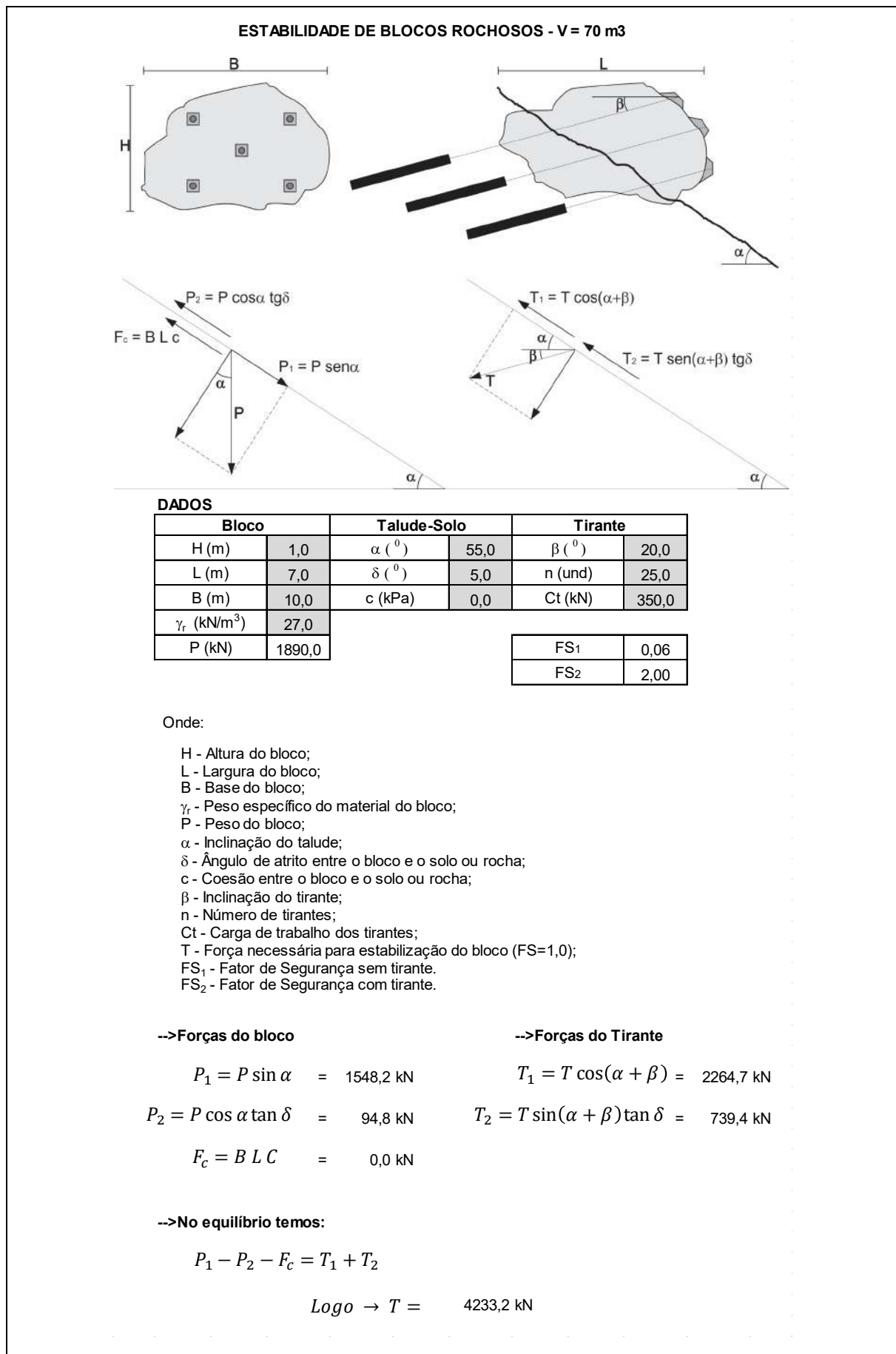
Quadro 16. Dimensionamento geotécnico dos chumbadores localizados – Bloco V = 12m³.



Quadro 17. Dimensionamento geotécnico dos chumbadores localizados – Bloco V = 32m³.



Quadro 18. Dimensionamento geotécnico dos chumbadores localizados – Bloco V = 70m³.



Quadro 19. Dimensionamento geotécnico do envelopamento com chumbadores de contorno do ninho de blocos – Bloco B15.

MACRO Studio · MACRO 2 Revestimento Simples

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

Cliente **PMJF / GPFI-PJ193**

pag. 1 of 2

● **Informações de Projeto**

Título ESTABILIZAÇÃO DO MORRO DO CRISTO

Numero GPFI-PJ193

Cliente PMJF

Autor/projetista GEOPHI Engenharia

Description: Envolvimento do Ninho de Blocos B15

Blocos com 2,0 x 1,0 x 1,2 m

Blocos com 1,0 x 1,0 x 1,0 m

● **Dados de Entrada**

Talude Rochoso

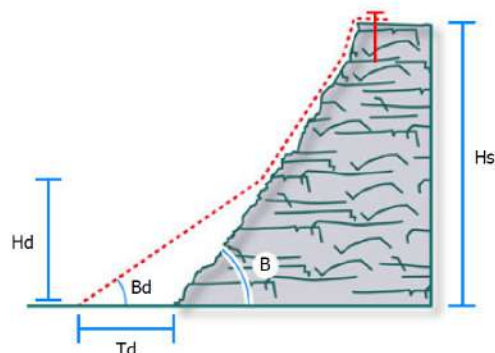
Inclinação do talude	B	55
Altura total do talude [m]	Hs	8.00
Altura do acúmulo de detritos [m]	Hd	2.00
Largura do acúmulo de detritos [m]	Td	2.00
Ângulo dos detritos acumulados	Bd	31.22
Ângulo de atrito dos detritos		20.00
Peso unitário dos detritos [kN/m³]		20.00
Ângulo de atrito entre a malha e o talude		18.00

Neve

Peso unitário da neve [kN/m³]	0
Espessura de neve [m]	0

Malha

Tipo de malha	HEA 300 Ø 10
Resistência à tração da malha [kN/m]	290.00
Peso unitário da malha [Kg/m²]	2.95



Cabo de suporte + Ancoragens

Layout da instalação das ancoragens

Espaço Horizontal entre ancoragens [m]	2.00
Espaço Vertical entre ancoragens [m]	2.00

Especificação do cabo de suporte

Diâmetro do cabo [mm]	16
Tensão de escoamento do aço [MPa]	1770
Alma do cabo	Steel
Resistência à tração do cabo [kN]	161

Especificação da Ancoragem

Tipo de Barra	GEWI
Diâmetro interno [mm]	0
Diâmetro externo [mm]	32
Espessura de corrosão [mm]	0
Tensão de escoamento do aço [MPa]	500
Tensão de adesão nata-rocha [MPa]	0.30

Coefficiente de segurança

Talude Rochoso

Coefficiente de segurança para cargas variáveis	1.50
Coefficiente de segurança para cargas permanentes	1.30

Malha

Coefficiente de redução da resistência da malha	2.00
---	------

Geometria do cabo longitudinal de topo

Coefficiente de redução na distância X	1.10
Coefficiente de redução na distância Y	1.05

Cabo

Coefficiente de redução da resistência do cabo	2.00
--	------

Tipo de Ancoragem

Coefficiente da resistência do aço	1.16
Coefficiente de redução para a adesão nata-rocha	2.00

Quadro 19 (cont.). Dimensionamento geotécnico do envelopamento com chumbadores de contorno do ninho de blocos – Bloco B15.

MACRO Studio · MACRO 2 Revestimento Simples

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI
www.maccaferri.com

Cliente **PMJF / GPHI-PJ193**

pag. 2 of 2

Resultados / Verificações

Verificação da Malha

3.93 Satisfatório

Verificação do Cabo de Topo

1.11 Satisfatório

Ancoragem Intermediária

5.53 Satisfatório

Ancoragem Lateral

2.75 Satisfatório

Dimensionamento da malha

Tensão total calculada [kN/m]	36.86
Resistência à tração admissível [kN/m]	145.00
Relação Resistência-Tensão	3.93
Carga total dos detritos [kN/m]	24.42
Carga total da neve [kN/m]	0.00
Carga total da malha [kN/m]	0.18
Tensão resultante no sistema [kN/m]	24.60
Peso máximo dos detritos na malha [kN/m]	79.08

Dimensionamento do cabo

Tensão máxima no cabo [kN]	72.82
Carga de trabalho do cabo (Nominal) [kN]	80.50
Relação Carga-Força do cabo	1.11
Força máxima nas ancoragens intermediárias [kN]	36.21
Força máxima nas ancoragens laterais [kN]	72.82
Distância máxima admitida entre ancoragens [m]	3.04
Comprimento do cabo entre ancoragens [m]	3.08
Deformação máxima entre ancoragens adjacentes [m]	-0.60
Peso máximo dos detritos no cabo [kN/m]	22.09

Dimensionamento das ancoragens superiores

Ancoragens intermediárias

Força máxima nas ancoragens intermediárias [kN]	36.21
Resistência de cisalhamento de trabalho [kN]	200.14
Relação Carga-Força na ancoragem	5.53

Ancoragens laterais

Força máxima nas ancoragens laterais [kN]	72.82
Resistência de cisalhamento de trabalho [kN]	200.14
Relação Carga-Força na ancoragem	2.75

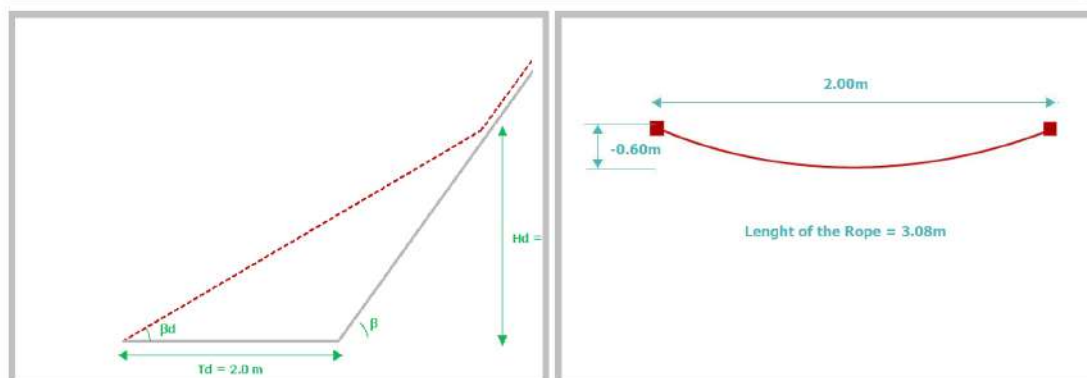
Seção útil do aço [mm²]	804.25
Resistência à tração de trabalho das ancoragens [kN]	346.66
Resistência à tração mínima requerida das ancoragens [kN]	72.82
Diâmetro mínimo de perfuração [mm]	75.00
Comprimento mínimo total da barra [m]	2.36

Peso máximo de detritos nas ancoragens [kN/m]	55.19
---	-------

Carga máxima admissível dos detritos

Carga máxima admissível dos detritos [kN/m]	22.09
Volume máximo admissível dos detritos [m³]	1.10

Geometria



MACRO Studio | Copyright© Maccaferri 2012-2016 | 2.5.10 BRA | 2016 | Notice: Maccaferri is not responsible for the drawings and the calculations transmitted, since they should be intended as general design outlines and advice, aiming only to the best use of the products.

Quadro 20. Dimensionamento geotécnico do envelopamento com chumbadores sistemáticos e de contorno do ninho de blocos – Bloco B25.

MACRO Studio · MACRO 1 Revestimento Cortical

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI
www.maccaferri.com

Cliente **PMJF / GPFI-PJ193**

pag. 1 of 2

● Informações de Projeto

Título	ESTABILIZAÇÃO DO MORRO DO CRISTO	Descrição	Envolvimento de ninho de blocos - B25
Numero	GPFI-PJ193		Blocos com 2,0 x 2,0 x 1,0 m
Cliente	PMJF		Blocos com 1,0 x 1,0 x 1,0 m
Autor/projetista	GEOPHI Engenharia		

● Dados de Entrada

Talude Rochoso

Inclinação do talude [°]	55
Espessura da instabilidade [m]	1.00
Densidade da rocha [kN/m³]	27.00
Espessura de Transição do maciço [m]	0.40

Descontinuidade crítica

Inclinação	30
Resistência à compressão JCS [MPa]	10.00
Rugosidade JRC	0.10

Aceleração sísmica

Coefficiente sísmico horizontal	0.00
---------------------------------	------

Malha

Tipo de Malha	HEA 300 Ø 10
Resistência à tração [kN/m]	290.00
Deslocamento máximo aceitável [m]	0.21

Barra de Ancoragem

Geometria

Distância horizontal entre ancoragens [m]	3.00
Distância vertical entre ancoragens [m]	3.00
Inclinação da barra com a horizontal	20

Tipo de Ancoragem

Tipo de barra	GEWI
Diâmetro interno [mm]	0
Diâmetro externo [mm]	32
Espessura de corrosão [mm]	0
Tensão de escoamento do aço [MPa]	500
Tensão de adesão nata-rocha [MPa]	0.30

Coefficientes de Segurança

Incerteza sobre a espessura da camada instável	1.20
Incerteza sobre a densidade da rocha	1.01
Incerteza sobre a agressividade do meio-ambiente	1.02
Resultante da redução das forças estabilizantes	1.24
Morfologia do talude	1.10
Cargas externas	1.02
Resultante do aumento das forças solicitantes	1.12
Coefficiente de segurança global	1.39
Coefficiente de redução da resistência da malha	2.50
Coefficiente de redução para o deslocamento máximo	1.20
Coefficiente de redução para a resistência do aço	1.16
Coefficiente de redução para a adesão nata-rocha	2.00

MACRO Studio | Copyright© Maccaferri 2012-2016 | 2.5.10 BRA | 2016 | Notice: Maccaferri is not responsible for the drawings and the calculations transmitted, since they should be intended as general design outlines and advice, aiming only to the best use of the products.

Quadro 20 (cont.). Dimensionamento geotécnico do envelopamento com chumbadores sistemáticos e de contorno do ninho de blocos – Bloco B25.

MACRO Studio · MACRO 1 Revestimento Cortical

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

Cliente **PMJF / GPHI-PJ193**

pag. 2 of 2

• Resultados / Verificações

Verificação de Ancoragem

1.73 Satisfatório

Verificação de Malha (ELU)

11.11 Satisfatório

Verificação de Malha (ELS)

1.17 Satisfatório

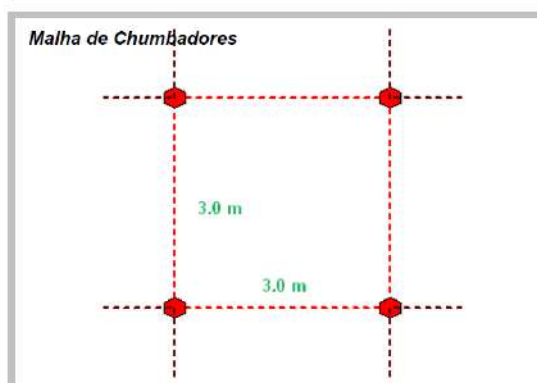
Dimensionamento das ancoragens

Forças estabilizantes [kN]	384.90
Forças solicitantes [kN]	222.94
Relação entre forças estabilizantes/solicitantes	1.73
Ângulo entre a perpendicular do talude e a barra	15.00
Resistência mínima aceitável do aço [MPa]	431.03
Seção efetiva da barra [mm²]	804.25
Forças estabilizantes no plano de deslizamento - Por ancoragem [kN]	224.37
Diâmetro mínimo de perfuração (Nominal) [mm]	75.00
Força de arrancamento da ancoragem devido à carga na malha [kN]	15.74
Força de arrancamento da ancoragem devido à instabilidade global [kN]	16.15
Força de arrancamento máxima (total) [kN]	16.15
Comprimento mínimo da barra na rocha sã [m]	0.50
Comprimento mínimo da barra na camada instável [m]	1.20
Comprimento mínimo total da barra [m]	2.10

Estado de serviço

Deslocamento máximo aceitável [m]	0.17
Deslocamento da malha calculado [m]	0.15
Relação do deslocamento	1.17

Geometria



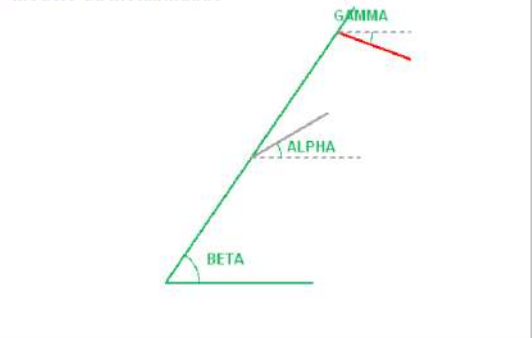
Dimensionamento da malha

Resistência à tração admissível da malha [kN/m]	116.00
Resistência à tração máxima solicitando a malha [kN/m]	10.44
Relação Força-Resistência	11.11
Volume instável potencial na falha - Caso A [m³/m]	0.00
Volume instável potencial na falha - Caso B [m³/m]	0.86
Volume instável potencial na falha - Caso C [m³/m]	1.07
Volume máximo de rocha que pode deslizar entre as ancoragens [m³/m]	1.93
Peso máximo de rocha que pode deslizar entre as ancoragens [kN/m]	52.05
Soma das forças solicitantes atuantes no plano de deslizamento [kN/m]	29.15
Soma das forças estabilizantes atuantes no plano de deslizamento [kN/m]	20.99
Forças de punção atuantes na malha [kN]	10.35
Ângulo médio entre o plano de deformação da malha com a horizontal	5.72

Características da instabilidade

Pressão média na superfície de deslizamento [MPa]	0.02
Dilatação inicial da junta descontinuidade crítica	0.09
Volume total instável controlado por cada ancoragem [m³]	9.00
Peso total instável controlado por cada ancoragem [kN]	243.00

Modelo da Instabilidade



O comprimento de ancoragem do chumbador (L_a) é determinado conforme Bustamante & Doix (1985):

$$L_a = \frac{T.k}{D.\pi.q_s} = \frac{171,9}{0,075.\pi.400} = 1,83 \text{ m} \quad \text{Eq. 1}$$

Onde:

T : carga axial máxima mobilizada no chumbador;

D : diâmetro do furo do chumbador;

k : Fator de majoração da carga axial do chumbador;

q_s : resistência ao arrancamento do chumbador no contato nata-rocha (400kPa).

O comprimento total (L) mínimo dos chumbadores de contorno do ninho de blocos B15 é igual ao comprimento de ancoragem, adotado igual a 2,0m.

O comprimento total (L) mínimo dos chumbadores sistemáticos do ninho de blocos B25 é expresso por:

$$L = L_a + L_{inst} + L_{trans} \quad \text{Eq. 2}$$

Onde,

L_a : comprimento mínimo de ancoragem;

L_{inst} : espessura da camada instável;

L_{trans} : espessura da camada de transição.

Logo, o comprimento total mínimo dos chumbadores do ninho de blocos B23 é dado por:

$$L = L_a(1,8) + L_{inst}(1,0) + L_{trans}(0,3) = 3,1\text{m} \quad \text{adotado } 3,0 \text{ m}$$

A Tabela 18 resume as especificações dos sistemas de estabilização com chumbadores e/ou tirantes pontuais/localizados e com envelopamento com painel de alta resistência HEA300 $\phi 10$ e chumbadores dos ninhos de blocos B15 e B25, todos executados com barras de aço com carga de trabalho igual a 210kN, tratada contra a corrosão e rosqueada para facilidade de fixação da porca de aperto da placa, executados em furos com diâmetro mínimo de 75,0mm (injeção com nata de cimento), inclinados de 20° com a horizontal.

Tabela 18. Características dos chumbadores e tirantes para estabilização dos blocos isolados e ninhos de blocos.

Bloco		Chumbadores - Tirantes			
Número	Volume (m ³)	Quant (unid)	Carga (kN)	Comprimento (m)	
				Livre	Ancorado
1	8,0	6	210	6,0	5,0
2	8,0	6	210	6,0	5,0
3	8,0	6	210	6,0	5,0
4	8,0	6	210	6,0	5,0
5	8,0	6	210	6,0	5,0
6	8,0	6	210	6,0	5,0
7	4,5	4	210	6,0	5,0
8	8,0	6	210	6,0	5,0
9	8,0	6	210	6,0	5,0
10	8,0	6	210	6,0	5,0
11	8,0	6	210	6,0	5,0
12	8,0	6	210	6,0	5,0
13	8,0	6	210	6,0	5,0
14	8,0	6	210	6,0	5,0
15 ¹	Ninho	15	210	-	2,0
16	8,0	6	210	6,0	5,0
17	60,0	25	350	6,0	5,0
18	8,0	6	210	6,0	5,0
19	32,0	12	350	6,0	5,0
20	70,0	25	350	6,0	5,0
21	6,8	6	210	6,0	5,0
22	12,0	8	210	6,0	5,0
23	8,0	6	210	6,0	5,0
24	8,0	6	210	6,0	5,0
25 ²	Ninho	50	210	-	3,0
26	3,0	4	210	6,0	5,0
27	4,8	4	210	6,0	5,0
28	2,5	4	210	6,0	5,0

Obs.: ângulo de base do bloco igual a 20°; ¹: Envelopamento com painel metálico HEA300 ϕ 10 com área de 50,0m²; ²: Envelopamento com painel metálico HEA300 ϕ 10 com área de 420,0m².

Desta forma, a estabilização das lascas e blocos instáveis e as áreas dos ninhos de blocos com volumes superiores a 2,0m³ no Morro do Cristo com chumbadores e/ou tirantes localizados e envelopamento com painel metálico garante fatores de segurança superiores ao preconizado pela norma ABNT NBR 11682-2009 de Estabilidade de Taludes.

7.1 Resumo da Intervenção Geotécnica

Os parâmetros da intervenção geotécnica adotada para a estabilização das lascas e blocos instáveis e as áreas dos ninhos de blocos com volumes superiores a 2,0m³ no Morro do Cristo com chumbadores e/ou tirantes localizados e envelopamento com painel metálico são resumidos na Tabela 19.

Tabela 19. Parâmetros do sistema de estabilização das lascas e blocos no Morro do Cristo.

Parâmetro	Tipo ou Valor
Tela Metálica e Chumbadores Sistemáticos	
Painel metálico	HEA 300 ϕ 10 ou similar
Placa de amarração	HR Plate (MACCAFERRI)
Tensão de escoamento da barra de aço do chumbador	500 MPa
Carga de trabalho da barra de aço do chumbador	210 e 350 kN
Diâmetro mínimo do furo	75 mm
Espaçamento horizontal entre chumbador	Variável
Espaçamento vertical entre chumbadores	Variável
Inclinação do chumbador com a horizontal	20°
Comprimento ancorado mínimo do chumbador	2,0 a 5,0m

8 PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO – CORTINA ATIRANTADA

A cortina atirantada apoiada em estacas é a intervenção de estabilização adotada para a recuperação da área de ruptura no Mirante do Imperador (Figura 139).



(a) Vista superior do Mirante do Imperador e ruptura do acesso



(b) Vista geral da cicatriz de ruptura por deslizamento translacional

Figura 139. Cicatriz de ruptura por deslizamento na área do Mirante do Imperador.

O projeto foi elaborado observando o Escopo Básico EB-112: Projetos Executivos de Engenharia para Estabilização dos Taludes de Rodovias das Diretrizes Básicas para Elaboração dos Estudos e Projetos Rodoviários – Edição 2005 e normativas brasileiras ABNT – NBR 5629:2018, Execução de Tirantes Ancorados no Terreno, ABNT NBR 11682:2009, Estabilidade de encostas e ABNT-NBR 16920-2:2021, Muros e Taludes em Solos Reforçados – Parte 2: Solos Grampeados.

A verificação da segurança foi realizada conforme as disposições regulamentares da NBR11682:2009, que recomenda fator de segurança mínimo aceitável para um talude calculado em função do impacto da ruptura nas vidas humanas e bens materiais/ambientais, conforme apresentado no item 5. Foi considerada a importância da área e níveis de segurança associados à perda de vidas humanas e danos materiais/ambientais e, desta forma, o nível foi classificado alto e o fator de segurança mínimo adotado igual a 1,5.

8.1 Análises de Estabilidade – Seção Crítica

As análises de estabilidade foram desenvolvidas com o objetivo de verificar as condições críticas e a eficiência da técnica empregada de cortina atirantada como intervenção de estabilização.

As análises foram realizadas pelo Método de Equilíbrio Limite, utilizando o Método de Spencer, por meio do programa numérico Slope/W do pacote GeoStudio 20181R2. A metodologia de definição de superfícies admite limites para entrada e saída das superfícies no terreno, a partir das quais forma 10.000 superfícies de cálculo.

A seção crítica adotada para as análises corresponde à Seção B-B (Figura 140), determinada em função da interpretação do perfil geológico, visto a inexistência de sondagens no local, as quais serão realizadas no início das obras para confirmação do modelo geotécnico adotado.

As análises consideram 3 condições:

- i. **Condição Natural de ruptura**, representada pelo talude nas condições de ruptura com fator de segurança $\leq 1,0$ para determinação dos parâmetros de resistência do material;
- ii. **Condição Estabilizada**, representada pela obra de contenção em cortina atirantada apoiada em estacas a serem executadas;
- iii. **Condição Natural a jusante da cortina**, representada pelo talude remanescente após a ruptura por deslizamento translacional;

- iv. **Condição Estabilizada a jusante da cortina**, representada pela obra de estabilização com solo grampeado verde.

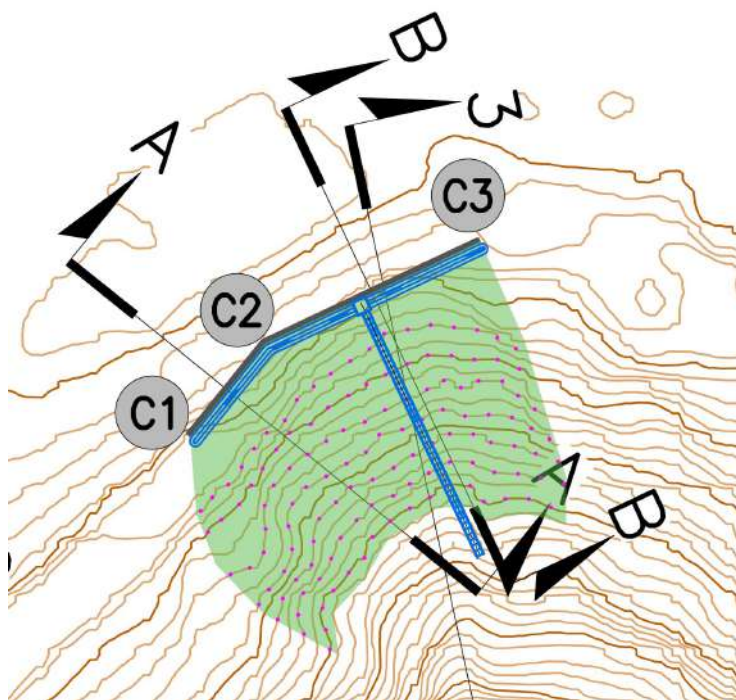


Figura 140. Locação da seção transversal crítica S B-B adotada para as análises de estabilidade.

A análise de estabilidade do talude na condição natural foi realizada para a interpretação e seleção dos parâmetros de resistência das camadas de solo na área da superfície de ruptura observada em campo.

A Figura 141 apresenta a análise de estabilidade na condição de ruptura (retroanálise) com fator de segurança de 1,027 e cicatriz de ruptura similar à observada em campo, determinando-se, portanto, coesão igual a 10,0kPa e ângulo de atrito igual a 27° para o solo residual da camada da superfície de ruptura.

A Tabela 20 apresenta os valores do peso específico e dos parâmetros de resistência adotados para as análises de estabilidade, os quais foram definidos com base em bibliografia especializada e na experiência da equipe técnica envolvida no projeto.

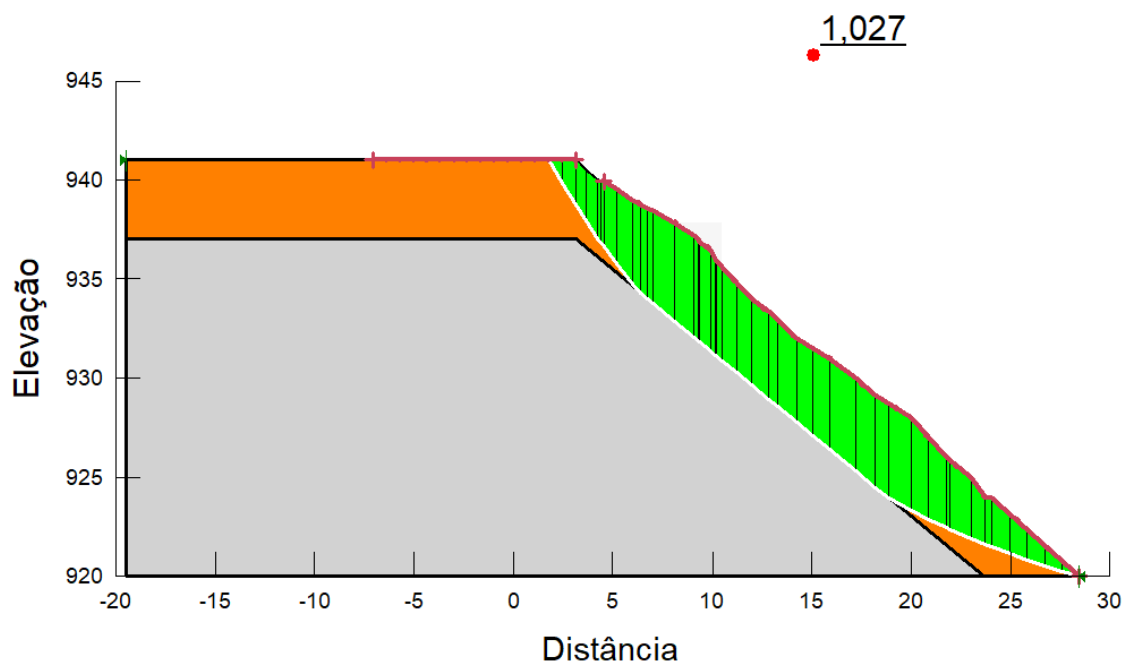


Figura 141. Retroanálise da condição de ruptura com coesão igual a 10,0kPa e ângulo de atrito igual a 27°.

Tabela 20. Parâmetros dos materiais utilizados nas análises.

Material	Parâmetros		
	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
Solo Residual Maduro	18	10	27
Cortina concreto	25	-	-
Impenetrável	-	-	-

A Figura 142 apresenta a análise na condição estabilizada com a técnica de cortina atirantada, resultando em fator de segurança de 1,53, que atende ao mínimo recomendado pela normativa brasileira e igual a 1,5.

A área a jusante da cortina corresponde à cicatriz de ruptura por deslizamento translacional com camada de solo remanescente potencialmente instável e, portanto, foi avaliada a sua condição de estabilidade.

A Figura 143 apresenta o resultado da análise de estabilidade a jusante da cortina atirantada, obtendo-se fator de segurança igual a 1,13, o que evidencia a necessidade de intervenção para aumento da segurança. A estabilização a jusante da cortina foi analisada com a técnica de solo grampeado, resultando em fator de segurança igual 1,99, que atende confortavelmente à normativa de estabilidade de encostas (Figura 144).

Desta forma, a área do Mirante do Imperador foi estabilizada com cortina atirantada apoiada em estacas e solo grampeado verde, conforme apresentado na Figura 145.

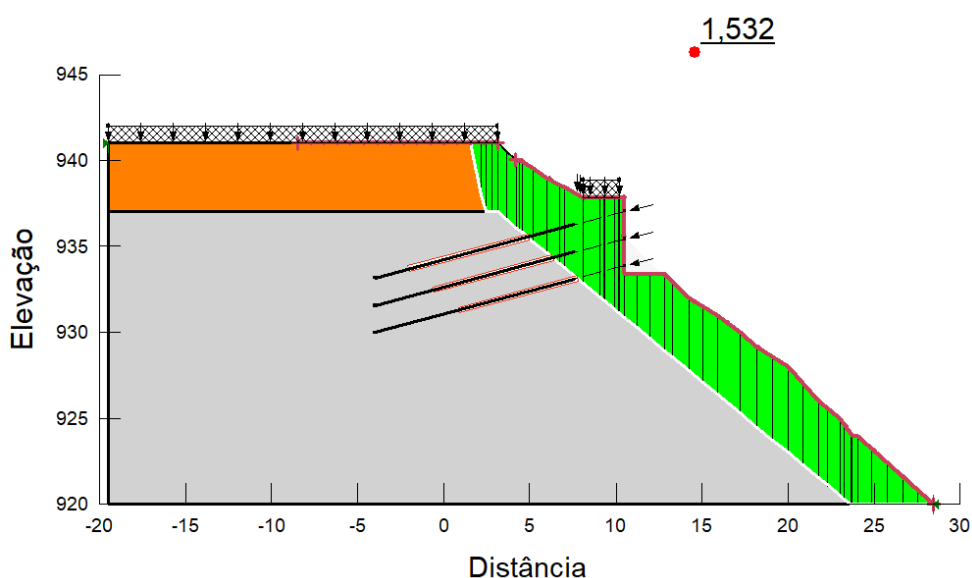


Figura 1421. Análise de estabilidade na condição estabilizada com cortina atirantada – FS = 1,53.

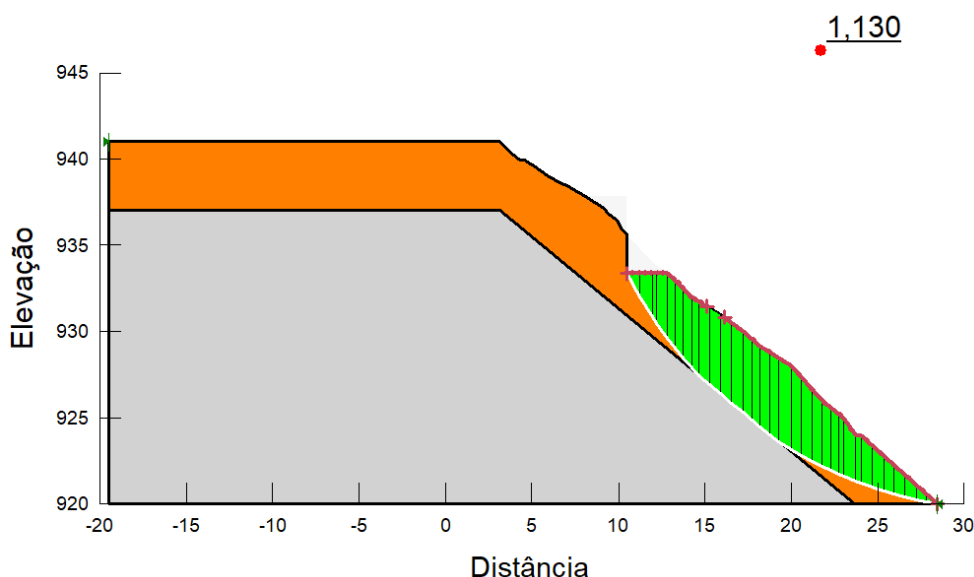


Figura 1432. Análise de estabilidade a jusante da cortina atirantada – FS = 1,13.

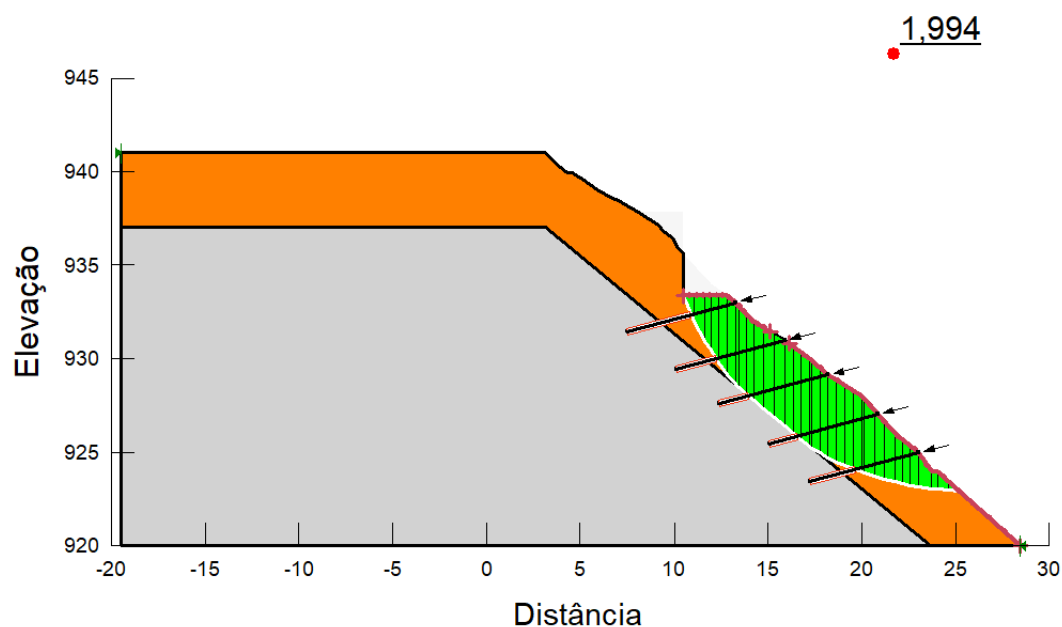


Figura 1443. Análise de estabilidade a jusante da cortina atirantada com solo grampeado – FS = 1,99.

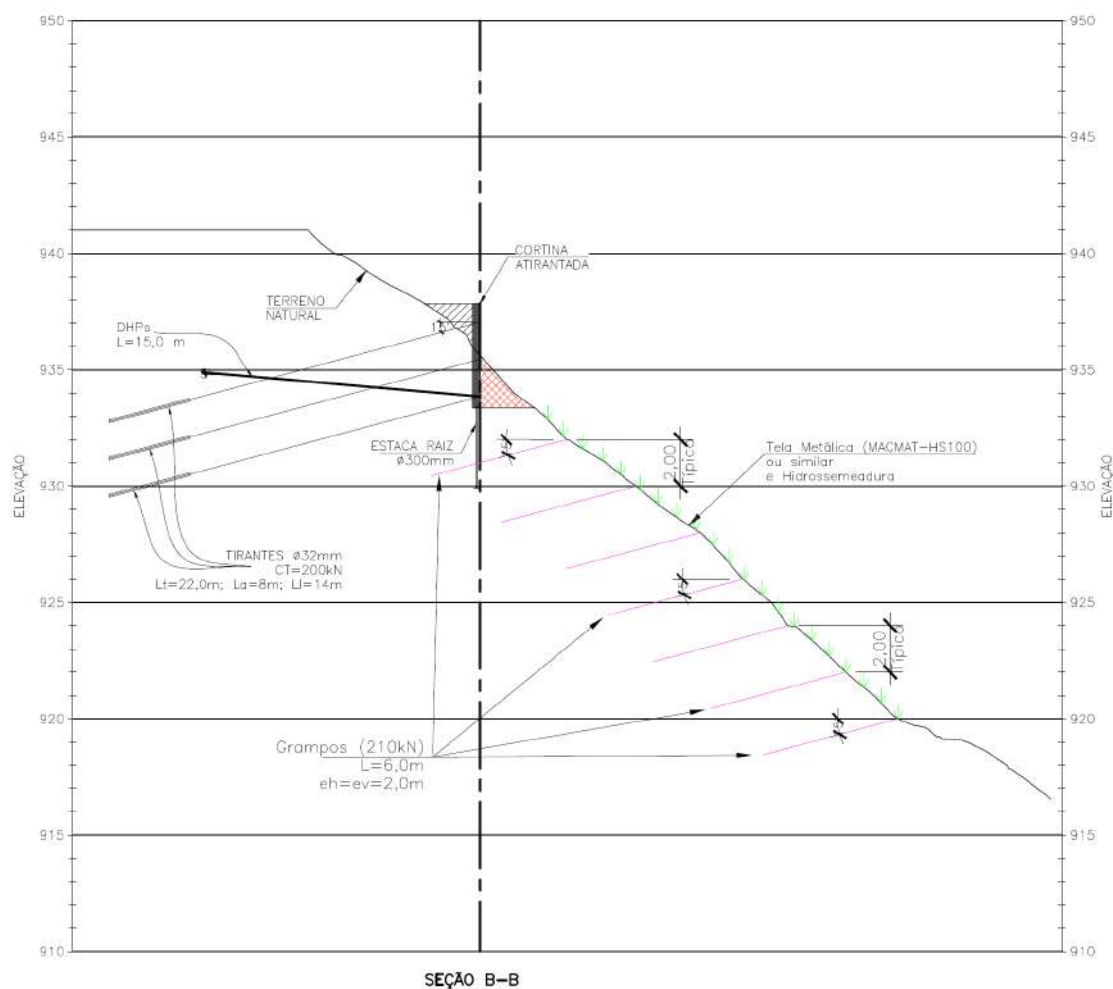


Figura 145. Estabilização do talude com a técnica de solo grampeado verde a jusante da cortina atirantada.

O sistema é ancorado por grampos compostos de barras de aço com carga de trabalho igual a 210kN com diâmetro de 32,0mm em furos de 100mm e comprimento igual a 6,0m e espaçamentos horizontal e vertical de 2,0m. As barras são tratadas contra a corrosão e rosqueadas para facilitar a fixação da porca de aperto da placa ao chumbador. O Anexo 6 apresenta o projeto executivo para execução dos grampos.

A tela MACMAT HS100 LINK CMP-GalMac® 4R-P é um geocomposto formado pela associação de cabos de aço à malha hexagonal de dupla torção, produzida com arames com liga GalMac® 4R (adicionalmente revestidos com polímero especialmente desenvolvido para obras de engenharia) e a uma geomanta soldada em todos os pontos de contato, com a finalidade de revestir taludes, evitando o desprendimento e queda de rochas, minimizar erosões e favorecer o desenvolvimento de vegetação.

O entrelaçamento longitudinal dos cabos de aço à malha de alta resistência de dupla torção, é realizado durante o processo de fabricação, produzindo um único produto. Os cabos se encontram entrelaçados na malha, proporcionando resistência e rigidez excepcionais (alta resistência a baixa deformação).

A tela MACMAT HS100 apresenta resistência longitudinal a tração de $75 \pm 5 \text{ kN/m}$ (Norma de referência EM 10223-3), tensão de ruptura do cabo de 1770MPa (DIN 3060 e ISSO 2408), tensão de ruptura do arame da malha de 380 a 500MPa (NBR 8964 / EN 10223-3 / NB 709), resistência ao puncionamento máxima de $80 \pm 10 \text{ kN/m}$ e deslocamento máximo de $450 \pm 50 \text{ mm}$ (UNI 11437). O produto tem certificação da Comunidade Europeia CE 1301-CPR-1228, ETA n. 16/0758. O Anexo 4 apresenta as especificações técnicas do fabricante MACCAFERRI.

Em associação à estabilização com solo grampeado e tela, também foi dimensionado o sistema de drenos horizontais profundos DHP's com a finalidade de reduzir a altura do nível d'água no interior do maciço do talude. Esta intervenção permite a realização de análises de estabilidade em condição seca (drenada).

8.2 Dimensionamento Geotécnico das Estacas Raiz da Cortina Atirantada

As estacas foram dimensionadas com diâmetro igual a 300mm e espaçadas a cada 1,5m. A carga considerada para o cálculo do comprimento da estaca é dada por:

$$N = (4,5 \text{ m} \times 0,35 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + (450 \text{ kN} \times 3 \div 1,50 \times \sin 15)) \times 1,5 \text{ m} = 408,47 \text{ kN}$$

A análise da capacidade de carga das estacas raiz foi realizada através do Método Aoki-Velloso (1975), modificado por Monteiro (Velloso e Lopes, 2002). Trata-se de método semi-empírico, baseado em estudos comparativos entre resultados de ensaios de carregamento e ensaios SPT. A partir da formulação de Aoki & Velloso (1975), Monteiro modificou valores de α e K (Tabela 15) e fatores F1 e F2 (Tabela 6).

As expressões para cálculo da capacidade de carga são:

$$Q_{rup} = Q_l + Q_p \quad (\text{kN})$$

$$Q_l = \sum p \cdot \Delta_{zi} \cdot q_{li} \quad (\text{kN})$$

$$p = \pi \cdot D \quad (\text{m})$$

$$q_{li} = \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_i)}{F2} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$Q_p = \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) \cdot \left(\frac{K \cdot N_{\text{med. ponta}}}{F1} \right) \quad (\text{kN})$$

Onde:

Q_{rup} : carga última geotécnica (kN);

Q_l : resistência lateral (kN);

Q_p : resistência de ponta (kN);

p : perímetro da estaca (m);

D : diâmetro da estaca (m);

Δ_{zi} : espessura da camada i (m);

q_{li} : resistência média lateral na camada i (kN/m²);

α , K: parâmetros de correlação que dependem do tipo de solo (Tabela 21);

F1, F2: fatores que dependem do tipo de estaca (Tabela 22);

N_i : valor de N_{SPT} para camada i , considerando que para resistência lateral com valores acima de 40 golpes, adota-se o valor limite de $N_{SPT} = 40$;

$N_{\text{med. ponta}}$: valor médio do N_{SPT} na ponta da estaca, considerando 1,0m acima e 1,0m abaixo da ponta. Para resistência de ponta com valores acima de 30 golpes, adota-se o valor limite de $N_{SPT} = 30$;

Foi adotado Fator de Segurança igual a 2,0 para determinar a carga admissível Q_{adm} , obtendo-se:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{rup}}{FS} = \frac{Q_l + Q_p}{2}$$

Tabela 21. Valores dos coeficientes de correlação K e α em função do tipo de solo.

Tipo de Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	730	2,1
Areia siltosa	680	2,3
Areia silto-argilosa	630	2,4
Areia argilosa	540	2,8
Areia argilo-siltosa	570	2,9
Silte	480	3,2
Silte arenoso	500	3,0
Silte areno-argiloso	450	3,2
Silte argiloso	320	3,6
Silte argilo-arenoso	400	3,3
Argila	250	5,5
Argila arenosa	440	3,2
Argila areno-siltosa	300	3,8
Argila siltosa	260	4,5
Argila silto-arenosa	330	4,1

Tabela 22. Valores dos fatores F1 e F2 em função do tipo de estaca.

Tipo de estaca	F1	F2
Estaca escavada	3,5	4,5
Estaca hélice contínua	3,0	3,8
Estaca raiz	2,2	2,4
Estaca metálica	1,75	3,5

O perfil geotécnico interpretado foi utilizado para a verificação da capacidade de carga das estacas. Os valores de N_{SPT} foram limitados a 15 golpes.

A profundidade necessária (a partir da base da cortina) para atender aos critérios de capacidade de carga é de 12,0m. O Quadro 21 apresenta a planilha para determinação da capacidade de carga da estaca para cortina atirantada.

Quadro 21. Determinação da capacidade de carga da estaca da cortina atirantada.

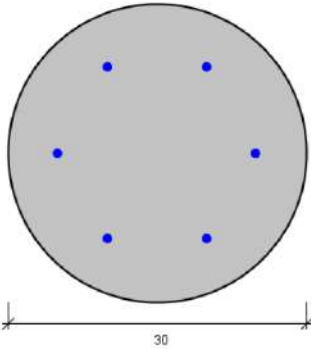
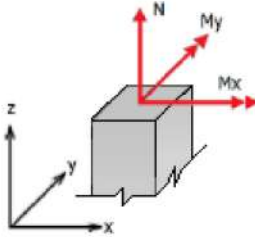
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS - MÉTODO AOKI-VELLOSO				Revisão 5				
(Com parâmetros sugeridos originalmente pelos autores)								
OBRA:	Morro do Cristo							
CASO:	SP-01							
DATA:	10/05/2026							
Características da Estaca				TABELA 01				
				Tipo de solo	n°	K (kN/m²)	α (%)	
Tipo:	raiz	(*)	areia	1	730,0	2,1		
Seção:	0,3	m	areia siltosa	2	680,0	2,3		
Valores fornecidos			areia silto argilosa	3	630,0	2,4		
Área ponta:	0,071	m²	areia argilosa	4	540,0	2,8		
Perímetro:	0,942	m	areia argilo siltosa	5	570,0	2,9		
Carga admissível			silte	6	480,0	3,2		
estrutural	200	kN	silte arenoso	7	500,0	3,0		
FS global	2,0		silte areno argiloso	8	450,0	3,2		
			silte argiloso	9	320,0	3,6		
F1 =	2,20		silte argilo arenoso	10	400,0	3,3		
F2 =	2,40		argila	11	250,0	5,5		
			argila arenosa	12	440,0	3,2		
(*) Tipos de estacas			argila areno siltosa	13	300,0	3,8		
pm-concreto	franki		argila siltosa	14	260,0	4,5		
metálica	escavada		argila silto arenosa	15	330,0	4,1		
raiz	hélice							
TABELA 02								
Z (m)	SPT Boletim	SPT Adotado	n°	K	α (%)	Qs (kN)	Qp (kN)	Qadm (kN)
1	5	5	12	440,00	3,20	28	71	49
2	5	5	12	440,00	3,20	55	71	63
3	5	5	12	440,00	3,20	83	71	77
4	5	5	12	440,00	3,20	111	94	102
5	10	10	12	440,00	3,20	138	118	128
6	10	10	12	440,00	3,20	194	141	167
7	10	10	12	440,00	3,20	249	141	195
8	10	10	12	440,00	3,20	304	165	235
9	15	15	12	440,00	3,20	359	188	274
10	15	15	12	440,00	3,20	442	212	327
11	15	15	12	440,00	3,20	525	212	369
12	15	15	12	440,00	3,20	608	212	410
13	15	15	12	440,00	3,20	691	212	452
14	15	15	12	440,00	3,20	774	141	458

8.2.1 Verificação Estrutural da Estaca

A carga axial máxima característica nas estacas de 300mm é de 408,47kN.

As estacas da cortina são armadas com 5 ferros de 10,0mm e a verificação para seção única é realizada com o auxílio do programa PCalc e apresentada no Quadro 22.

Quadro 22. Verificação estrutural da estaca da Cortina.

Estaca - Cortina: Dados Gerais			
Seção Transversal:			
			
Armação: 6 ϕ 10 mm ($A_s = 4.71 \text{ cm}^2$)			
Propriedade seção bruta de concreto: Área: $A_c = 707 \text{ cm}^2$ Centro de gravidade: $x_{cg} = 15 \text{ cm}$ $y_{cg} = 15 \text{ cm}$ Inércia em relação ao cg: $I_x = 39761 \text{ cm}^4$ $I_y = 39761 \text{ cm}^4$			
Taxa de armadura: $\rho_s = 0.67 \%$			
Materiais: Concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$			
Estaca - Cortina: Dados Esforços			
			
Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão			
Combinação	N_{sk}	$M_{sk,x}$	$M_{sk,y}$
1	-408.5	10.2	10.2
Tabela: Combinação de esforços. Unidades [kN, kN.m]			

Quadro 22 (cont.). Verificação estrutural da estaca da Cortina 01.

Estaca - Cortina: Resumo verificação ELU

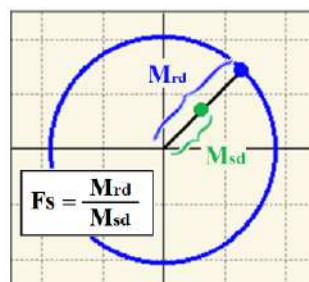


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-571.9	14.3	14.3	1.61

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

Estaca - Cortina: Resultados da combinação nº 1 (F.S. mínimo)

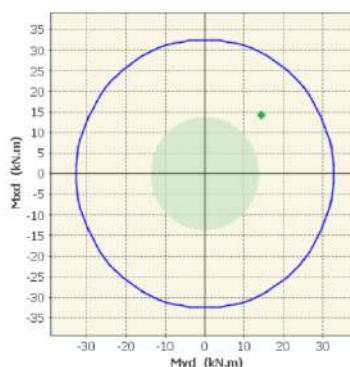


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

8.3 Dimensionamento Estrutural da Cortina Atirantada

O cálculo estrutural do projeto de contenção com cortina atirantada considerou a cortina composta por 3 painéis de altura variável, executada em concreto armado com 35,0cm de espessura e tirantes com carga de trabalho de 450kN, apoiada em estacas raiz com diâmetro de 300mm espaçadas a cada 1,5m.

8.3.1 Parâmetros dos Materiais

Os parâmetros exigidos para o dimensionamento das cortinas atirantadas são:

- i. Concreto com $f_{ck} = 30\text{MPa}$;
- ii. Aço CA-50;
- iii. Cobrimento da armadura $c = 4\text{cm}$;
- iv. Carga de trabalho da ancoragem, $Q_{\text{trabalho}} = 450,0\text{kN}$;
- v. Carga de ensaio da ancoragem, $Q_{\text{ensaio}} = 788,0\text{kN}$;
- vi. Dimensões da placa de apoio = $30 \times 30\text{cm}$;
- vii. Coeficiente de mola horizontal do terreno $K = 3.500\text{kN/m}^3$.

8.3.2 Metodologia de cálculo

Os painéis foram calculados como lajes planas, sujeitas a carga aplicada correspondente à carga de trabalho dos tirantes. As cargas dos tirantes são resistidas uniformemente pelo terreno. O cálculo dos esforços de flexão dos painéis foi realizado adotando-se o método de modelagem por elementos finitos no programa SAP2000.

Os modelos em elementos finitos de cada painel introduzidos no programa SAP2000 correspondem à elementos básicos de dimensão máxima de $25 \times 25\text{cm}$, com ajustes de dimensão nos bordos.

No ponto de aplicação das cargas dos tirantes foi considerada a carga distribuída em 1 elemento ($0,25\text{m} \times 0,25\text{m}$), equivalente à carga de $450,0\text{kN}$. Os apoios horizontais da cortina são definidos por molas que representam o terreno, atribuindo ao modelo o apoio do tipo elástico.

O dimensionamento da armadura é realizado com os momentos fletores determinados por meio das seguintes expressões:

- i. $M_d = \gamma_f \cdot M$ (adotado $\gamma_f = 1,4$);
- ii. $k_{md} = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$ onde $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ (adotado $\gamma_c = 1,4$);
- iii. $k_x = (2,5 - (6,25 - 14,706 \cdot k_{md})^{1/2}) / 2$;
- iv. $k_z = 1 - 0,4 k_x$;
- v. $A_s = M_d / (k_z \cdot d \cdot f_{yd})$ onde $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (adotado $\gamma_s = 1,15$).

8.3.3 Cálculo dos Esforços nos Painéis

A carga distribuída nos elementos básicos de aproximadamente 25 x25cm dos modelos estruturais adotados para o dimensionamento no programa SAP 2000 é:

$$q_{1elem} = \frac{F_{ancoragem}}{A_{elem.básico}} = \frac{450 \text{ kN}}{0,25 \cdot 0,25 \text{ m}} = 7.200 \text{ kN/m}^2$$

Os momentos resultantes dos esforços nos tirantes dos painéis da cortina são também calculados por meio do programa SAP 2000, notando-se a seguinte convenção de esforços: M11 corresponde ao momento na direção x, horizontal (eixo global) e M22 corresponde ao momento na direção z, vertical (eixo global), sendo momentos negativos aqueles resultantes da tração na fibra externa e momentos positivos resultantes da tração na fibra interna.

i. Cortina – Painéis 1 e 3

A Figura 146 apresenta os esforços dos tirantes para o modelo estrutural dos Painéis 1 e 3.

As Figuras 147 e 148 apresentam os momentos resultantes dos esforços nos tirantes dos Painéis 1 e 3.

A Tabela 23 resume os valores máximos e mínimos de momentos fletores horizontais e verticais obtidos da modelagem dos Painéis 1 e 3.



Figura 146. Cargas dos tirantes em kN/m² - Painéis 1 e 3.

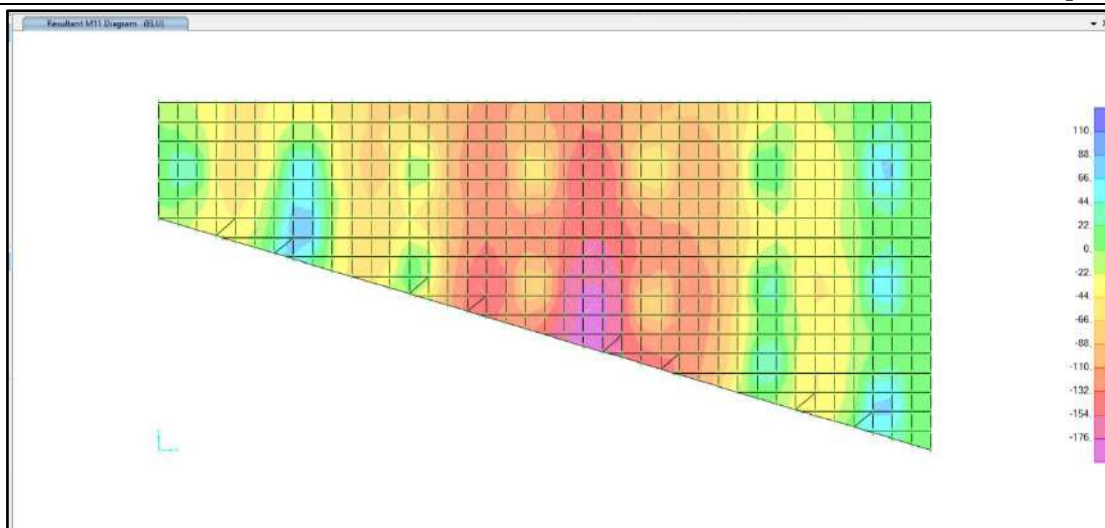


Figura 147. Momentos horizontais (Md_{11}) em kN.m - $Md_{11min} = -182,3 \text{ kN.m}$ e $Md_{11max} = 84,5 \text{ kN.m}$ - Painéis 1 e 3.

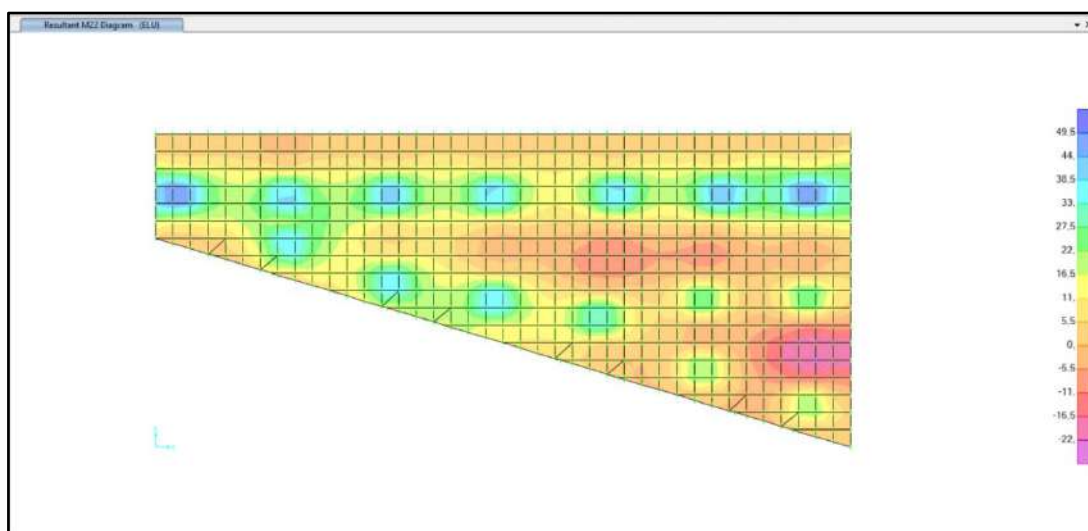


Figura 1484. Momentos verticais (Md_{22}) em kN.m - $Md_{22min} = -47,0 \text{ kN.m}$ e $Md_{22max} = 107,2 \text{ kN.m}$ - Painéis 1 e 3.

Tabela 23. Valores de momentos fletores horizontais e verticais máximos e mínimos para os Painéis 1 e 3 da Cortina.

Parâmetro	Valor
Momento horizontal mínimo Md_{11min}	-182,3 kN.m
Momento horizontal máximo Md_{11max}	84,5 kN.m
Momento vertical mínimo Md_{22min}	-47,0 kN.m
Momento vertical máximo Md_{22max}	107,2 kN.m

ii. Cortina – Painei 2

A Figura 149 apresenta os esforços dos tirantes para o modelo estrutural do Painei 2.

As Figuras 150 e 151 apresentam os momentos resultantes dos esforços nos tirantes do Painei 2.

A Tabela 24 resume os valores máximos e mínimos de momentos fletores horizontais e verticais obtidos da modelagem do Painei 2 da Cortina 01.



Figura 149. Cargas dos tirantes em kN/m^2 - Painei 2.

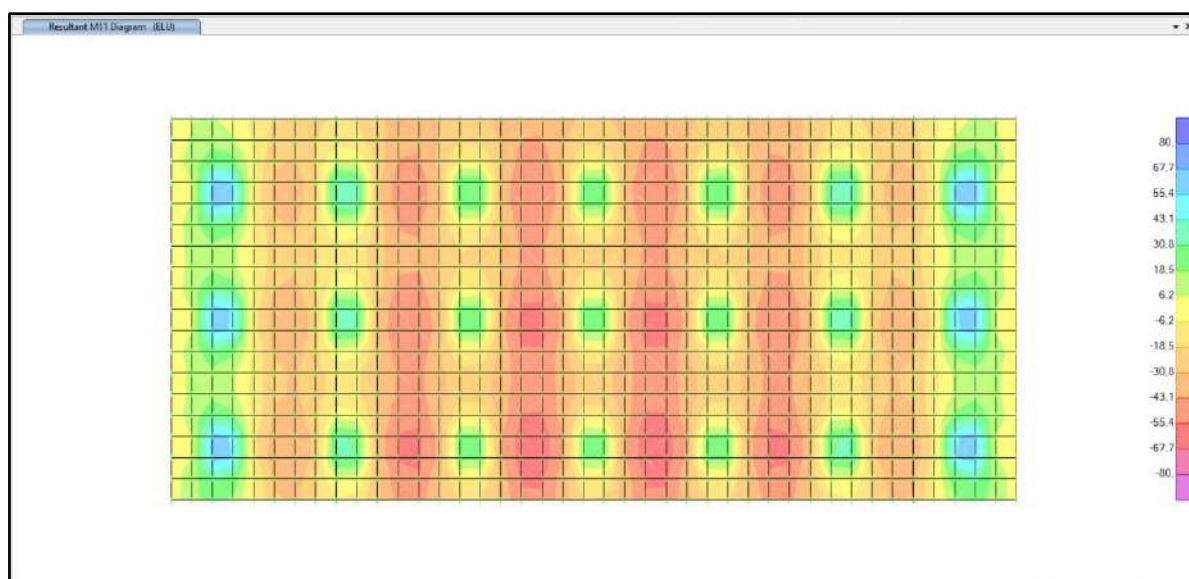


Figura 150. Momentos horizontais (M_{d11}) em kN.m - $M_{d11\min} = -61,9\text{kN.m}$ e $M_{d11\max} = 59,4\text{kN.m}$ - Painei 2.

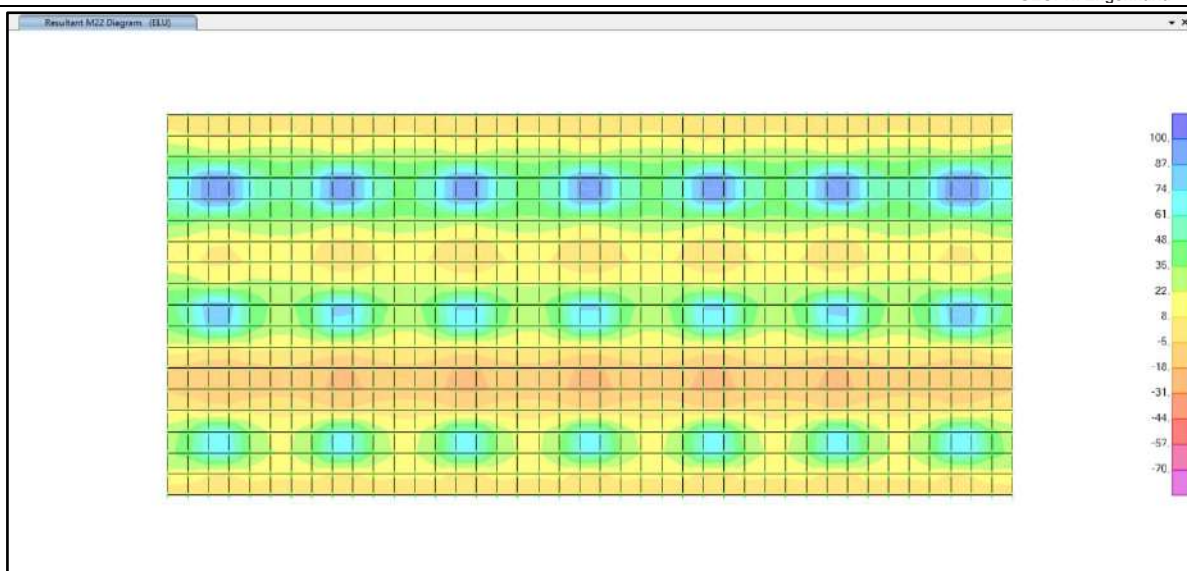


Figura 151. Momentos verticais (M_{d22}) em kN.m - $M_{d11min} = 20,2 \text{ kN.m}$ e $M_{d11max} = 97,9 \text{ kN.m}$ - Painel 2.

Tabela 24. Valores de momentos fletores horizontais e verticais máximos e mínimos para o Painel 2.

Parâmetro	Valor
Momento horizontal mínimo M_{d11min}	-61,9 kN.m
Momento horizontal máximo M_{d11max}	59,4 kN.m
Momento vertical mínimo M_{d22min}	20,2 kN.m
Momento vertical máximo M_{d22max}	97,9 kN.m

8.3.4 Dimensionamento da Armadura

O dimensionamento da armadura dos painéis é realizado considerando a armadura mínima igual a $A_{smin} = 0,15\% \cdot A_c = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$.

O Quadro 23 resume os valores de dimensionamento das armaduras à flexão simples dos painéis em seção retangular.

A Tabela 25 resume as armaduras necessárias e adotadas para cada painel.

Quadro 23. Dimensionamento da armadura para flexão simples do painel.

Dimensionamento à Flexão Simples Seção Retangular																					
Caso			M _d (kN.m)	b _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	γ _c	γ _s	f _{ck} (MPa)	f _{yk} (MPa)	ρ _{min}	k _{md}	k _{md,Lim}	A _{s,min} (cm²/m)	A _{s,calc} (cm²/m)	A _{s,nec} (cm²/m)	φ _{adot.} (mm)	S (cm)	A _{s,adot} (cm²/m)	Verif.
PAINEL 1 e 3	Md11min	Face Ext.	182,30	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,095	0,251	5,25	14,85	14,85	16,0	12,5	16,08	OK
	Md11max	Face Int.	84,50	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,044	0,251	5,25	6,65	6,65	16,0	15	13,40	OK
	Md22min	Face Ext.	47,00	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,024	0,251	5,25	3,66	5,25	12,5	15	8,18	OK
	Md22max	Face Int.	107,20	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,056	0,251	5,25	8,51	8,51	16,0	15	13,40	OK
PAINEL 2	Md11min	Face Ext.	61,90	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,032	0,251	5,25	4,84	5,25	12,5	15	8,18	OK
	Md11max	Face Int.	59,40	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,031	0,251	5,25	4,64	5,25	16,0	15	13,40	OK
	Md22min	Face Ext.	20,20	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,010	0,251	5,25	1,56	5,25	12,5	15	8,18	OK
	Md22max	Face Int.	97,90	100	35	5	30	1,4	1,15	30	500	0,15	0,051	0,251	5,25	7,74	7,74	16,0	15	13,40	OK

Tabela 25. Armaduras adotadas para os painéis da Cortina Atirantada.

	Parâmetro	Valor
Painéis 1 e 3	Armadura horizontal interna adotada	Φ 16 mm c/15
	Armadura vertical interna adotada	Φ 16 mm c/15
	Armadura horizontal externa adotada	Φ 16 mm c/12,5
	Armadura vertical externa adotada	Φ 12,5 mm c/15
Painel 2	Armadura horizontal interna adotada	Φ 16 mm c/15
	Armadura vertical interna adotada	Φ 16 mm c/15
	Armadura horizontal externa adotada	Φ 12,5mm c/15
	Armadura vertical externa adotada	Φ 12,5 mm c/15

8.3.5 Verificação de Puncionamento

A verificação quanto ao puncionamento é apresentada no Quadro 24, confirmando a segurança da estrutura em concreto armado.

Quadro 24. Verificação quanto ao puncionamento.

CÁLCULO DE PUNCIONAMENTO - ITEM 19.5 DA NBR 6118					
DADOS DE ENTRADA					
fck (Mpa)		30			
Espessura laje (cm)		35			
Cobrimento (cm)		5			
d (cm)		30			
Armadura da laje em x =	Ø	16	c/	15	cm
Armadura da laje em y =	Ø	16	c/	15	cm
Carga Aplicada (tf)		45	tf		
Dim. Placa de apoio =		30,0	x	30,0	cm
Fator majoração carga =		1,4			
CÁLCULO DE ρ					
ρ_x			ρ_y		
nº barras =	14		nº barras =	14	
Area de aço	28,1344	cm ²	Area de aço	28,1344	cm ²
ρ_x =	0,004466		ρ_y =	0,00446578	
ρ =	0,004466				
TENSÕES RESISTENTES					
1 - NO CONTORNO C					
TAU Rd2 = 0,27x α_v x fcd					
α_v = 1 - fck/250 =	0,88				
TAU Rd2 =	5,09	Mpa			
2 - NO CONTORNO C' (SEM ARMADURA DE PUNCIONAMENTO)					
TAU Rd1 = 0,13 x (1 + (20/d)1/2) x (100 x ρ x fck)1/3					
TAU Rd1 =	0,56	Mpa			
TENSÕES ATUANTES					
1 - NO CONTORNO C					
u _o =	120				
TAU _{sd} =	1,75	OK			
2 - NO CONTORNO C'					
u =	496,99				
TAU _{sd} =	0,42	OK			
TENSÕES ATUANTES NO ENSAIO					
Carga aplicada no ensaio = 1,75xcarga de trabalho = 78,8 tf					
1 - NO CONTORNO C					
TAU _{sd} =	2,19	OK			
2 - NO CONTORNO C'					
TAU _{sd} =	0,53	OK			

8.4 Resumo da Intervenção Geotécnica

As intervenções geotécnicas adotadas para a estabilização da encosta no Mirante do Imperador são as seguintes:

- i. Cortina atirantada composta por 3 painéis de altura variável, executada em concreto armado com 35,0cm de espessura e tirantes com carga de trabalho de 450kN, apoiada em estacas raiz com diâmetro de 300mm espaçadas a cada 1,5m com comprimento de 12,0m;
- ii. Sistema de solo grampeado verde composto por tela metálica MACMAT HS100 LINK CMP-GalMac® 4R-P e grampos sistemáticos executados com barras de aço com carga de trabalho igual a 210kN com diâmetro de 32,0mm em furos de 100mm e comprimento igual a 6,0m e espaçamentos horizontal e vertical de 2,0m;
- iii. Sistema de drenagem profunda com 4 DHPs de 15,0m de comprimento.

9 PROJETO DE DRENAGEM NO MIRANTE DO IMPERADOR

O sistema de drenagem superficial foi projetado com a finalidade de coletar as águas pluviais da área a montante da cortina atirantada no Mirante do Imperador no Morro do Cristo, a fim de evitar seu escoamento de forma desordenada, eliminando a ocorrência de erosões superficiais e infiltração de água no terreno.

O projeto de drenagem da área a montante do solo grampeado verde foi concebido e desenvolvido com 2 canaletas trapezoidais executadas na base da cortina atirantada e 1 escada hidráulica, a saber:

- i. Canaleta 01 e canaleta 02 com deságue em escada hidráulica central;
- ii. Escada hidráulica com desague no talvegue rochoso;

9.1 Dimensionamento da Drenagem Superficial

O projeto de drenagem foi desenvolvido para captar e conduzir as águas pluviais oriundas da área a montante da cortina atirantada de modo a evitar problemas decorrentes da percolação desordenada, minimizando os efeitos erosivos e protegendo a configuração final das estruturas.

Desta forma, o projeto de drenagem superficial da área a montante da cortina atirantada do Morro do Cristo apresenta as seguintes características (Figura 152):

- i. Execução de canaleta trapezoidal de pé na cortina atirantada com 0,30cm de base e 0,30cm de altura em taludes 1V:1H.
- ii. Execução de escada hidráulica com deságue no talvegue rochoso.

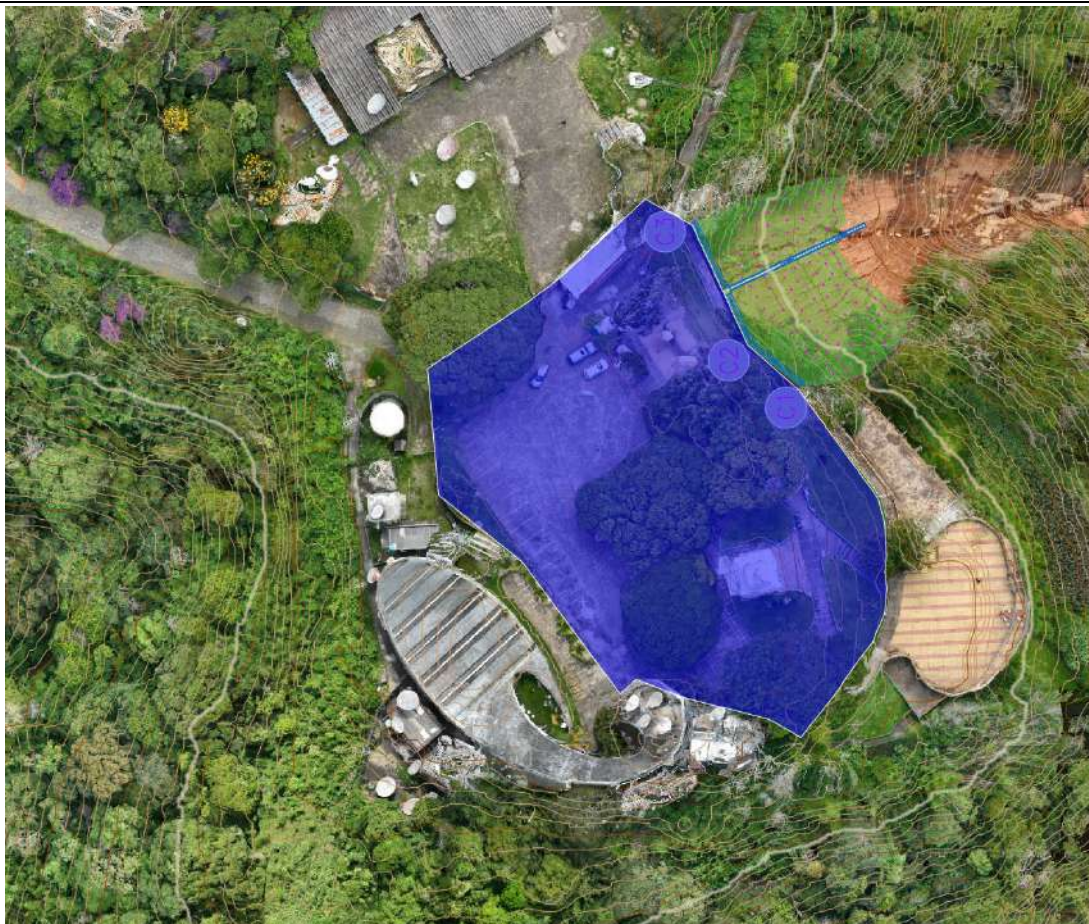


Figura 152. Sistema de drenagem e áreas de contribuição das Canaletas 01 (Direita hidráulica) e 02 (esquerda hidráulica).

9.2 Precipitação e Vazão

A obtenção das precipitações locais foi realizada com o auxílio do programa numérico PLUVIO 2.1 (2005) do GPRH da UFV, conforme já apresentado no Item 3.2, sendo a intensidade de precipitação igual a 225,595mm/h.

As vazões foram determinadas adotando-se o Método Racional, cuja equação em unidades métricas é:

$$Q = 0,00278 \cdot C \cdot i \cdot A$$

Onde:

- Q: Vazão (m³/s);
- C: Coeficiente de escoamento superficial (adimensional), expresso pela razão entre o volume de água que escoou e o volume precipitado. Foi considerado C = 1,0 para área a montante da cortina;
- I: Intensidade de precipitação (mm/h);
- A: Área de contribuição (ha).

Considerando a área de contribuição determinada por levantamento topográfico de cada canaleta, a vazão em cada canaleta é expressa por:

- i. Para Canaleta 01 (Área = 1690,0 m² = 0,169ha)

$$Q = 0,00278 \cdot 1,0 \cdot 225,595 \cdot 0,169 = 0,106 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ii. Para Canaleta 02 (Área = 1690,0 m² = 0,169ha)

$$Q = 0,00278 \cdot 1,0 \cdot 225,595 \cdot 0,169 = 0,106 \text{ m}^3/\text{s}$$

9.3 Dimensionamento das Canaletas

O dimensionamento das canaletas de drenagem superficial para a área a montante da cortina atirantada foi realizado com o auxílio do programa CANAL (2000) do GPRH da UFV, desenvolvido para projetos de condutos livres com seção regular e irregular.

As seguintes premissas foram consideradas:

- i. Intensidade de precipitação de 225,595mm/h e respectivas vazões, conforme calculado para a área de contribuição de cada canaleta;
- ii. Inserção de divisor de águas por meio de declividade nas canaletas projetadas para área a montante da cortina atirantada condicionam o fluxo superficial da área a montante;
- iii. Total de 1 área de contribuição dividida pela metade que definem as estruturas de captação na base da cortina atirantada do Morro do Cristo, conforme já indicado na Figura 152.

O dimensionamento e verificação das seções das canaletas necessárias para as vazões foram realizados com o programa CANAL e a memória de cálculo é apresentada no Quadro 25.

Desta forma, o sistema de drenagem superficial apresenta 4 trechos, a saber:

- i. Trecho 01: com área de contribuição específica de 1690,0m² e canaleta com geometria trapezoidal com dimensões de 0,30 x 0,30m;
- ii. Trecho 02: com área de contribuição específica de 1690,01m² e canaleta com geometria trapezoidal com dimensões de 0,30 x 0,30m.

Quadro 25. Dimensionamento e verificação das Canaletas 01 e 02.



Canal

Copyright (2000) © GPRH



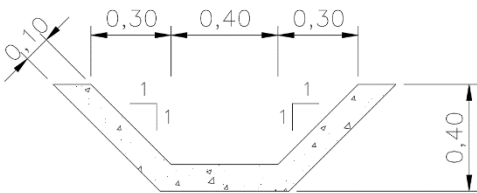
RELATÓRIO

Dimensionamento de Canais Trapezoidais

IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO

Nome: **Canaleta 1 e 2** Empresa: **Prefeitura de Juiz de Fora/MG**
 Técnico: **GEOPHI** Local: **Morro do Cristo**
 Estado: **Minas Gerais** Data: **11/05/2026**

Seção projetada da canaleta de pé 1



Verificação da vazão da Canaleta de pé 1 Trecho 01

Canal ("PROJETO.CNL")

Projeto Identificação do Projeto Tipos de Canais Ajuda

Tipos de canais regulares: Trapezoidais

Entrada de dados:

Incógnita do problema: Vazão

Vazão (Q): 0,13 m³/s

Profundidade Normal (Yn): 0,300 m

Declividade (I): 0,0010 m/m

Coefficiente de Rugosidade (n): 0,0130

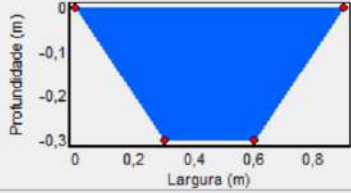
Folga (f): 0,00 m

Comprimento do Canal: 30,0 m

Inclinação do Talude (z): 1,00

Largura da Base (b): 0,30 m

Gráfico



Resultados

Área (A): 0,1800 m²

Perímetro Molhado (P): 1,149 m

Largura da Superfície (B): 0,900 m

Profundidade Crítica (Yc): 0,208 m

Número de Froude (Fr): 0,505

Regime de Escoamento: Subcrítico

Velocidade (V): 0,707 m/s

Energia Específica (E): 0,325 m

Movimentação de Terra: 5,400 m³

Ajuda

Calcular

Relatório

Fechar

16:57:57

9.4 Dimensionamento da Escada Hidráulica

A escada hidráulica conduz o volume coletado pelas Canaletas 01 e 02 da área a montante da cortina atirantada e, portanto, a escada hidráulica deve ter capacidade de vazão igual a 0,212m³/s.

O dimensionamento da escadaria hidráulica considerou a equação proposta pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR, 2006), conforme abaixo:

$$Q = 2,07 \times L^{0,9} \times H^{1,6}$$

Onde:

Q: vazão de escoamento (m³/s);

L: largura da escada (m);

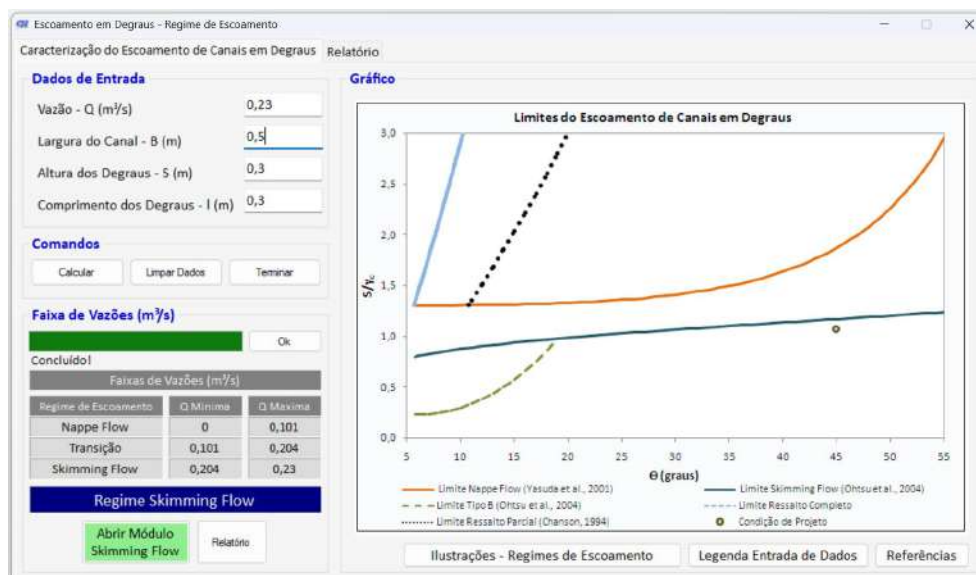
H: altura da parede, contada a partir do bordo do degrau (m).

Adotou-se a escada hidráulica com 0,50m de largura e 0,30m de altura dos degraus e 0,30m de altura para as paredes da escada. A verificação do dimensionamento da escada hidráulica foi realizada através do *software* SisCCoH, desenvolvido pela UFMG, que permite a análise de escadas hidráulicas. O memorial de cálculo é apresentado no Quadro 26.

A vazão máxima calculada para a escada hidráulica de projeto é de 0,46m³/s.

A escada hidráulica apresenta seção retangular com 0,50m de largura e 0,30m de altura dos degraus e 0,50m de altura para as paredes da escada em concreto armado.

Quadro 26. Dimensionamento e verificação da escada hidráulica.



Estruturas Hidráulicas - Escoamentos em Degraus - Regime Skimming Flow

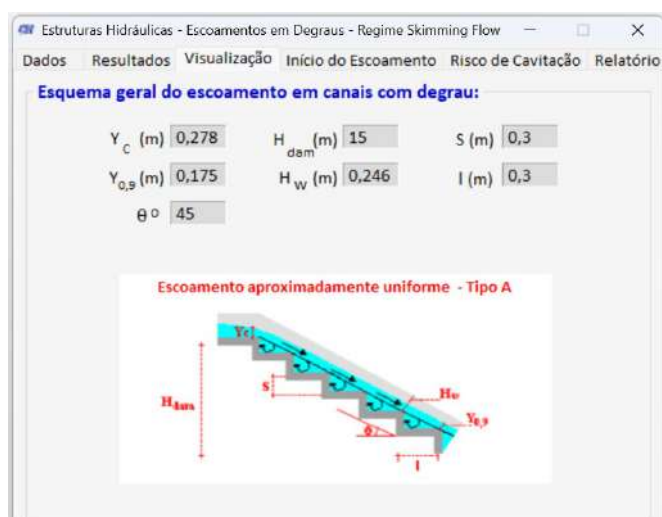
Dados Resultados Visualização Início do Escoamento Risco de Cavitação Relatório

Parâmetros Hidráulicos:

Ângulo com a Horizontal (graus)	45
Vazão (m³/s.m)	0,46
Profundidade Crítica (m)	0,278
Concentração Média de Ar	0,522
Coefficiente de Atrito	0,154

Dados para dimensionamento:

Profundidade Aerada do Escoamento (m)	0,175
Velocidade do Escoamento Aerado (m/s)	2,623
Profundidade Final do Escoamento (m)	0,084
Velocidade Final do Escoamento (m/s)	5,49
Energia Residual (m)	1,596
Altura de Referência da Parede (m)	0,246



10 PROJETO DAS BACIAS DE AMORTECIMENTO

Os talvegues no Morro do Cristo são caminhos de drenagem natural tanto das águas de chuvas quanto dos debris flows ocorridos e debris flows futuros, que possam ser reativados. A inspeção dos talvegues dos Eventos Carmelo e Halfeld mostra camada de solo que pode ser erodida ou instabilizada, resultando em fluxos de lama. As bacias de amortecimento têm a função de dissipar a energia dos fluxos de lama e enxurradas, promover a decantação e ordenar a percolação para os sistemas de drenagem existentes no bairro.

As bacias de amortecimento também foram concebidas como barreiras rígidas ou muros de deflexão/desvio dos materiais finos colapsados das instabilidades da encosta.

10.1 Premissas de Projeto

As premissas de projeto das bacias amortecedoras, representadas pelas barreiras rígidas ou muros de deflexão/desvio dos materiais colapsados das instabilidades da encosta (sedimentos, finos, fluxos de lama e água) são:

- i. Barreiras rígidas ou muros de desvio concebidos como estruturas em muro de gabião, implantados em trecho a jusante dos talvegues remanescentes, com função de contenção e desvio/direcionamento de águas de chuva e fluxos de lama;
- ii. Perfil geológico-geotécnico conservador, devido a ausência de sondagens na área;
- iii. Carregamento estático devido ao material retido após novos eventos de ruptura;
- iv. Análises de estabilidade em condições estáticas do muro de gabião quanto ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga e estabilidade global com carregamento gerado após novo evento de deslizamento e/ou fluxo de lama;
- v. Carregamento dinâmico devido ao impacto de material dos deslizamentos e/ou debris flow limitado à, no máximo, energia de 2000kJoules e velocidade de 12m/s, resistido por muros em gabião com seção transversal de 2,0m de largura (caixas de 1,0m de lado em 2 colunas), conforme ensaios de grande escala executados em barreiras de impacto de gabião de largura média de 2,0m pelo Projeto REMPARe na França e modelagens numéricas de Knowlles & Ma (2023) pela FWHa nos Estados Unidos.

O projeto foi elaborado observando as normativas brasileiras de Estabilidade de Taludes ABNT NBR 11682:2009 e Muros e Taludes em Solos Reforçados ABNT NBR 16920-1:2021, conforme apresentado no Item 5.

A verificação da segurança dos muros de gabião da bacia amortecedora foi realizada considerando as disposições regulamentares da NBR16920-1-2021, que estabelece os fatores de segurança em relação ao tombamento, deslizamento pela base, capacidade de carga do muro de gabião, apresentados na Tabela 26.

Tabela 26. Nível de segurança desejado em função do mecanismo de instabilidade (NBR16920-1:2021).

Mecanismo de Instabilidade	Fator de Segurança Mínimo
Tensão admissível da fundação	2,0 no bordo mais carregado
Deslizamento	1,5
Tombamento	2,0

10.2 Locação dos Muros de Gabiões e Perfil Geológico-Geotécnico

As 2 bacias amortecedoras construídas com muros de Gabião são locadas conforme planta apresentada na Figura 153 com extensão e altura variáveis em função da topografia local.

A Tabela 27 resume os parâmetros dos materiais adotados para o dimensionamento dos muros de gabião.



Figura 153. Locação dos muros de gabião das 2 bacias amortecedoras destacadas em azul.

Tabela 27. Parâmetros de projetos dos materiais adotados para as análises.

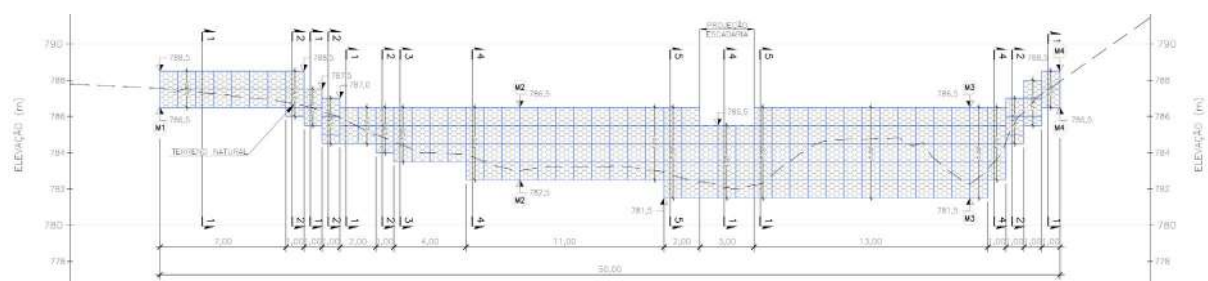
Material	Parâmetros		
	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
Detritos	21	0	20
Fundação	18	5	30
Gabião	21	0	30

10.3 Concepção do Muro de Gabião

Os muros de gabião foram desenvolvidos com a premissa de desvio/condução dos materiais dos deslizamentos translacionais e fluxos de lama dos talvegues do Morro do Cristo sob as condições de carregamento estático e dinâmico conforme apresentado nas premissas de projeto.

Os muros de gabião apresentam alturas variáveis em função da topografia local, conforme mostrado nas Figuras 154 e 155. Portanto, foram projetadas 5 seções típicas apresentadas na Figura 156.

O gabião adotado em projeto corresponde ao PoliMac™80/489, fabricado pela MACCAFERRI, sendo composto por caixa em malha hexagonal de dupla torção com fios de aço e revestimento polimérico contra corrosão, para proteção e aumento da vida útil da estrutura em ambientes extremamente agressivos. As arestas dos elementos em gabiões são reforçadas por arame de maior diâmetro. Os sistemas de gestão e produção são certificados em conformidade com a norma ISO 9001. O Anexo 7 apresenta as especificações técnicas do fabricante.



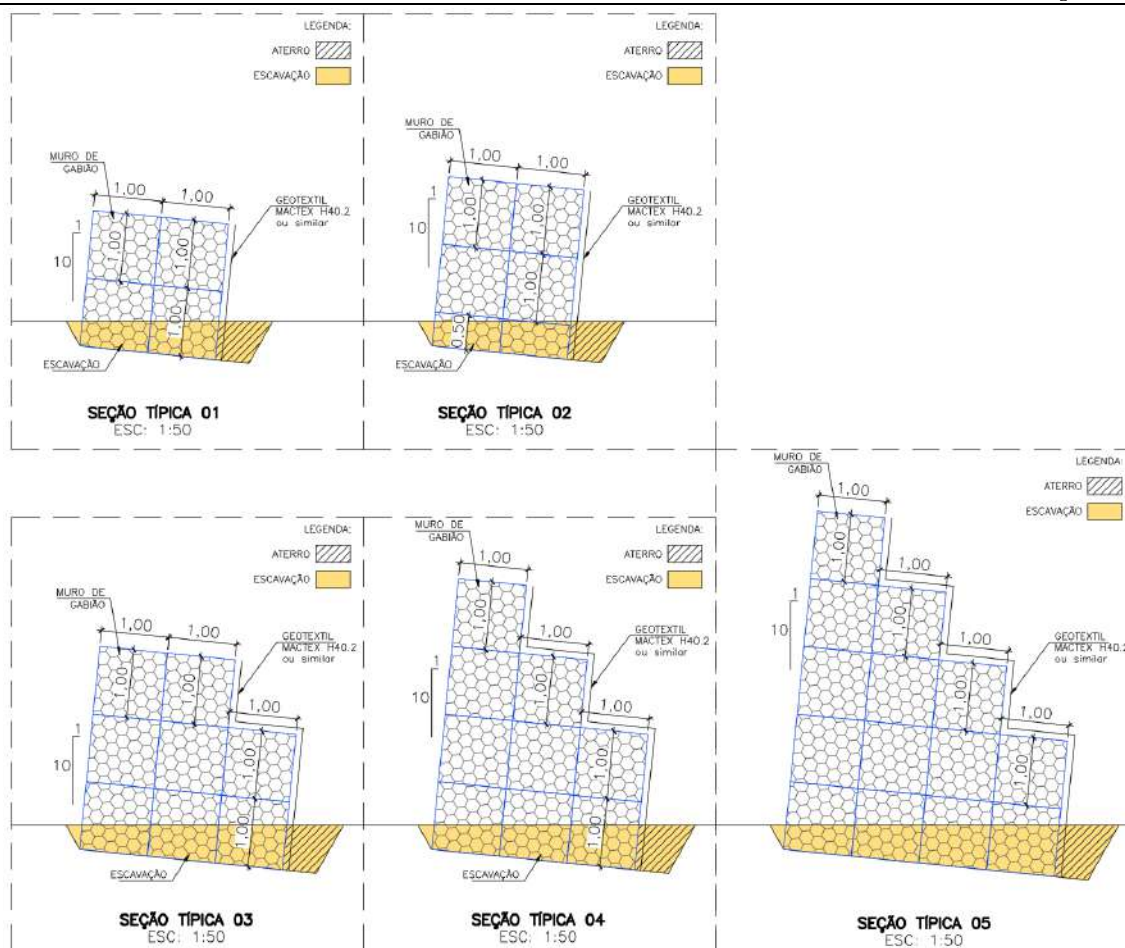


Figura 156. Seções típicas do muro de gabião – Seção 1-1 a Seção 5-5.

10.4 Análises de Estabilidade do Muro de Gabião

As análises de estabilidade foram desenvolvidas considerando cada seção típica composta por caixas de gabião 1,0x1,0m e/ou 1,0x0,5m.

A avaliação da segurança da solução em muro de gabião foi realizada a partir das seguintes condições de estabilidade: tombamento, deslizamento da base e capacidade de carga da fundação.

Nas verificações de tombamento e deslizamento foram estimados empuxos de terra baseados na Teoria de Coulomb. A verificação quanto à capacidade de carga da fundação foi realizada conforme Hansen. Os fatores de segurança foram calculados com o auxílio do programa GAWAC 3.0, desenvolvido pela MACCAFERRI (domínio público).

As memórias de cálculo da verificação do dimensionamento das seções típicas dos muros de gabião em relação aos carregamentos são apresentadas nos Quadros 27 a 31.

Quadro 27. Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 1.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

13/05/2026 pag. 1 / 3

● Informações do Projeto

Título	Seção Típica 1 - Morro do Cristo	Cliente	PJF	Descrição
Número	PJ-193	Projetista	GEOPHI Engenharia	
				Comentários

● Dados de Entrada

Dados sobre o muro

Inclinação do muro [°]	6.00
Peso específico da pedra [kN/m³]	20.99
Porosidade dos gabiões [%]	30.00
Geotêxtil no terrapleno	Sim
Redução do atrito [%]	5.00
Geotêxtil sob a base	Não
Redução do atrito [%]	0.00

Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	7.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	21.00
Ângulo de atrito do solo [°]	20.00
Coesão do solo [kN/m²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinação deg	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
-------	--------------------	----------------	-------------------------	----------------	------------------------

Dados sobre a fundação

Altura da superfície superior [m]	0.50
Comprimento inicial [m]	10.00
Inclinação [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	18.00
Ângulo de atrito do solo [°]	30.00
Coesão do solo [kN/m²]	5.00
Pressão admissível na fundação [kN/m²]	
Altura do nível d'água [m]	

Camada	Prof. [m]	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
1	0.00	18.00	5.00	30.00

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno

Primeiro trecho [kN/m²]	q1	0.00
Segundo trecho [kN/m²]	q2	0.00

Cargas distribuídas sobre o muro

Carga [kN/m²]	
---------------	--

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 2 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 3 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Linha de carga sobre o muro

Carga [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	0.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Comprimento do 2º trecho [m]	0.00

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente de aceleração horizontal	
Coefficiente de aceleração vertical	

Produto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 80/410	820	410

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 27 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 1.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

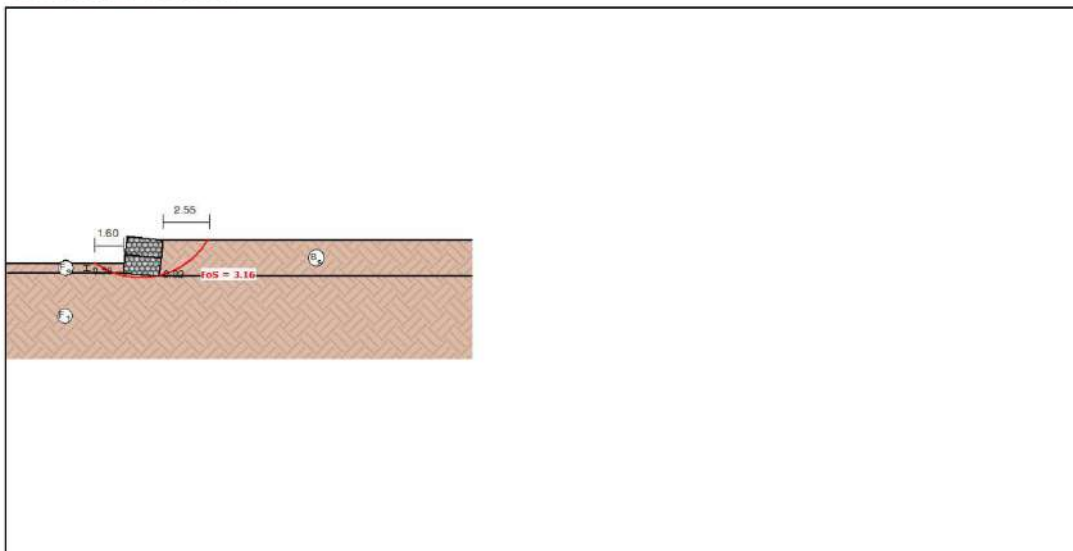
www.maccaferri.com

13/05/2026 pag. 2 / 3

Resultados

ELU Estado Limite Último

Geometria do Muro



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	16.08
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	2.06
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.45
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	13.00
Empuxo Passivo [kN/m]	15.41
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.02
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.21
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	62.07
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.04
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.11
Força atuante tangencial [kN/m]	15.20
Força resistente tangencial [kN/m]	64.17
Deslizamento	4.22

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	7.11
Momento Resistente [kN/m x m]	75.33
Tombamento	10.59

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	-0.04
Tensão normal na borda externa [kN/m²]	28.27
Tensão normal na borda interna [kN/m²]	37.03
Tensão última da fundação [kN/m²]	577.14
Tensão na Base esq.	20.42
Tensão na Base dir.	15.59

Estabilidade Global | Bishop

Centro do arco ref. ao eixo X [m]	0.99
Centro do arco ref. ao eixo Y [m]	4.03
Global	3.16

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 27 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 1.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccferri.com

13/05/2026 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Limite de Serviço

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Limite Último

Externa

Tombamento

Deslizamento

Tensão na Base esq.

Tensão na Base dir.

Global

Global

FoS	10.59	FoS	4.22	FoS	20.42	FoS	15.59	FoS	3.16
------------	--------------	------------	-------------	------------	--------------	------------	--------------	------------	-------------

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m²]	σ_{All} [kN/m²]	σ FoS
1	0.99	30.53	0.73	32.11	0.36	29.49	81.92	14.52	440.44	30.33

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 28. Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 2.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccafferri.com

13/05/2026 pag. 1 / 3

● Informações do Projeto

Título	Seção Típica 2 - Morro do Cristo	Cliente	PJF	Descrição
Número	PJ-193	Projetista	GEOPHI Engenharia	
				Comentários

● Dados de Entrada

Dados sobre o muro

Inclinação do muro [°]	6.00
Peso específico da pedra [kN/m³]	20.99
Porosidade dos gabiões [%]	30.00
Geotêxtil no terrapleno	Sim
Redução do atrito [%]	5.00
Geotêxtil sob a base	Não
Redução do atrito [%]	0.00

Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	7.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	21.00
Ângulo de atrito do solo [°]	20.00
Coesão do solo [kN/m²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinação deg	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
-------	--------------------	----------------	-------------------------	----------------	------------------------

Dados sobre a fundação

Altura da superfície superior [m]	0.50
Comprimento inicial [m]	10.00
Inclinação [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	18.00
Ângulo de atrito do solo [°]	30.00
Coesão do solo [kN/m²]	5.00
Pressão admissível na fundação [kN/m²]	
Altura do nível d'água [m]	

Camada	Prof. [m]	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
--------	-----------	-------------------------	----------------	------------------------

1	0.00	18.00	5.00	30.00
---	------	-------	------	-------

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno

Primeiro trecho [kN/m²]	q1	0.00
Segundo trecho [kN/m²]	q2	0.00

Cargas distribuídas sobre o muro

Carga [kN/m²]	
---------------	--

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 2 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 3 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Linha de carga sobre o muro

Carga [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	0.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Comprimento do 2º trecho [m]	0.00

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente de aceleração horizontal	
Coefficiente de aceleração vertical	

Produto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh

	GSC 0.5	GSC 1.0
--	---------	---------

Gabion POLIMAC™ 80/410	820	410
------------------------	-----	-----

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 28 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 2.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

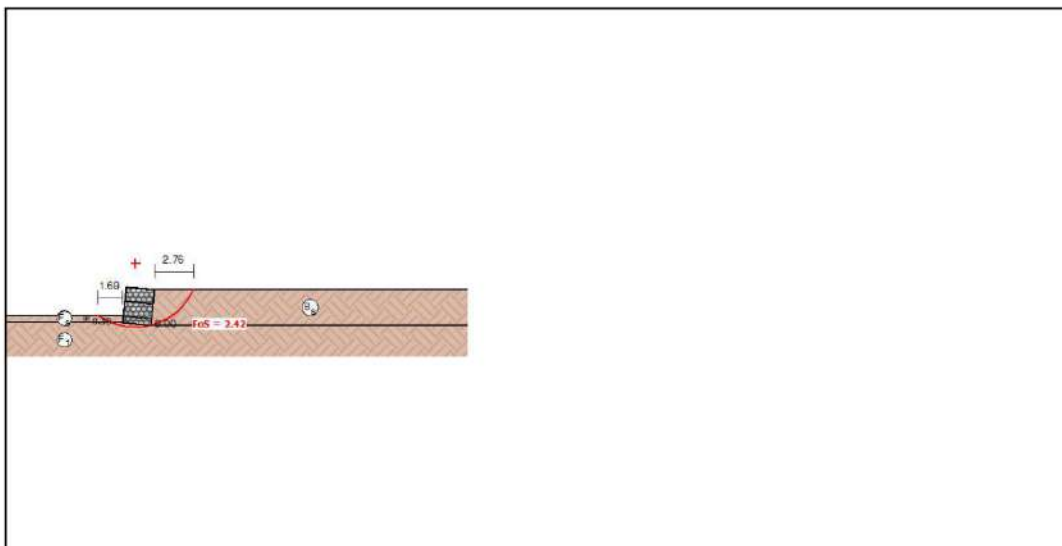
www.maccafferri.com

13/05/2025 pag. 2 / 3

Resultados

ELU Estado Limite Último

Geometria do Muro



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	25.12
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	2.08
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.62
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	13.00
Empuxo Passivo [kN/m]	15.41
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.02
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.21
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	79.63
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.00
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.10
Força atuante tangencial [kN/m]	23.76
Força resistente tangencial [kN/m]	75.84
Deslizamento	3.19

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	15.17
Momento Resistente [kN/m x m]	97.69
Tombamento	6.44

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.00
Tensão normal na borda externa [kN/m²]	41.93
Tensão normal na borda interna [kN/m²]	40.92
Tensão última da fundação [kN/m²]	557.03
Tensão na Base esq.	13.28
Tensão na Base dir.	13.61

Estabilidade Global | Bishop

Centro do arco ref. ao eixo X [m]	0.93
Centro do arco ref. ao eixo Y [m]	4.15
Global	2.42

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 28 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 2.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

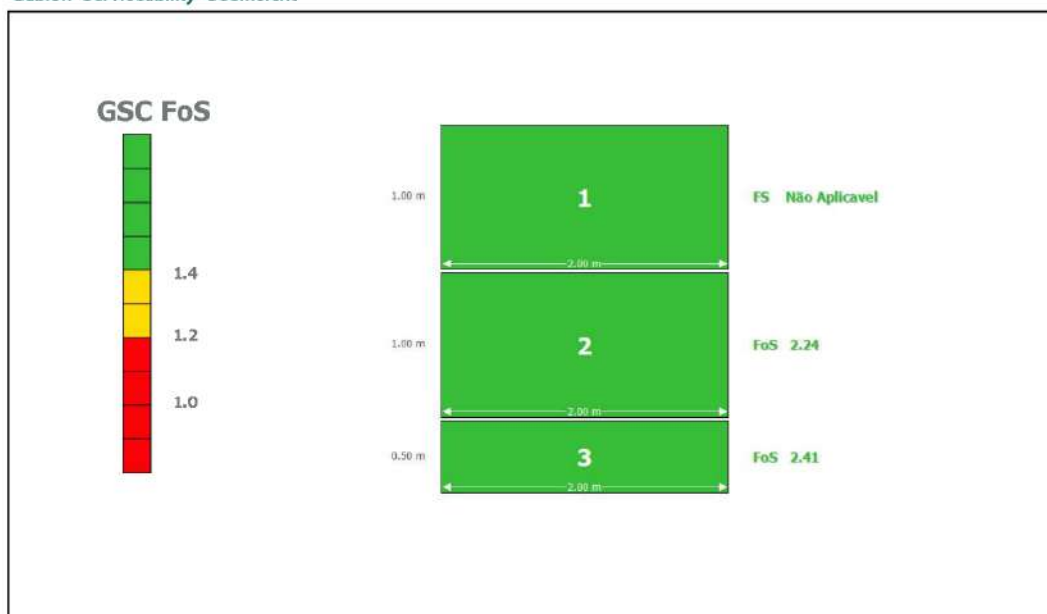
www.maccafferri.com

13/05/2026 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Limite de Serviço

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Limite Último

Externa

Tombamento

Deslizamento

Tensão na Base esq.

Tensão na Base dir.

Global

Global

FoS	6.44	FoS	3.19	FoS	13.28	FoS	13.61	FoS	2.42
------------	-------------	------------	-------------	------------	--------------	------------	--------------	------------	-------------

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m²]	σ_{All} [kN/m²]	σ FoS
1	0.99	30.53	0.73	32.11	0.36	29.49	81.92	14.52	440.44	30.33
2	1.99	63.69	9.06	64.93	4.53	46.06	10.17	31.23	440.44	14.10

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 29. Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 3.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccferri.com

13/05/2026 pag. 1 / 3

● Informações do Projeto

Título	Seção Típica 3 - Morro do Cristo	Cliente	PJF	Descrição
Número	PJ-193	Projetista	GEOPHI Engenharia	
Comentários				

● Dados de Entrada

Dados sobre o muro

Inclinação do muro [°]	6.00
Peso específico da pedra [kN/m³]	20.99
Porosidade dos gabiões [%]	30.00
Geotêxtil no terrapleno	Sim
Redução do atrito [%]	5.00
Geotêxtil sob a base	Não
Redução do atrito [%]	0.00

Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	7.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	21.00
Ângulo de atrito do solo [°]	20.00
Coesão do solo [kN/m²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinação deg	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
-------	--------------------	----------------	-------------------------	----------------	------------------------

Dados sobre a fundação

Altura da superfície superior [m]	0.50
Comprimento inicial [m]	10.00
Inclinação [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	18.00
Ângulo de atrito do solo [°]	30.00
Coesão do solo [kN/m²]	5.00
Pressão admissível na fundação [kN/m²]	
Altura do nível d'água [m]	

Camada	Prof. [m]	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
1	0.00	18.00	5.00	30.00

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno

Primeiro trecho [kN/m²]	q1	0.00
Segundo trecho [kN/m²]	q2	0.00

Cargas distribuídas sobre o muro

Carga [kN/m²]	
---------------	--

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 2 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 3 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Linha de carga sobre o muro

Carga [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	0.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Comprimento do 2º trecho [m]	0.00

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente de aceleração horizontal	
Coefficiente de aceleração vertical	

Produto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh	GSC 0.5	GSC 1.0
------	---------	---------

Gabion POLIMAC™ 80/410	820	410
------------------------	-----	-----

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 29 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 3.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

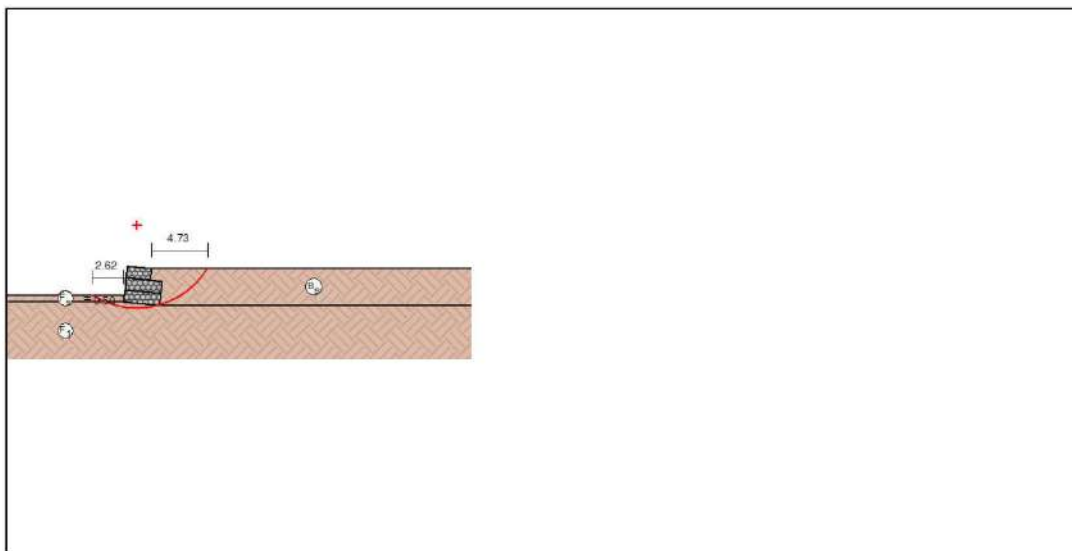
www.maccferri.com

13/05/2026 pag. 2 / 3

Resultados

ELU Estado Limite Último

Geometria do Muro



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	53.11
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	2.76
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.72
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	31.43
Empuxo Passivo [kN/m]	15.41
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.02
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.21
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	140.26
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.41
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.15
Força atuante tangencial [kN/m]	42.17
Força resistente tangencial [kN/m]	117.19
Deslizamento	2.78

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	32.43
Momento Resistente [kN/m x m]	234.58
Tombamento	7.23

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.09
Tensão normal na borda externa [kN/m²]	56.55
Tensão normal na borda interna [kN/m²]	39.11
Tensão última da fundação [kN/m²]	664.31
Tensão na Base esq.	11.75
Tensão na Base dir.	16.99

Estabilidade Global | Bishop

Centro do arco ref. ao eixo X [m]	1.10
Centro do arco ref. ao eixo Y [m]	6.36
Global	2.45

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 29 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 3.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

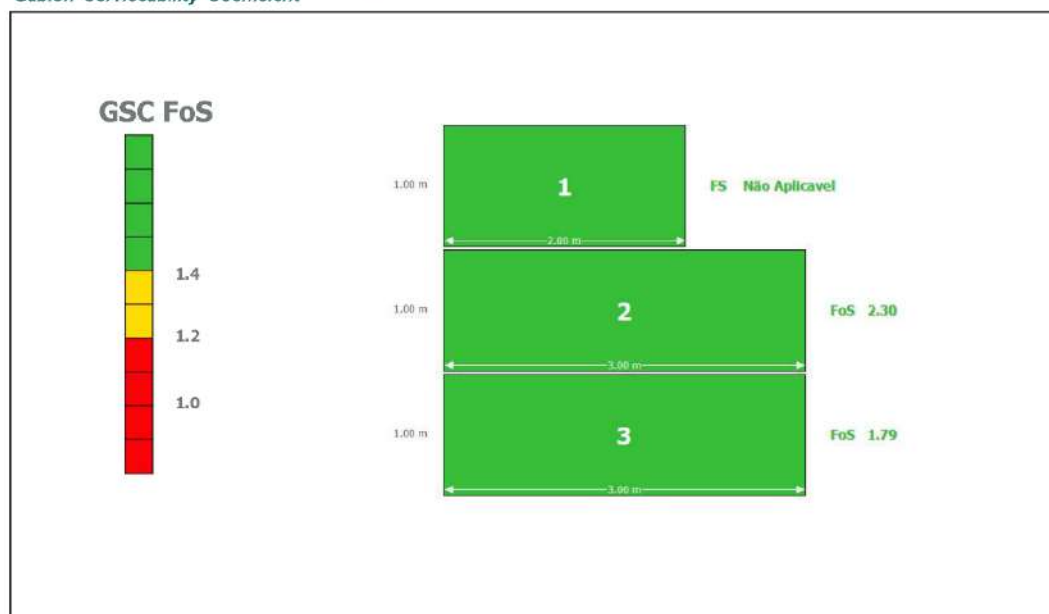
www.maccafferri.com

13/05/2026 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Limite de Serviço

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Limite Último

Externa

Tombamento

Deslizamento

Tensão na Base esq.

Tensão na Base dir.

Global

Global

FoS 7.23

FoS 2.78

FoS 11.75

FoS 16.99

FoS 2.45

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.99	30.53	0.73	32.11	0.36	29.49	81.92	14.52	440.44	30.33
2	2.09	93.40	12.26	140.66	4.09	45.35	11.09	31.01	440.44	14.20

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 30. Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 4.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccferri.com

13/05/2026 pag. 1 / 3

● Informações do Projeto

Título	Seção Típica 4 - Morro do Cristo	Cliente	PJF	Descrição
Número	PJ-193	Projetista	GEOPHI Engenharia	
Comentários				

● Dados de Entrada

Dados sobre o muro

Inclinação do muro [°]	6.00
Peso específico da pedra [kN/m³]	20.99
Porosidade dos gabiões [%]	30.00
Geotêxtil no terrapleno	Sim
Redução do atrito [%]	5.00
Geotêxtil sob a base	Não
Redução do atrito [%]	0.00

Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	7.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	21.00
Ângulo de atrito do solo [°]	20.00
Coesão do solo [kN/m²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinação deg	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
-------	--------------------	----------------	-------------------------	----------------	------------------------

Dados sobre a fundação

Altura da superfície superior [m]	0.50
Comprimento inicial [m]	10.00
Inclinação [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	18.00
Ângulo de atrito do solo [°]	30.00
Coesão do solo [kN/m²]	5.00
Pressão admissível na fundação [kN/m²]	
Altura do nível d'água [m]	

Camada	Prof. [m]	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
1	0.00	18.00	5.00	30.00

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno

Primeiro trecho [kN/m²]	q1	0.00
Segundo trecho [kN/m²]	q2	0.00

Cargas distribuídas sobre o muro

Carga [kN/m²]	
---------------	--

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 2 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 3 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Linha de carga sobre o muro

Carga [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	0.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Comprimento do 2º trecho [m]	0.00

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente de aceleração horizontal	
Coefficiente de aceleração vertical	

Produto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh

	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 80/410	820	410

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 30 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 4.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

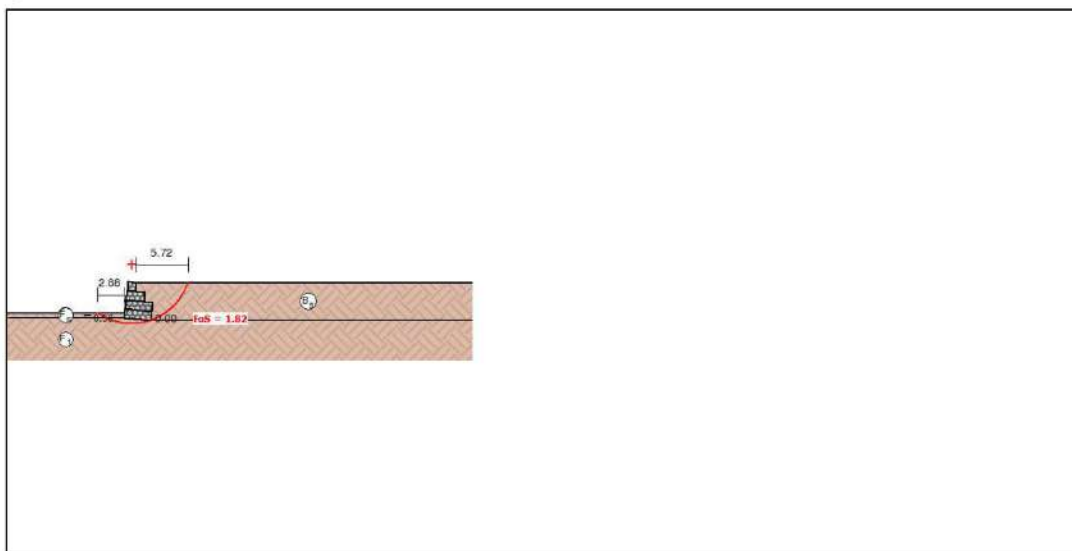
www.maccferri.com

13/05/2026 pag. 2 / 3

Resultados

ELU Estado Limite Último

Geometria do Muro



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	113.95
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	2.46
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	1.08
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	39.57
Empuxo Passivo [kN/m]	15.41
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.02
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.21
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	196.65
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.17
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.12
Força atuante tangencial [kN/m]	79.78
Força resistente tangencial [kN/m]	150.51
Deslizamento	1.89

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	95.06
Momento Resistente [kN/m x m]	328.95
Tombamento	3.46

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.33
Tensão normal na borda externa [kN/m²]	110.57
Tensão normal na borda interna [kN/m²]	22.68
Tensão última da fundação [kN/m²]	612.61
Tensão na Base esq.	5.54
Tensão na Base dir.	27.01

Estabilidade Global | Bishop

Centro do arco ref. ao eixo X [m]	0.87
Centro do arco ref. ao eixo Y [m]	5.94
Global	1.82

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 30 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 4.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

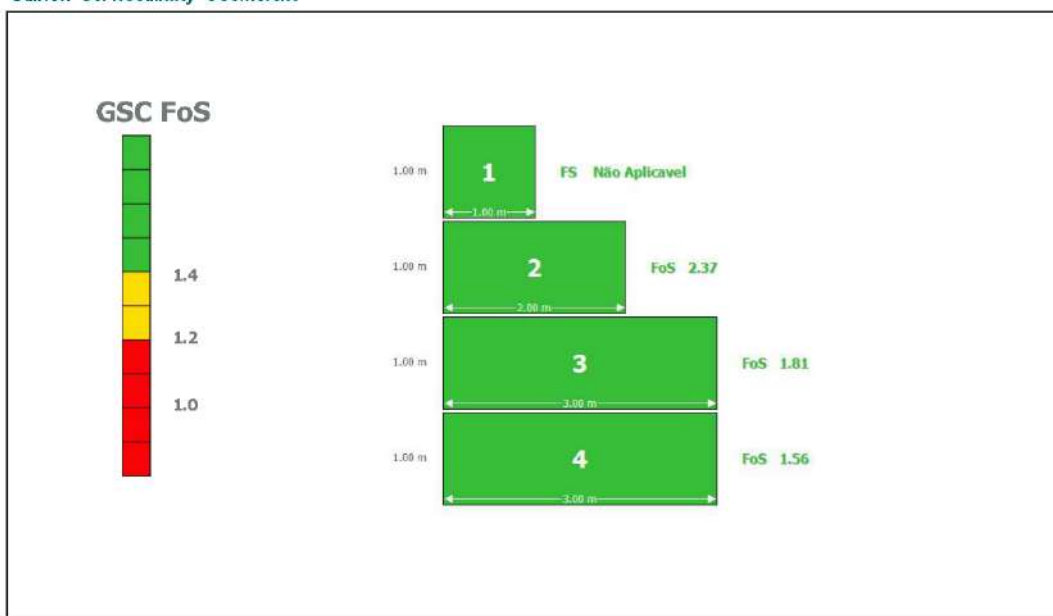
www.maccaferri.com

13/05/2026 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Limite de Serviço

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Limite Último

Externa

Tombamento

Deslizamento

Tensão na Base esq.

Tensão na Base dir.

Global

Global

FoS	3.46	FoS	1.89	FoS	5.54	FoS	27.01	FoS	1.82
------------	-------------	------------	-------------	------------	-------------	------------	--------------	------------	-------------

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.99	15.92	2.27	8.12	2.27	30.14	13.28	15.62	440.44	28.20
2	2.09	64.18	15.34	58.80	7.67	46.31	6.04	35.03	440.44	12.57
3	3.19	148.73	37.31	202.43	12.44	63.80	5.13	54.64	440.44	8.06

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 31. Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 5.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

13/05/2026 pag. 1 / 3

● Informações do Projeto

Título	Seção Típica 5 - Morro do Cristo	Cliente	PJF	Descrição
Número	PJ-193	Projetista	GEOPHI Engenharia	
				Comentários

● Dados de Entrada

Dados sobre o muro

Inclinação do muro [°]	6.00
Peso específico da pedra [kN/m³]	20.99
Porosidade dos gabiões [%]	30.00
Geotêxtil no terrapleno	Sim
Redução do atrito [%]	5.00
Geotêxtil sob a base	Não
Redução do atrito [%]	0.00

Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	7.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	21.00
Ângulo de atrito do solo [°]	20.00
Coesão do solo [kN/m²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinação deg	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
-------	--------------------	----------------	-------------------------	----------------	------------------------

Dados sobre a fundação

Altura da superfície superior [m]	0.50
Comprimento inicial [m]	10.00
Inclinação [°]	0.00
Peso específico do solo [kN/m³]	18.00
Ângulo de atrito do solo [°]	30.00
Coesão do solo [kN/m²]	5.00
Pressão admissível na fundação [kN/m²]	
Altura do nível d'água [m]	

Camada	Prof. [m]	Peso específico [kN/m³]	Coesão [kN/m²]	Ângulo de atrito [deg]
1	0.00	18.00	5.00	30.00

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno

Primeiro trecho [kN/m²]	q1	0.00
Segundo trecho [kN/m²]	q2	0.00

Cargas distribuídas sobre o muro

Carga [kN/m²]	
---------------	--

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 2 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	
Carga 3 [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Linha de carga sobre o muro

Carga [kN/m]	
Dist. ao topo do muro [m]	

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinação do 1º trecho [°]	0.00
Comprimento do 1º trecho [m]	0.00
Inclinação do 2º trecho [°]	0.00
Comprimento do 2º trecho [m]	0.00

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente de aceleração horizontal	
Coefficiente de aceleração vertical	

Produto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh

	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 80/410	820	410

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 31 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 5.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

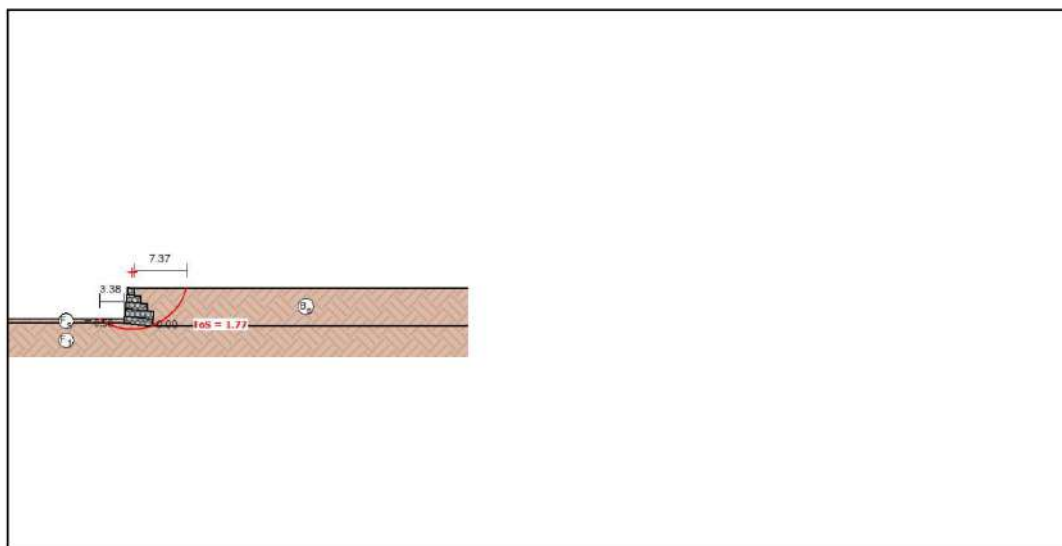
www.maccferri.com

13/05/2026 pag. 2 / 3

Resultados

ELU Estado Limite Último

Geometria do Muro



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	198.58
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	3.16
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	1.34
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	43.96
Empuxo Passivo [kN/m]	15.41
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.02
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.21
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	333.09
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.61
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.17
Força atuante tangencial [kN/m]	127.74
Força resistente tangencial [kN/m]	238.69
Deslizamento	1.87

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	192.10
Momento Resistente [kN/m x m]	732.72
Tombamento	3.81

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.39
Tensão normal na borda externa [kN/m²]	133.57
Tensão normal na borda interna [kN/m²]	34.58
Tensão última da fundação [kN/m²]	724.54
Tensão na Base esq.	5.42
Tensão na Base dir.	20.95

Estabilidade Global | Bishop

Centro do arco ref. ao eixo X [m]	1.18
Centro do arco ref. ao eixo Y [m]	7.10
Global	1.77

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

Quadro 31 (cont.). Dimensionamento e verificação do gabião – Seção 5.

GAWAC 3.0

Gabion Wall Design Software

MACCAFERRI

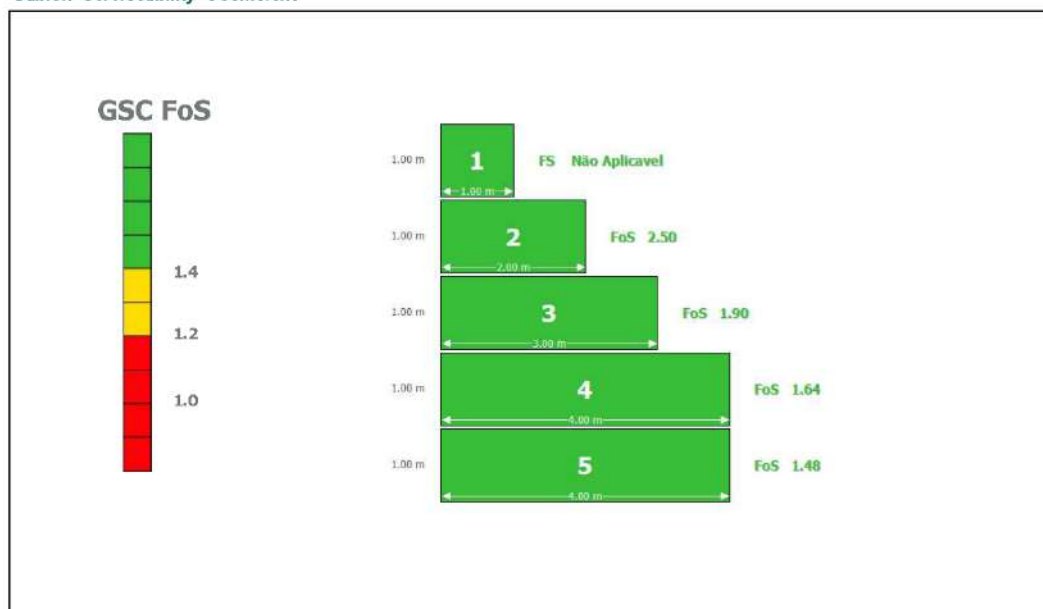
www.maccferri.com

13/05/2026 pag. 3 / 3

Resultados

ELS Estado Limite de Serviço

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Limite Último

Externa

Tombamento

Deslizamento

Tensão na Base esq.

Tensão na Base dir.

Global

Global

FoS	3.81	FoS	1.87	FoS	5.42	FoS	20.95	FoS	1.77
------------	-------------	------------	-------------	------------	-------------	------------	--------------	------------	-------------

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.99	15.92	2.27	8.12	2.27	30.14	13.28	15.62	440.44	28.20
2	2.09	64.18	15.34	58.80	7.67	46.31	6.04	35.03	440.44	12.57
3	3.19	148.73	37.31	202.43	12.44	63.80	5.13	54.64	440.44	8.06
4	4.29	269.38	68.18	487.51	17.05	81.56	4.78	74.42	440.44	5.92

This report is automatically generated by the software GAWAC 3.0, so please refer to the general Terms and Condition of the DEVELOPER's software.
GAWAC for Market Area: BRAZIL

A Tabela 28 resume os fatores de segurança calculados com o programa GAWAC 3.0 e compara com os valores recomendados pelas normativas brasileiras.

Observa-se da Tabela 28 que os fatores de segurança dos muros de gabião das bacias amortecedoras na base dos talvegues dos Eventos Carmelo e Halfeld atendem aos valores mínimos preconizados pelas normativas brasileiras.

Tabela 28. Fatores de segurança calculados e recomendados pelas normativas.

Seção	Análise de estabilidade	Fatores de Segurança	
		Carga estática	Normativa ABNT
Seção 1-1	Tombamento	10,59	2,0
	Deslizamento	4,22	1,5
	Tensão máxima	20,42	2,0
	Global	3,16	1,5
Seção 2-2	Tombamento	6,44	2,0
	Deslizamento	3,19	1,5
	Tensão máxima	13,28	2,0
	Global	2,42	1,5
Seção 3-3	Tombamento	7,23	2,0
	Deslizamento	2,78	1,5
	Tensão máxima	11,75	2,0
	Global	2,45	1,5
Seção 4-4	Tombamento	3,46	2,0
	Deslizamento	1,89	1,5
	Tensão máxima	5,54	2,0
	Global	1,82	1,5
Seção 5-5	Tombamento	3,81	2,0
	Deslizamento	1,87	1,5
	Tensão máxima	5,42	2,0
	Global	1,77	1,5

10.5 Resumo da Intervenção Geotécnica

As intervenções geotécnicas adotadas para o controle das águas de chuvas e fluxos de lamas nos talvegues dos Eventos Carmelo e Halfeld no Morro do Cristo são as seguintes:

- i. Bacias amortecedoras em muros de gabião executados com caixas de gabião 1,0x1,0m e/ou 1,0x0,5m, correspondente ao PoliMac™ 80/489, MACCAFERRI, com altura máxima de 5,0m e comprimento total de 50,0m para o Talvegue Carmelo e 56,0m para o Talvegue Halfeld;
- ii. Sistema de ligação das bacias amortecedoras ao sistema de drenagem urbano da área.

11 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As principais conclusões e recomendações desta memória de cálculo são:

1. As fortes chuvas que assolaram Juiz de Fora nos dias 23 e 24 de fevereiro foram o gatilho de diversos movimentos de massa de grandes proporções no Morro do Cristo, variando de deslizamentos translacionais rasos e longos, quedas de lascas e blocos rochosos a fluxos de lama (*mud flows*) e fluxos de detritos (*debris flows*);
2. A inspeção e análise da área do Morro do Cristo permite identificar que os principais problemas são:
 - i. Deslizamentos translacionais já ocorridos nos setores próximos a crista da encosta em fevereiro de 2026;
 - ii. Deslizamentos translacionais futuros das camadas de solo remanescentes nos setores instabilizados em fevereiro de 2026;
 - iii. Debris flows nos talwegues ocorridos em fevereiro de 2026;
 - iv. Reativação potencial de debris flows nos talwegues;
 - v. Desprendimentos e quedas de blocos críticos de volumes variáveis podendo atingir 8,0m³;
 - vi. Perda de parte da estrutura de acesso do Mirante do Imperador;
 - vii. Destruição total e parcial de moradias na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade;
 - viii. Inexistência de drenagem superficial nas saídas dos talwegues (caminhos preferenciais de drenagem natural);
 - ix. Localização inadequada da Praça Nossa Senhora de Fátima;
3. As intervenções geotécnicas mais adequadas são:
 - i. Instalação de sistema de proteção de barreiras flexíveis para a retenção de lascas e blocos rochosos instáveis e debris flows;
 - ii. Estabilização de lascas e blocos rochosos volumosos com chumbadores localizados e nicho de blocos instáveis com envelopamento por painel metálico de alta resistência e chumbadores de contorno;
 - iv. Instalação de cortina atirantada e tratamento da cicatriz a jusante para recuperação do Mirante do Imperador;
 - v. Implantação de bacias de amortecimento para chuvas e lamas nas áreas de base dos talwegues dos eventos Carmelo e Halfeld;

- vi. Realocação da Praça Nossa Senhora de Fátima e desapropriação das moradias parcialmente e totalmente destruídas na Rua do Carmelo e Rua Eng. Murilo de Miranda Andrade.

4. O dimensionamento dos sistemas de barreiras flexíveis foi desenvolvido considerando cenários conservadores de potenciais instabilidades, além das ocorridas em fevereiro de 2026, resultando em 14 barreiras flexíveis lineares RB3000 H5 e H6 com capacidade nominal de 3000kJoules e alturas de 5m e 6m, distância entre postes de 10m e extensão variável das Barreiras BF1 a BF14, totalizando 1370m lineares e 1 barreira de fluxo de detritos (de canal) DFB185-H6 LCP com capacidade nominal de 185kPa, altura de 5,0m, com painel de extensão variável até 15,0m no topo, de fabricação MACCAFERRI ;

5. A estabilização de lascas e blocos rochosos volumosos e ninhos de blocos instáveis corresponde à execução de chumbadores e tirantes localizados e/ou envelopamento com painel de alta absorção de energia HEA 300 ϕ 10;

6. As bacias amortecedoras de chuvas e fluxos de lama são estruturas em muros de gabião PoliMac™80/489, MACCAFERRI, executados com caixas de 1,0x1,0m e/ou 1,0x0,5m, altura máxima de 5,0m e comprimento total de 50,0m para o Talvegue Carmelo e 56,0m para o Talvegue Halfeld;

7. A estabilização e recuperação da área do Mirante do Imperador corresponde à execução de cortina atirantada composta por 3 painéis de altura variável, executada em concreto armado com 35,0cm de espessura e tirantes com carga de trabalho de 450kN, apoiada em estacas raiz com diâmetro de 300mm espaçadas a cada 1,5m com comprimento de 12,0m e sistema de solo grampeado verde composto por tela metálica MACMAT HS100 LINK CMP-GalMac® 4R-P e grampos sistemáticos executados com barras de aço com carga de trabalho igual a 210kN com diâmetro de 32,0mm em furos de 100mm e comprimento igual a 6,0m e espaçamentos horizontal e vertical de 2,0m.

Recomenda-se a completa execução das obras conforme o projeto e o detalhamento apresentados nos desenhos para a estabilização, proteção e controle do Morro do Cristo, garantindo rápida desinterdição da área e a segurança das infraestruturas e pessoas residentes na área.

12 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

A elaboração da presente memória considerou os seguintes documentos:

ABNT (1983) NBR 8044:1983. Projeto geotécnico - Procedimento.

ABNT (2009) NBR 11682:2009. Estabilidade de encostas.

ABNT (2021) NBR 16920-1. Muros e taludes em solos reforçados, Parte 1: Solos reforçados em aterros.

Allen, S. K.; Schneider, D.; Owens, I. F. (2009) First approaches towards modelling glacial hazards in the Mount Cook region of New Zealand's Southern Alps, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9, pp. 481-499

Almeida, F. F. M.; Hasui, Y.; Brito Neves, B.B.; Fuck, R.A. (1977) Províncias estruturais brasileiras. In: 8º Simpósio de Geologia do Nordeste, Campina Grande, p. 12-13.

Ayotte, D.; Hungr, O. (2000) Calibration of a runout prediction model for debris-flows and avalanches, In: WIECZOREK G.F. and NAESER, N.D.(Ed.). Proceedings of the Second International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, (505-514). A.A. Balkema, Rotterdam.

Ayotte, D.; Evans, N; Hungr, O. (1999) Runout analysis of debris flows and avalanches in Hong Kong, Proceeding of Symposium on Slope Stability and Landslides, organized by Vancouver Geotechnical Society, Vancouver, B.C., Canada, pp 39-46.

Barton, N.R. (1976). The Shear Strength of Rock and Rock Joints. Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 13 (10), pp.1-24.

Barton, N. (1974) A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock. Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105. Norwegian Geotech. Inst., Oslo.

Barton, N. (1973) A Review of a New Shear-Strength Criterion for Rock Joints. Engineering Geology, Vol. 7, pp.287-332.

Barton, N.; Bandis, S. (1990) Review of Predictive Capabilities of JRC-JSC Model in Engineering Practice. In Rock joints, Proc. Int. Symp. Rock Joints, Loen, Norway, (eds N. Barton; O. Stephansson), Rotterdam: Balkema, pp.603- 610.

Barton, N.R.; Choubey, V. (1977) The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. Rock Mechanics, 10 (1-2), pp. 1-54.

Bathurst, J. C., Burton, A., And Ward, T. J. (1997) Debris flow run-out and landslide sediment delivery model tests. Journal of Hydraulic Engineering, 123, 410–419.

Bertolo P, Bottino G, Rosso M (2005) Esempio di modellazione di colate detritiche mediante il programma Boss DAMBRK, GEAM, 115.

Bhuwani, P. P. (2004) Landslide Gravitational Debris Flow in Natural terrain, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Ontario, 188p.

Blackwelder, E. (1928) Mudflow as a geological agent in semi-arid mountains, Geological Society of America, Bulletin, 39, 465-484.

Bieniawski, Z T (1989) Engineering Rock Mass Classifications – A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering, John Wiley & Sons.

Bustamante, M.; Doix, B. (1985) Une méthode pour le calcul des tyrants et des micropieux injectés. Bulletin des Liaisons du Laboratoire des Ponts et Chaussées, no 140.

Chau, K.T.; Wong, R.H.C.; Lee, C.F. (1996) Rockfall Problems in Hong Kong and some new experimental results for coefficients of Restitution. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics, V. 35, Section 4-5, pp.662-663.

- Campanha, G. A. C.; Ens, H.H. (1996) Estruturação geológica da Serra de Juqueriquerê, São Sebastião, SP. Boletim Instituto de Geociências. Série Científica, v. 27, p. 1-15.
- Canelli, L.; Ferrero, M.; Migliazza, M.; Segalini, A. (2012) Debris flow risk mitigation by the means of rigid and flexible barriers - Experimental tests and impact analysis. Nat Hazards Earth Syst Sci 12:1693–1699.
- Cavalcante Filho, E.C.; Vidal, D.H.F.; Farias Jr, J.E.F.; Pereira, V.S.A.; Ferreira, M.A.; Santos, M.O.R.; Johnsson, R.M.F. (2011) Tragédia Climática e Ambiental na Região Serrana/Rj 2011: Diagnóstico, Desafios e Ações. XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRHidro, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Maceió, 18 p.
- Clouterre (1991) Projet National Clouterre, Recommendations Clouterre 1991. Presses de l'Ecole National des Ponts et chaussees, Paris, France.
- CPRM (2003) Mapa Geológico do Estado de Minas Gerais, 1:150.000. Serviço Geológico do Brasil.
- Estrada Polanco, L.S. (2010) Correlações Empíricas para Fluxos de Detritos, Dissertação MSc, Programa de Engenharia Civil, COPPE-UFRJ, RJ, 111p.
- EUROCODE (2004) EN 1997-1:2004, Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rule.
- EUROCODE (2007) EN 1997-2:2007, Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
- ETAG 027 (2008) Guideline for European technical approval of falling rock protection kits.
- Ferreira, L.A. (2023) Forças de Impacto de Fluxos de Detritos e Barragens Sabo, Tese DSc, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, PUC-Rio, 196 p.
- GEORIO (2000) Manual de Encostas, 1ª ed. Ortigão, J.A & Sayão, A.S.F.J.
- Giani, G.P. (1992) Rock Slope Stability Analysis. Rotterdam, Balkema.
- Gramani, M. F. (2001) Caracterização geológico-geotécnica das corridas de detritos ("DebrisFlows") no Brasil e comparação com alguns casos internacionais, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da USP, 372 p.
- He, S.; Liu, W.; Li, X. (2016) Prediction of impact force of debris flows based on distribution and size of particles. Environmental Earth Science, 75:298, Pp 8.
- Heilbron, M.; Pedrosa-Soare, S; A.C.; Campos Neto, M.C.; Silva, L.C.; Trouw, R.A.J.; Janasi, V.A. (2016) Província Mantiqueira. In: Mantesso-Neto et al. (Org.) – Geologia do Continente Sul-Americano, São Paulo, UNESP, Geociências, v. 35, n. 4, p.495-511.
- Heilbron, M.; Valeriano, C.M.; Tassinari, C.C.G.; Almeida, J.C.H.; Tupinambá, M.; Siga Junior, O.; Trouw, R.J.A. (2008) Correlation of Neoproterozoic terranes between the Ribeira Belt, SE Brazil and its African counterpart: comparative tectonic evolution and open questions. In: Pankhurst, R.J., Trouw, R.A.J., Brito Neves, B.B., De Wit, M.J., West Gondwana Pre-Cenozoic Correlations Across the South Atlantic Region, 294. The Geological Society of London, London, p. 211-237.
- Hoek, E. (2007) Practical Rock Engineering, Rocscience.
- Hoek, E. & Bray, J.W. (1981), Rock Slope Engineering, Inst. of Min. and Metall., London.
- Huang, H.; Yang, K.; Lai, S. (2007) Impact force of debris flow on filter dam. Geophys. Res. Abst., V.9, 03218, Pp 32.
- Hubl J.; Suda, J.; Proske, D.; Kaitna, R.; Scheidl, C. (2009) Debris flow impact estimation. Popovska C, Jovanovski M (eds), 11th international symposium on water management and hydraulic Engineering, vol 1, pp 137–148.
- Hungr, O. (1995) A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. Canadian Geotechnical Journal, n. 32, p. 610-623, 1995.

- Hungr, O.; Morgan, G.C.; Kellerhals, R. (1984) Quantitative analysis of debris flow torrent hazards for design of remedial measures. *Canadian Geotechnical Journal*, 21:663–677.
- Hungr, O.; Evans, S.G. (1988) Engineering evaluation of fragmental rockfall hazards. *Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lusanne*, Vol. 1, pp. 685-690.
- Hürlimann, M. (2008) Evaluation of approaches to calculate debris-flow parameters for hazard assessment, *Engineering Geology*, v. 102, n. 3-4, p. 152–163.
- ISRM (1981) Basic Geotechnical Description of Rock Masses. International Society for Rock Mechanics.
- Iverson, R. M. (1997). The physics of debris flow. *Review of Geophysics*, vol. 35, nº 3, p. 245-296.
- Jakob, M.; Hungr, O. (2005) Debris-flow Hazards and Related Phenomena, 1sted. Springer-Praxis Publishing, Chichester, UK, 770 p.
- Knowles, J.; Yifei, M. (2023) Design and Life-Cycle Assessment of Gabion Barriers for Rockfall Mitigation Using Numerical Modeling, Final Report, Project SPR 831, Oregon Department of Transportation Research Section, FHWA, Washington, 85p.
- Kwan, J.S.H. (2012) Supplementary Technical Guidance on Design of Rigid Debris-Resisting Barriers. Geo Report 270, Geotechnical Engineering Office, HKSAR Government.
- Kwan, J. S. H.; Chan, I. S. L.; Cheuk, J. C. Y.; Koo, I. R. C. H. (2014) A case study on an open hillside landslide impacting on a flexible rockfall barrier at Jordan Valley, Hong Kong. *Landslides*, Vol. 11, Issue 6, pp. 1037-1050.
- Lichtenhahn, C. (1973) Die Berechnung von Sperren in Beton und Eisenbeton. *Kolloquium über Wildbach-sperren Mitteilungen der Forstlichen Bundesanstalt, Wien*, Heft 102/1973, pp.91-127.
- Lien, H. P. (2002) Study on Treatments of Debris Flow. Soil and Water Conservation Bureau, COA, Taiwan.
- Luis-Fonseca, R.; Raimat, C.; Hurlimann, M.; Abanco, C.; Moya, J.; Fernandez, J. (2011) Debris-flow protection in recurrent areas of the Pyrenees, Experience of the VX systems from output results collected in the pioneer monitoring station in Spain, *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, Casa Editrice Università La Sapienza. pp.1063-1071.
- McDougall, S.; Hungr, O. (2004) A model for the analysis of rapid landslide motion across three-dimensional terrain, *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6):1084-1097.
- McDougall, S. (2006) A New Continuum Dynamic Model for the Analysis of Extremely Rapid Landslide Motion Across Complex 3D Terrain, PhD thesis, The University of British Columbia, Canadá.
- McKinnon, M.; Hungr O.; McDougall, S. (2008) Dynamic analysis of Canadian landslides. In: J. Locat, D. Perret, D. Turmel, D. Demers et S. Leroueil, *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards : From Causes to Management*. Presse de l'Université Laval, Québec.
- Mizuyama, T. (1979) Evaluation of Impact of Debris Flow on Check Dams, *Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering*, Vol. 32, No. 1, pp. 40–49.
- Mizuyama, T.; Kobashi, S. (1992) Prediction of debris flow peak discharge, *INTERPRAEVENT 1992*, vol. 4, p. 99-108.
- Motta, H. P. G. (2014). Avaliação de corridas de detritos para a previsão de eventos futuros, Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, UFRJ/COPPE, 263p.
- Nunes, A. L. L. S. (2013). Convivência com Rupturas – Barreiras contra Quedas de Blocos, VI Conferência Brasileira de Encostas – COBRAE 2013, ABMS, Angra, pp.41-73.

- Nunes, A.L.L.S.; Sayão, A.S.F.J.; Rios Filho; M.G.; Dias, P.H.V. (2013) Desastres e Ações nas Encostas do Rio de Janeiro, 6ª Conferência Brasileira de Encostas – COBRAE 2013, Angra dos Reis, pp. 74-96.
- Nunes, A.L.L.S.; Rios Filho, M.G. (2009). Barreiras Flexíveis para Mitigação de Fluxo de Detritos, 5a Conf. Bras. Estabilidade de Encostas, ABMS, SP, 8p.
- Nunes, A.L.L.S.; Sayão, A.S.F.J. (2014). Debris Flows e Técnicas de Mitigação e Convivência, 14CNG – Congresso nacional de Geotecnia. Geotecnia nas infraestruturas, Covilhã, Portugal, pp. 83 – 123.
- Ortigão, J.A.R.; Sayão, A.S.F.J. (2004). Handbook of Slope Stabilization. Ed. Springer Verlag, Alemanha, 478p.
- Pando, M. A.; Ruiz, M. E.; Larsen, M. C. (2004). Rainfall induced landslides in Puerto Rico: an overview. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestrutura Civil, V 4, p. 53-66.
- Pelizoni, A. B. (2014) Análise de fluxos de detritos na região serrana fluminense. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 141 p.
- Pelizoni, A. B.; Nunes, A. L. L. S. (2016) Análises de Fluxos de Detritos na Região Serrana do Rio De Janeiro, Brasil. 15CNG, Congresso Nacional de Geotecnia, Geotecnia e os Desafios Societais, Porto, Portugal.
- Pfafstetter, O. (1982) Chuvas Intensas no Brasil: Relação entre Precipitação, Duração e Frequência de Chuvas, Registradas com Pluviógrafos, em 98 Postos Meteorológicos. Departamento Nacional de Obras de Saneamento, 2ª ed., 426 p.
- Pfeiffer, T.J.; Higgins, J.D. (1990) Rockfall Hazard Analysis Using the Colorado Rockfall Simulation. Transportation Research Record 1288, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp117-126.
- Pfeiffer, T.J.; Bowen, T.D. (1989) Computer Simulation of Rockfalls. Bulletin of Association of Engineering Geologists, V. 26, No. 1, pp.135-146.
- Rickenmann, D.; Koch, T. (1997) Comparison of debris flow modelling approaches, En: CHEN, C.L. (Ed.) Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics Prediction and Assesment. Proceeding of the First International DFHM Conference (576-585). San Francisco, California, American Society of Civil Engineers, New York.
- Rickenmann, D. (1999) Empirical Relationships for Debris Flows. n. 9, p. 47–77.
- Robotham, M.E.; Wang, H.; Walton, G. (1995) Assessment of risk from rockfall from active and abandoned quarry slopes. Institution of Mining and Metallurgy, Section A -104, pp. A25-A33.
- Sacoto, C. A. (2017) Análise dos Esforços de Impacto de Debris Flows. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 179 p.
- Sacoto, C. A. G.; Nunes, A. L. L. S. (2018) Análises de Forças de Impacto de Fluxos de Detritos, 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Açores, Portugal, 12 p.
- Sacoto, C. A. G.; Nunes, A. L. L. S. (2018) Análise de Modelos de Forças de Impacto de Fluxos de Detritos – Área de Testes Pieve di Alpago e Veltheim, XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2018, Salvador, Brasil, 10p.
- Schmitt, R.S.; Trouw, R. A. J.; Van Schmus, W.R.; Pimentel, M.M. (2004) Late amalgamation in the central part of Western Gondwana: new geochronological data and the characterization of a Cambrian collision orogeny in the Ribeira Belt (SE Brazil). Precambrian Research 133, p. 29-61.
- Segalini, A.; Brughenti, R.; Ferrero, A.; Umili, G. (2013) Comparison between the mechanical behavior of barriers against rock fall vs debris flows. GRock Mechanics for Resources, energy and Environment, pp. 690-696.

- Takahashi, T. (1991). Debris Flow. Monograph Series, International Association for Hydraulics Research, 165p.
- Takahashi, T. (2007). Debris flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures. Taylor & Francis Group, Londres 448 p.
- Teixeira Silva, D. T. (2016) Contribuições sobre previsão de fluxo de detritos. Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil, UFRJ/COPPE, 125p.
- UNI 11437 (2012) Rockfall Protection Measures: Tests on Meshes for Slope Coverage. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Italia.
- Valverde Sancho, A. M. (2016) Análise dinâmica de fluxos de detritos em regiões tropicais. Dissertação de Mestrado, Depto de Engenharia Civil, PUC-RIO, 146p.
- Valverde Sancho, A.M.; Sayão, A.S.F.J.; Nunes, A.L.L.S. (2016) Análise Dinâmica do Fluxo de Detritos em Lajas, Costa Rica, 15 CNG – Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Portugal, 13p.
- VanDine, D. F. (1996) Debris flow control structures for forest engineering. Ministry of Forests Research Program, Victoria, British Columbia, Canadá, 68 p.
- Waldherr, F.R.; Tupinambá, M. (2015) A Dinâmica dos Depósitos Pretéritos na Deflagração de Corridas de Detritos em Eventos Catastróficos: A Bacia de Drenagem do Córrego do Príncipe, Teresópolis – RJ, VIII Simp. Latinoamericano de Geografia Física, IV Simp. Iberoamericano de Geografia Física, p.1185-1192.
- Waldherr, F.R.; Tupinambá, M.; Motta, M.; Amaral, C.; Fraifeld, F.; Paixão, R. (2001) Megadesastre '11 da Serra Fluminense: Zonas de Estrangulamento durante Corrida de Detritos no Córrego do Príncipe, em Teresópolis, 16º Simpósio de Geologia de MG; 12º Simpósio de Geologia do Sudeste, 2p.
- Wu, S. (1985) Rockfall evaluation by computer simulation. Transportation Research Records, V. 1031, pp. 1-5.
- Wyllie, D.C. (2014) Rock Fall Engineering: Development and Calibration of an Improved Model for Analysis of Fall Hazards on Highways and Railways, PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 254 p.
- Wyllie, D.C. (2018) Rock Slope Engineering, CRC Press, Taylor & Francis, 621 p
- Xavier Silva, J. (2015) Análise numérica 3D do fluxo de detritos do Córrego D'Antas. Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil, UFRJ/COPPE, 151p.
- Yamaguchi, I. (1985) Erosion Control Engineering. ISBN: 4-8049-5064-8.
- Zhang, S. (1993) A comprehensive approach to the observation and prevention of debris flows in china. Nat Hazards 7:1–23.
- .

ANEXOS

- Anexo 1 Especificações Técnicas – Barreira Flexível RB3000 H5
- Anexo 2 Especificações Técnicas – Barreira de Fluxo de Detritos DFB185-L6 LCP
- Anexo 3 Especificações Técnicas – Painei HEA 300 ϕ 10
- Anexo 4 Especificações Técnicas – MACMAT HS100 8127R8C8
- Anexo 5 Especificações Técnicas – Placa HR - PLATE
- Anexo 6 Método Executivo do Chumbador – Injeção de Cimento
- Anexo 7 Especificações Técnicas – Gabião POLIMACTM

ANEXO 1 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – BARREIRA FLEXÍVEL RB3000 H5 e H6

Anexo 1 Especificações Técnicas – Barreira Flexível RB3000 H5 e H6

MACCAFERRI

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA
E-8.2.2-1024 - Rev. 00 ; Data 26.01.2021

MAC.RO. SYSTEM - RB 3000 - 3000 kJ BARREIRAS DE ALTA RESISTÊNCIA CONTRA QUEDA DE ROCHAS

A barreira contra queda de rocha RB 3000 é capaz de suportar o impacto de um bloco de rocha com um nível de energia igual a 3000 kJ.

Normas e diretrizes de referência:

EAD 340059-0-01-0106 - "Falling Rock Protection Kits", Julho 2018 (ex ETAG 027).

Normas dos materiais:

EN 10210 "Hot finished steel structural hollow sections";

EN ISO 1461 "Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test";

EN 12385 "Steel wire ropes - Safety";

EN 10264-2 "Steel wire and wire products - Steel wire for ropes - Part 2: cold drawn non alloy steel wire for ropes for general applications";

EN 10244-2 "Steel wire and wire products - Non ferrous metallic coatings on steel wire - Zinc or zinc-alloy coatings".



Tecnologia do sistema

O painel de interceptação é posicionado do lado de baixo da barreira. Os postes atuam de forma independente do painel. Se um poste for atingido por blocos em queda e danificado, os postes adjacentes absorverão as forças adicionais, assegurando que as funções de captura e interceptação do sistema não sejam comprometidas.

A barreira é composta por painéis de retenção contínuos, feitos de anéis de aço. Durante o impacto, o sistema garante que a energia produzida pela queda das rochas seja dissipada, impedindo que elas se movam além das barreiras. Os dissipadores absorvem a energia aplicada por deformação e não por atrito, garantindo assim, um desempenho melhor e mais duradouro.

Cabos para amarração inferiores são desnecessários.

A barreira contra queda de rocha está em conformidade com a norma de certificação de qualidade EN ISO 9001 em cada etapa do projeto, fabricação e comercialização.

Principais características das barreiras

A barreira pode ser instalada em qualquer tipo de solo, rocha ou perfil. Seu formato e tipo a torna ideal para uso em encostas íngremes.

Devido à geometria do sistema e layout do sistema, os cabos de amarração requerem menor resistência ao arrancamento, portanto, comprimentos de ancoragem mais curtos são necessários para restringi-los.

Os pedestais dos postes tem o único propósito de nivelar o solo. As forças aplicadas são transferidas para o solo através de barras de aço ou microestacas. O sistema é fácil de instalar, mesmo sob condições ambientais severas, já que a instalação pode ser realizada em pouco tempo. O sistema requer manutenção mínima.

A estrutura de interceptação principal consiste em painéis de anéis de aço.

Projeto

O comprimento ideal para a barreira está entre 30 m e 100 m. Se a geometria da encosta induzir um deslocamento no alinhamento da barreira, gerando um ângulo de curva ascendente inferior a 180°, é necessário utilizar um talude abaixo da mesma. O projeto da fundação depende dos esforços que atuam na base dos postes e nos cabos, bem como do tipo de solo.

Ao fazer o pedido, indique o tipo de fundação (solo ou rocha).

Ensaio realizado e principais resultados

Ensaio de impacto dinâmico em escala real, realizado em uma barreira construída seguindo as instruções apresentadas no documento "EAD 340059-0-0106 - Falling Rock Protection Kits", ed. Julho 2018 (ex ETAG 027).

Resultados - MEL (Maximum Energy Level)

Absorção de energia : 3000 kJ

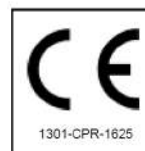
Categoria "6" da EAD 340059-0-0106 (ex ETAG 027)

Deformação máxima da barreira: 7,06 m

Altura residual da barreira: 68,6% da altura nominal

Categoria "A" da EAD 340059-0-0106 (ex ETAG 027)

ETA n. 20/0520



A barreira RB 3000 é de propriedade do Grupo Officine Maccaferri.

ATENÇÃO: Instale o produto de acordo com os requisitos de segurança nacional. Se o trabalho for realizado com cabos de segurança ou de suspensão, o equipamento de proteção individual contra o risco de queda deve ser conectado nos pontos de ancoragem, de acordo com a EN 795.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a
Norma ISO 9001



Anexo 1 Especificações Técnicas – Barreira Flexível RB3000 H5 e H6

MACCAFERRI

Rockfall barrier

RB 3000

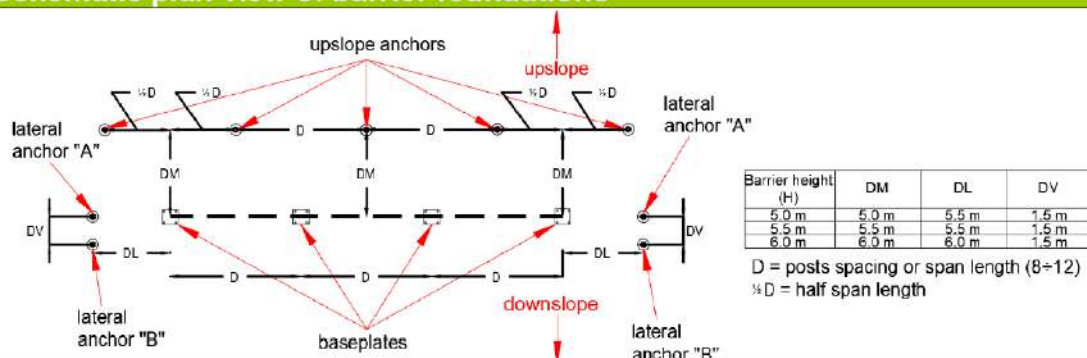
Foundations

Design loads

(based on forces recorded by load cells during the MEL test)

Tensile force on lateral anchors - (max value)	264 kN
Tensile force on upslope anchors - (max value)	262 kN
Compressive force at the base of the posts - (max value)	263 kN
Shear force at the base of the posts - (max value)	206 kN

Schematic plan view of barrier foundations



Characteristics of standard foundations

Foundations - Case SOIL

Lateral anchor (type, length, drilling diam.)	double spiral cable anchors type C-Fast $\phi 16$ mm* 6.0 m, 102 mm
Upslope anchor (type, length, drilling diam.)	double spiral cable anchors type C-Fast $\phi 16$ mm* 6.0 m, 102 mm
Rod bars for base plate (type, length, drilling diam.)	n.2 rod bars type Dywidag steel grade 950/1050 MPa $\phi 26,5$ mm 4.0 m, 89 mm

Foundations - Case ROCK

Lateral anchor (type, length, drilling diam.)	double spiral cable anchors type C-Fast $\phi 16$ mm* 4.0 m, 89 mm
Upslope anchor (type, length, drilling diam.)	double spiral cable anchors type C-Fast $\phi 16$ mm* 4.0 m, 89 mm
Rod bars for base plate (type, length, drilling diam.)	n.2 rod bars type Dywidag steel grade 950/1050 MPa $\phi 26,5$ mm 3.0 m, 76 mm

* For additional info, please refer to the proper Technical Data Sheet.

NOTES:

- The design loads indicated in the table above are the peak forces recorded on the cables and/or on the foundations during the MEL (Maximum Energy Level) full-scale crash test carried out according to EAD 340059-00-0106.
- Foundations shown are the standard options supplied with the kit, designed on the basis of assumed general conditions; and in particular, the above detailed foundations have been calculated considering the adhesion between grouting and soil/rock of 350 kPa (for soil) and 500 kPa (for rock). All the foundations characteristics, especially drilling diameter and length, can be modified and designed according to specific conditions and requirements if needed.

Maccaferri reserves the right to amend product specifications without notice and designers are requested to check the validity of the specifications they are using.

ANEXO 2 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – BARREIRA DE FLUXO DE DETRITOS DFB185-L6 LCP

Anexo 2 Especificações Técnicas – Barreira de Fluxo de Detritos DFB185-L6 LCP

MACCAFERRI

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA
TDS-COR-P&D-527; rev. 00 ; Data 17.01.2025

MAC.RO™ SYSTEM - DFB185-H6 LCP BARREIRA DE FLUXO DE DETRITOS PARA CANAIS ESTREITOS

Características técnicas

O **DFB185-H6 LCP** é uma barreira de fluxo de detritos em grande escala para canais largos certificada de acordo com o Documento de Avaliação Europeu (EAD) 340020-00-0106 "Kits flexíveis para retenção de fluxo de detritos e fluxos de detritos de deslizamentos de terra rasos/colinas abertas" e caracterizada por uma pressão máxima de projeto de 185 kN/m². A barreira de fluxo de detritos DFB185-H6 LCP, fornecida com ETA (Documento de Avaliação Europeu) e Certificado de Constância de Desempenho, é, portanto, colocada no mercado com uma única marca CE e a Declaração de Desempenho (DOP) correspondente.

A barreira de fluxo de detritos **DFB185-H6 LCP** é construída a partir de componentes equipados com proteções especiais para aumentar a resistência à corrosão e, portanto, projetada para uso em ambientes particularmente agressivos.

Os tipos de revestimentos disponíveis para a barreira são: Zinco Classe A (vida útil estimada de 25 anos no nível ambiental C2 do local, de acordo com a ISO 9223), Galfan (vida útil estimada de 50 anos no nível ambiental C2 do local, de acordo com a ISO 9223) ou Galmac G4R (vida útil estimada de 50 anos no nível ambiental C3 do local, de acordo com a ISO 9223).

Principais propriedades

Pressão máx. de projeto	kN/m ²	185
Largura máxima superior	m	24
Largura inferior mín./máx.	m	5 / 12
Altura máxima	m	6
Espaçamento mín./máx. entre os postes	m	5 / 8
Proteção contra corrosão	-	Zinco classe A, Galfan ou Galmac G4R

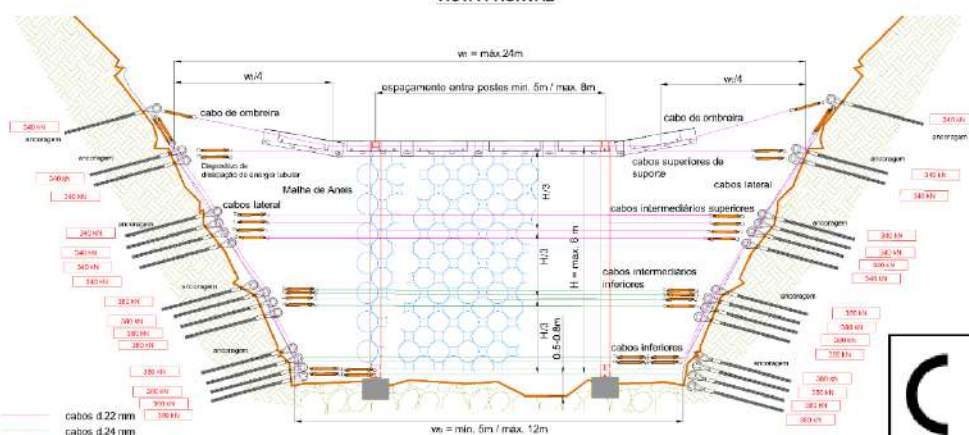
Diretrizes de referência:

EAD 340020-00-0106 "Kits flexíveis para contenção de fluxo de detritos e fluxos de detritos de deslizamentos de terra rasos/colinas abertas", junho de 2016

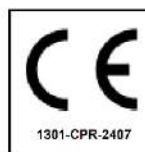
Normas de Referência:

EN 10219 "Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels";
EN 10025-2 "Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels";
EN ISO 1461 "Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test";
EN 12385 "Steel wire ropes - Safety";
EN 10264-2 "Steel wire and wire products - Steel wire for ropes - Part 2: Cold drawn non alloy steel wire for ropes for general applications";
EN 10244-2 "Steel wire and wire products - Non ferrous metallic coatings on steel wire - Zinc or zinc-alloy coatings".

VISTA FRONTAL



ETA n. 24/0785



AVISO: Instale o produto de acordo com os Requisitos Nacionais de Segurança! Se o trabalho for feito com cordas de suspensão ou segurança, o equipamento de proteção individual contra risco de queda deve ser conectado com pontos de ancoragem de acordo com a EN 795.

MACCAFERRI

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

www.maccaferri.com/br

CERTIFIED
ISO 9001
ISO 14001



"Sistema de Gestão Integrado
certificado conforme as normas
ISO 9001:2015 e ISO 14001:2015
pelo Bureau Veritas Certification"

Anexo 2 Especificações Técnicas – Barreira de Fluxo de Detritos DFB185-L6 LCP

MACCAFERRI

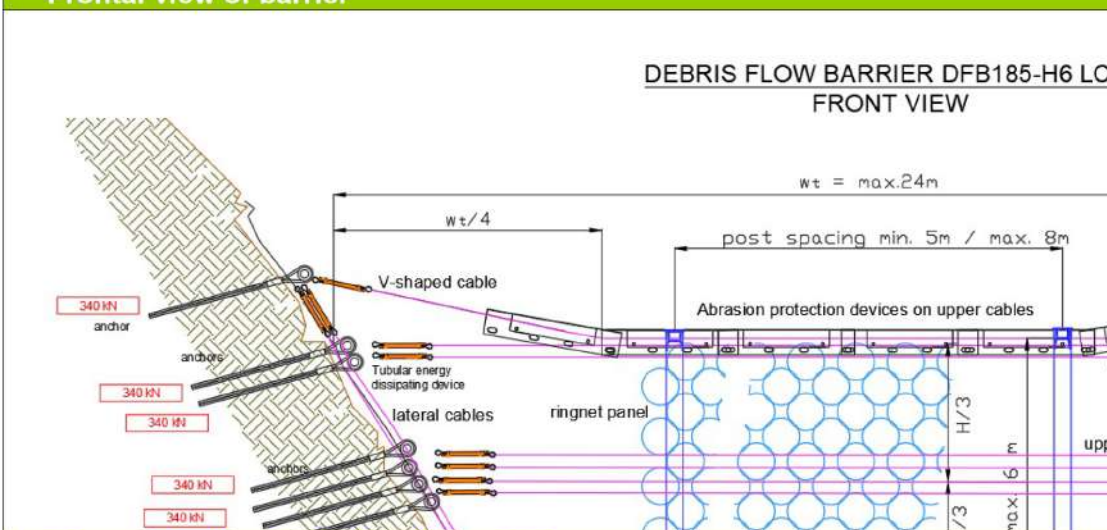
Debris flow barrier DFB185-H6 LCP

Foundations

Design loads

Tensile force lateral anchors (max. value)	380 kN
Tensile force on upslope anchors	380 kN
Compressive force at the base of the posts	1058 kN
Shear force at the base of the posts	480 kN

Frontal view of barrier



Characteristics of standard foundations

Foundations - Case SOIL

Lateral anchors (type, length, drilling diam.)	double spiral cable anchors type C-Fast $\phi 18$ mm*, 8.0 m, 102 mm
Upslope anchors (type, length, drilling diam.)	double spiral cable anchors type C-Fast $\phi 18$ mm*, 8.0 m, 102 mm
Rod bar for concrete plinth (type, length, drilling diam.)	n.2 vertical rod bars $\phi 32$ mm (steel type B450C), 6.0 m, 120 mm n.2 inclined (35°) rod bars $\phi 32$ mm (steel type B450C), 6.0 m, 120 mm
Rod bar for base plate (type, length)	n.2 rod bars $\phi 40$ mm (steel type B450C), 0.8 m

* For additional info, please refer to the proper Technical Data Sheet and Installation Manual.

NOTE:

- Foundations shown are the standard options supplied with the kit, designed on the basis of assumed general conditions. In particular, the above detailed foundations, have been calculated considering the adhesion between grouting and soil of 250 kPa for the first meter of soil and of 400 kPa for the remaining depth. All the foundations characteristics, especially drilling diameter and length, can be modified and designed according to specific conditions and requirements if needed.

Maccaferri reserves the right to amend product specifications without notice and designers are requested to check the validity of the specifications they are using.

ANEXO 3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – PAINEL HEA300 ϕ 10

ANEXO 3 Especificações Técnicas – Pannel HEA300 $\phi 10$

MACCAFERRI

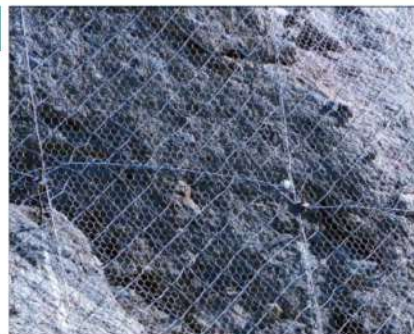
ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA
E-8.2.2-428 - rev. 03; Data 01.03.2021

MAC.RO SYSTEM - HEA PANEL SISTEMA DE ALTA RESISTÊNCIA CONTRA QUEDA DE ROCHAS

Características técnicas

HEA Panel (High Energy Absorption) é usado como solução contra a queda de rochas, na qual alta resistência e resistência ao puncionamento a baixa deformação são requeridas.

O pannel é formado por uma malha romboidal confeccionada em cabos de aço de alta resistência, com intersecções unidas pelo patenteado nó duplo, formando uma durável e confiável conexão. Uma manga de alumínio conecta as duas extremidades do cabo de aço juntos, de acordo com a norma EN 13411-3.



Aplicação

Dimensões padrão dos painéis*

Abertura nominal da malha	Diâmetro do cabo de aço (mm)	Largura do painel (m)	Comprimento do painel (m)
250x250	8	Até 5	Até 10
300x300			
400x400			
250x250	10		
300x300			
400x400			

O tamanho do pannel externo é nominal (tolerância $\pm 5\%$)

O tamanho da malha é nominal (tolerância $\pm 10\%$)

* Outras dimensões do pannel estão disponíveis mediante solicitação.

Nó - Barras de união	Nó duplo de par de arames	
Arame de aço galvanizado - Galfan®		EM 10244-2, Classe A
Diâmetro	mm	$\phi = 3$ (UNI EN 10218)
Resistência à ruptura do arame usado nas barras	N/mm ²	350 - 550
Resistência ao rasco do nó	kN	24



Detalhe do “nó” de conexão

Cabos de aço

Cabo da malha	
Cabo de aço (diâmetro e construção) (EN 12385-2, EN 12385-4)	Diâmetro ϕ (mm)
	8 10
	6x7+WSC 6x9+WSC
Classe do cabo (EN 12835-2)	≥ 1770 N/mm ²
Cabo perimetral (opcional)	
Diâmetro ϕ (mm)	10 - 12 - 14 - 16
Classes (ASTM A 1023)	6x9+WSC
Resistência máxima à ruptura	≥ 1770 N/mm ²

Revestimento do cabo (malha e perimetral)

Padrão	Plus
Revestimento de zinco	Revestimento Galfan®
Classe B (EN 10264-2)	Classe A (EN 10264-2)

Propriedades mecânicas		300	400	300	400
Diâmetro ϕ (mm)		8		10	
Resistência longitudinal à tração da solução	kN/m	160 $\pm$ 15	125 $\pm$ 10	255 $\pm$ 15	185 $\pm$ 10
Resistência ao puncionamento final	kN	250 $\pm$ 15	200 $\pm$ 15	400 $\pm$ 25	300 $\pm$ 20
Deformação sob puncionamento final	mm	280 $\pm$ 15	260 $\pm$ 30	310 $\pm$ 30	310 $\pm$ 30

MACCAFERRI

AMERICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a
Norma ISO 9001

ISO
9001

ANEXO 4 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – MACMAT HS 100 8127R8C8

ANEXO 4 Especificações Técnicas – MACMAT HS100 8127R8C8

MACCAFERRI

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

E-8.2.2-413 - rev. 03; Data 26.02.2021

MAC.RO. SYSTEM - MACMAT® HS LINK CMP- GALMAC® 4R-P EM MALHA HEXAGONAL DE DUPLA TORÇÃO COM REVESTIMENTO GALMAC® 4R E POLÍMERO

O MacMat® HS⁽¹⁾ Link CMP - GalMac® 4R-P consiste na associação de cabos de aço à malha hexagonal de dupla torção, produzida com arames com liga GalMac® 4R (adicionalmente revestidos com polímero especialmente desenvolvido para obras de engenharia) e, à uma geomanta soldada em todos os pontos de contato, com a finalidade de revestir taludes, evitando o desprendimento e queda de rochas, minimizar erosões e favorecer o desenvolvimento de vegetação.

O entrelaçamento longitudinal dos cabos de aço à malha de alta resistência de dupla torção, é realizado durante o processo de fabricação, formando assim um único produto. Os cabos se encontram entrelaçados na malha, proporcionando resistência e rigidez excepcionais (alta resistência a baixa deformação).

As variantes do MacMat® HS Link CMP - GalMac® 4R-P, além de proporcionar diferentes resistências, proporcionam uma alta rigidez (baixo deslocamento) sendo uma solução adequada para uma ampla gama de aplicações.

O sistema MacMat® HS-Link CMP - GalMac® 4R-P, inclui o elemento HR Link, para conexão entre painéis e devem ser utilizados em conjunto, para formar um sistema completo, pronto para ser instalado.



Propriedades físicas e mecânicas dos reforços metálicos (malha e cabo de aço)						Normas de referência
MacMat® HS		30 8127R8 C8	50 8127R8 C8	100 8127R8 C8	MO 8127R8 C8	
Resistência longitudinal a tração da solução ⁽²⁾	kN/m	120±10	90±10	75±5	55±5	EN 10223-3
Tensão de ruptura do cabo de aço	MPa	1770				DIN 3060 / ISO 2408
Tensão de ruptura do arame da malha ⁽³⁾	MPa	380 a 500 - Classe A				NBR 8964 / EN 10223-3 / NB 709
Alongamento na ruptura do arame da malha ⁽³⁾	%	13 - Classe A				NBR 8964 / EN 10223-3 / NB 709
Tipo de malha		8x10				NBR 10514 / EN 10223-3
Diâmetro do arame da malha	mm	2,7				NBR 10514 / EN 10223-3
Diâmetro do cabo de aço ⁽⁴⁾	mm	6,0				EN 10264-2
Carga mínima de ruptura do cabo de aço	kN	22,8				ISO 2408

Propriedades de durabilidade dos arames da malha		Normas de referência
Revestimento metálico	Zn90Al10-MM	NBR 8964 / EN 10223-3
Quantidade de revestimento metálico ⁽³⁾	245 g/m²	NBR 8964 / EN 10223-3
Aderência do revestimento metálico ⁽³⁾	De acordo com a definição das normas vigentes	NBR 8964 / EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (Ensaio Kesternich)	Menos de 5% de oxidação do aço após 56 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO₂ para 2 dm³ água)
Resistência à névoa salina	Menos de 5% de oxidação do aço após 2000 horas	EN ISO 9227

Propriedades geométricas MacMat® HS - GalMac® 4R-P ⁽⁵⁾					
MacMat® HS		30 8127R8 C8	50 8127R8 C8	100 8127R8 C8	MO 8127R8 C8
Espaçamento entre cabos (longitudinal)	m	0,30	0,50	1,00	2,00
Largura do rolo	m	2			
Comprimento do rolo	m	25			

Propriedades do revestimento polimérico da malha ⁽⁶⁾		
Espessura mínima	mm	0,40
Dureza	shore D	50 a 60
Resistência à tração	MPa	20,6
Módulo de elasticidade	MPa	18,6
Temperatura de fragilidade	°C	-9
Resistência à abrasão	% de perda	< 12

Propriedades físicas e mecânicas da geomanta		Normas de referência
Espessura nominal (geomanta + reforço)	mm	≥18 ASTM D5199
Gramatura	g/m²	≥450 ABNT NBR ISO 9864 / ASTM D5261
Índice de vazios	%	>90
Peso específico do polímero	kg/m³	900 ASTM D792
Ponto de fusão do polímero	°C	150 ASTM D1505
Resistência UV do polímero	Estabilizado	ASTM D4355
Polímero da geomanta	Polipropileno	
Cor ⁽⁷⁾	Verde	

Performance de uma amostra de 3m x 3m (UNI 11437)			
MacMat® HS	Deslocamento a uma força de 50kN	Resistência ao punção final	Deslocamento final
30 8127R8 C8	< 340 mm	135±12 kN	430±50 mm
50 8127R8 C8	< 370 mm	110±10 kN	450±50 mm
100 8127R8 C8	< 420 mm	80±10 kN	450±50 mm
MO 8127R8 C8	-	70±5 kN	514±50 mm

⁽¹⁾ MacMat® HS é igual ao antigo MacSteel®;

⁽²⁾ Sentido paralelo às torções;

⁽³⁾ Ensaios realizados a cada 3 toneladas de material produzido;

⁽⁴⁾ Diâmetro do cabo de aço: 6mm, (medidos através do maior diâmetro, de acordo com a norma relevante); Diâmetro total do cabo com revestimento de PVC: 8mm;

⁽⁵⁾ Outras medidas disponíveis mediante consulta e solicitação prévia;

⁽⁶⁾ O revestimento polimérico deve atender as exigências das normas NBR 8964 e EN 10223-3. Tal revestimento não pode variar mais que 25% suas características mecânicas (alongamento e resistência a tração) após submetido à 2500hs em ensaio de envelhecimento acelerado QUV-A (ISO 4892-3 "Exposure mode 1");

⁽⁷⁾ Cores preto e marrom disponíveis mediante consulta e solicitação prévia;

⁽⁸⁾ A solução completa inclui 150 peças de HR Link, para a conexão entre painéis.

Nota 1: Os cabos de aço e os acessórios para a ancoragem superior e inferior são vendidos separadamente.

Propriedades do HR-Link ⁽⁸⁾		
Diâmetro	mm	4
Comprimento	mm	51
Largura	mm	20
Abertura	mm	8
Dobra	mm	17

ETA n. 16/0758



MACCAFERRI
AMÉRICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a Norma ISO 9001



ANEXO 5 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – HR – PLATE

ANEXO 5 Especificações Técnicas – HR - PLATE

MACCAFERRI

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA
E-8.2.2-430 - rev. 00 ; Data 19.10.2018

MAC.RO™ SYSTEM - HR-PLATE PLACA DE ANCORAGEM DE ALTA PERFORMANCE

Características técnicas

A placa de ancoragem HR-Plate é um acessório de alta especificação, projetado para uso em conjunto com o Sistema Mac.RO™, para estabilização superficial de encostas.

O desempenho individual e combinado com a malha foram verificados através de testes extensos e rigorosos, realizados por respeitadas instituições de testes independentes.

A placa foi precisamente adaptada para trabalhar com as malhas do Sistema Mac.RO™, aumentando a rigidez do sistema.

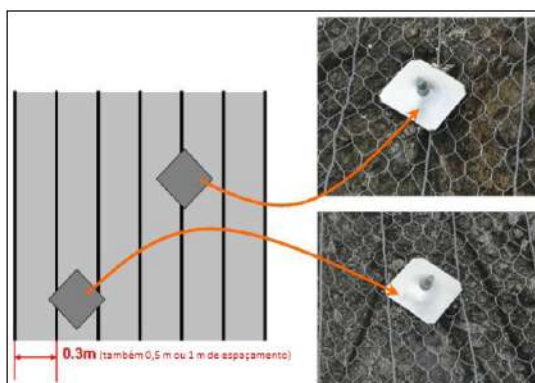


Dados do acessório HR-Plate:

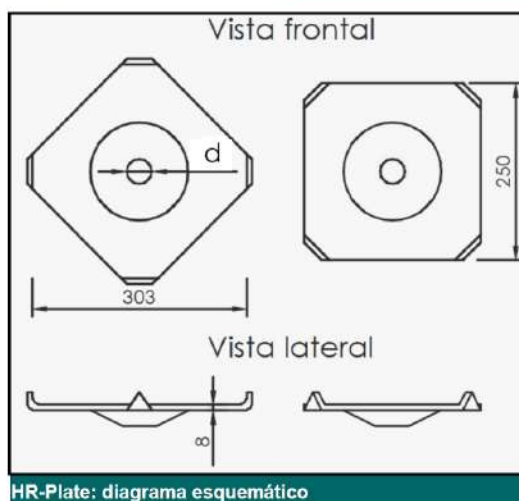
- Forma: Placa quadrada com garras
- Dimensões: 250 mm x 250 mm*
- Espessura: 8 mm*
- Opções de diâmetro do furo: 25 e 37 mm*
- Material: Aço SAE 1020
- Tensão de escoamento do aço: 21 kgf/mm²
- Tensão de ruptura do aço: 38 kgf/mm²
- Proteção contra corrosão: Zincagem por imersão a quente conforme NBR 6323 e ASTM A123
- Proteção contra corrosão: Zinco ≥ 600 g/m² (≥ 85 microns)

* Todas as dimensões são nominais, podendo ocorrer variações regionais. Detalhes específicos podem ser obtidos ao contatar o escritório Maccaferri local.

HR-Plate



HR-Plate: aplicado em conjunto com SteelGrid® HR30



HR-Plate: diagrama esquemático

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a
Norma ISO 9001



ANEXO 6 MÉTODO EXECUTIVO DO CHUMBADOR – INJEÇÃO DE CIMENTO

ANEXO 6 Método Executivo do Chumbador – Injeção de Cimento

Os chumbadores ou ancoragens dimensionadas neste projeto deverão ser executados conforme as recomendações descritas neste Anexo:

1. Os chumbadores são compostos por barra de aço nervurada tipo GEWI, com tensão de escoamento de 500MPa, carga de trabalho de 210kN 3e 350kN, com tratamento anticorrosivo e diâmetro nominal e comprimento conforme especificações de projeto.
2. Cada chumbador deve apresentar, no mínimo, 2 espaçadores distribuídos uniformemente ao longo da barra, do tipo carambola ou similar e 1 mangueira de re-injeção com válvulas de injeção (manchete) a cada 0,50m. A mangueira de re-injeção deve ser executada com tubo de polietileno de 0,010m de diâmetro e 1mm de espessura, fixada ao longo da barra de aço. As válvulas manchete são executadas por meio de um pequeno corte, com alicate, na mangueira, e vedação com fita crepe, dando-se apenas uma volta no diâmetro. Com a pressão da re-injeção estas fitas são rompidas, permitindo a passagem da nata de cimento. Observa-se que a mangueira de injeção é um tubo perdido e pode apresentar diâmetro maior desde que compatível com o diâmetro do furo e da barra de aço.
3. O furo do chumbador de diâmetro e comprimento iguais aos especificados em projeto, inclinados de 10° a 15° com a horizontal é executado com perfuratriz rotativa hidráulica por via seca e, após a perfuração procede-se à limpeza do furo com ar e, se necessário, proceder à limpeza com água (hidratação do furo).
4. Após a introdução do sistema do chumbador (barra de aço, tubo manchete e espaçadores) no furo, realiza-se a primeira injeção (bainha) com uma tubulação auxiliar, que é posicionada no fundo do furo. O método de injeção (bainha) é ascendente, correspondendo à injeção de fluido realizada do fundo do furo para a boca do furo, por meio da tubulação acessória, de maneira que todo o furo seja devidamente preenchido (bombeamento da nata é realizado até a drenagem pela boca do furo). A mangueira de injeção é removida após o procedimento de injeção (bainha).
5. A reinjeção é realizada após 3 horas (no caso de Cimento ARI e/ou acelerador de cura) até no máximo 12 horas a cura da nata, cujo tempo deverá ser informado pela empresa responsável pela definição do traço da nata. A reinjeção é realizada em tubo manchete de modo ascendente com uso de uma bomba de injeção com manômetro e de obturador.

ANEXO 6 Método Executivo do Chumbador – Injeção de Cimento

6. O obturador é introduzido no interior do tubo até a válvula mais profunda da zona de ancoragem. A reinjeção inicia-se sob pressão controlada e a válvula manchete abrirá quando atingida a pressão determinada, de modo que a nata saia do tubo e preencha os possíveis vazios existentes. A injeção de cada estágio será encerrada quando o manômetro não acusar mais uma redução na pressão. O procedimento é repetido até que toda a zona de ancoragem seja devidamente reinjetada.

7. As operações de injeção (bainha) e re-injeção do chumbador são realizadas com nata de cimento cujo Fator Água/Cimento (em peso) é igual a 0,5, sob pressão de aproximadamente 5 a 10 kgf/cm².

ANEXO 7 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS – GABIÃO POLIMAC™

ANEXO 7 Especificações Técnicas – Gabião POLIMAC™

MACCAFERRI

GABIÃO POLIMAC™ TIPO CAIXA 80 EM MALHA HEXAGONAL DE DUPLA TORÇÃO COM POLIMAC™

ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA

E-8.2.2-438 - rev. 03; Data 11.05.2021

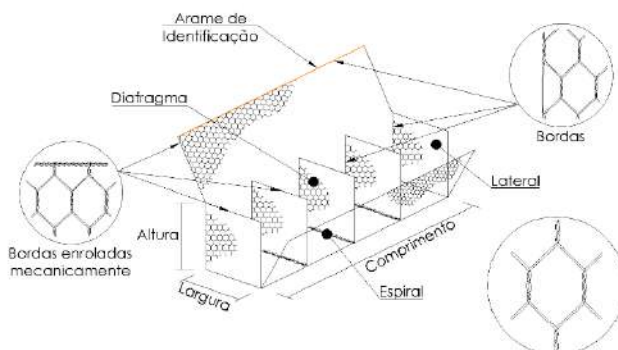
Descrição técnica

Os Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80 Maccaferri são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames PoliMac™.

A Tecnologia PoliMac™ aplicada aos Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80 Maccaferri, foi especialmente desenvolvida para aplicações de engenharia e está em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3. Os procedimentos e o sistema de produção estão certificados de acordo com a norma ISO 9001.

O PoliMac™ garante uma efetiva proteção contra corrosão e ataques químicos, uma elevada resistência à abrasão e aos raios U.V. (ultravioleta).

Os Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80 Maccaferri, com comprimento a partir de 2 m, são subdivididos em células por diafragmas, inseridos durante a fabricação, aumentando assim a rigidez das estruturas construídas. Traz ainda o arame de borda identificado, conforme ilustração detalhada ao lado.



Propriedades de desempenho do Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80		Ø3,4 ⁽¹⁾	Ø3,7 ⁽¹⁾	Normas de referência
Força máxima de punção da malha	kN	22,75	23,6	ASTM A975 ⁽²⁾
Resistência da conexão na borda da malha	kN/m	27	34	ASTM A975 ⁽²⁾
Resistência à fissura do revestimento polimérico	Não apresentar fissuras de acordo com o item 6.6 da norma EN 10223-3			

Propriedades de durabilidade do Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80		Ø3,4 ⁽¹⁾	Ø3,7 ⁽¹⁾	Normas de referência
Ensaio de abrasão		≥100.000 ciclos		NBR 7577 / EN 60229 ⁽³⁾
Resistência química em ambiente aquoso		pH de 1 a 14		conforme *QR code ou **link
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)		Menos de 5% de oxidação depois de mais de 250 ciclos		EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO₂ para 2 dm³ água) / EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de névoa salina)		Menos de 5% de oxidação depois de mais de 6.000 horas de ensaios		EN ISO 9227 / EN 10223-3
Resistência U.V. do revestimento polimérico (tração e alongamento)		Retem 75% depois de 2500 horas de teste		ISO 4892-3 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾
		Retem 75% depois de 4000 horas de teste		ISO 4892-2 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾
Temperatura de fragilidade do revestimento polimérico		-35°C		NBR 8964 / EN 10223-3 ⁽⁴⁾

Montagem, conexão e atirantamento

Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos Gabiões PoliMac™ tipo Caixa 80, são necessários dispositivos de conexão e tirantes pré-fabricados MacTie® ou produzidos *in situ*, estes dispositivos metálicos, são produzidos com os mesmos materiais utilizados para a fabricação das malhas dos gabhões, assegurando que a estrutura apresente características monolíticas e de mesma resistência, durabilidade e rendimento.

Propriedades de resistência química do Gabião PoliMac™



Para informações adicionais, visualizar o arquivo através do "QR code" ao lado ou visite <https://www.maccaferri.com/br/download/tabela-resistencia-quimica-polimac/>

Propriedades dimensionais do Gabião PoliMac™ tipo Caixa 80⁽⁷⁾

Comprimento das caixas	m	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
Largura das caixas	m	1,0				
Altura das caixas	m	0,5		1,0		

Notas gerais

- (1) Medida do diâmetro externo;
- (2) Ensaio adaptado da norma ASTM A975;
- (3) Ensaio adaptado da norma NBR 7577 ou EN 60229;
- (4) Estas propriedades do revestimento PoliMac™ cumprem com os requisitos das normas ABNT NBR 8964 e EN 10223-3;
- (5) Ensaio de envelhecimento acelerado QUV-A (ISO 4892-3 "Flourescent UV lamps");
- (6) Ensaio de envelhecimento acelerado Weather-Ometer (ISO 4892-2 "Xenon-arc lamps");
- (7) Outras medidas disponíveis mediante consulta e solicitação prévia. Tolerâncias dimensionais cumprem com os requisitos das normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.
www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a
Norma ISO 9001

ISO 9001