

ANÁLISE DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE BLOCOS EM TALUDES ROCHOSOS

VÍTOR MANUEL GONÇALVES DA CUNHA MESQUITA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Eduardo Tavares de Quintanilha de
Menezes

Coorientador: Engenheira Ana Isabel Soares Cardoso

JUNHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351 22 508 1901

Fax +351 22 508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351 22 508 1400

Fax +351 22 508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

Deus perdoa sempre, o Homem às vezes, a Natureza nunca.

Anónimo

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Professor Doutor José Eduardo Tavares Quintanilha de Menezes, orientador deste trabalho, pela disponibilidade e transmissão de conhecimentos que tornaram possível a realização do mesmo.

À EP - Estradas de Portugal, S.A., por ter disponibilizado os elementos técnicos relativos ao trecho da EN 222 estudado.

Aos meus pais, por fazerem de mim a pessoa que sou hoje e por estarem sempre presentes.

À Lea, sempre a minha primeira leitora.

Aos meus amigos que me têm acompanhado e apoiado ao longo de todo o meu percurso.

À Tuna de Engenharia da Universidade do Porto pelos valores e ensinamentos que transmite, pelas vivências que proporciona.

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo a análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes rochosos utilizando programas simples de cálculo de equilíbrio limite de blocos. Para exemplificar as abordagens mencionadas são utilizados parâmetros técnicos de um caso de estudo, a Estrada Nacional 222, fornecidos pela EP - Estradas de Portugal, S.A.

Iniciou-se todo o processo com uma visita ao local para reconhecimento do território, definindo posteriormente o caminho a seguir neste estudo.

Introduz-se o tema descrevendo algumas classificações geomecânicas úteis à caracterização dos taludes adjacentes à EN 222, tanto no que toca à sua geometria, como às descontinuidades presentes no maciço. São apresentados os vários tipos de rotura passíveis de ocorrer nos taludes da referida estrada dando-se particular interesse a dois deles, o deslizamento planar e o deslizamento em cunha. São explicadas as abordagens analíticas nestes dois casos.

São dados a conhecer os programas informáticos de cálculo automático necessários no desenrolar do trabalho: para identificação de possíveis instabilidades, o *Dips*, e para as análises determinística e probabilística dos casos de deslizamento planar, o *RocPlane*, e deslizamento em cunha, o *Swedge*.

Na análise determinística é feita uma abordagem na qual os parâmetros resistentes das descontinuidades são caracterizados de acordo com o critério de Barton-Bandis e critério de Mohr-Coulomb, e em termos de coesão e ângulo de atrito equivalentes instantâneos. Nesta abordagem são utilizados os valores médios obtidos para cada critério.

Relativamente à análise probabilística, é considerada a variação segundo distribuições normais dos parâmetros resistentes segundo o modelo de Barton-Bandis, o de Mohr-Coulomb e em termos de coesão e ângulo de atrito instantâneos, bem como a variação das características relacionadas com a orientação das descontinuidades, nomeadamente o pendor e o azimuth. Para esta análise os valores médios considerados na variação dos dados são os valores utilizados na análise determinística.

De acordo com os modelos utilizados e simplificações admitidas, os resultados de ambas as abordagens são concordantes, correspondendo, de uma forma geral, coeficientes de segurança elevados a probabilidades de rotura baixas e vice-versa.

PALAVRAS-CHAVE: Taludes rochosos, deslizamento de blocos, modelos determinísticos e probabilísticos, análise de risco, estabilização de taludes

ABSTRACT

The goal of this dissertation is the deterministic and probabilistic analysis of the stability of some rock slopes. One real case of study, the 222 National Road (Portugal), is approached and, starting from data given by EP - Estradas de Portugal, S.A., we apply the referred methodologies.

The whole process started with a visit for recognition on field.

The theme is introduced by describing some geomechanical classifications which are useful for the slopes characterization. We exhibit some kinds of ruptures which are likely to occur at the slopes, focusing particularly two of them, the planar slide and the sliding wedge. The analytical approaches are explained in both cases.

We expose the software that was needed along this assignment: *Dips* for the identification of likely instabilities, *RocPlane* for the deterministic and probabilistic analysis of planar slides, and *Swedge* for the analysis of sliding wedges.

In the deterministic analysis the resistant parameters of the joints are characterized by Barton-Bandis criteria, the Mohr-Coulomb criteria, with equivalent and instantaneous cohesion and friction angle.

On the other hand, in the probabilistic analysis the variation according to normal distributions of the resistant parameters by the model of Barton-Bandis and Mohr-Coulomb is taken into account, as well as the characteristics related to the orientation of the joints, the dip and dip direction. In this case the mean values are the same that was used in the deterministic analysis.

According to the models and simplifications, the results of both approaches are consistent, corresponding, in general, high safety factors to low probabilities of failure.

KEYWORDS: Rock slopes, sliding blocks, deterministic and probabilistic models, risk analysis, slope stabilization

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS E ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO.....	1
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	1
2. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS APLICADAS A TALUDES ROCHOSOS.....	3
2.1. GENERALIDADES	3
2.2. CLASSIFICAÇÃO DE BIELEWSKI (SISTEMA <i>RMR</i>)	6
2.3. CLASSIFICAÇÃO <i>SMR</i>	8
2.4. CLASSIFICAÇÃO <i>GSI</i>	11
2.5. CLASSIFICAÇÃO POR PONTOS APLICADA AO CASO DE ESTUDO.....	12
3. TIPOS DE INSTABILIDADE EM TALUDES ROCHOSOS	15
3.1. TALUDES ROCHOSOS	15
3.2. DESLIZAMENTO PLANAR.....	16
3.3. DESLIZAMENTO EM CUNHA	17
3.4. ROTURA POR <i>TOPPLING</i>	19
3.5. OUTROS TIPOS DE INSTABILIDADE	20
4. CÁLCULO ANALÍTICO DO DESLIZAMENTO DE BLOCOS.....	21
4.1. GENERALIDADES	21
4.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE EM TALUDES ROCHOSOS.....	22
4.2.1. CÁLCULO ANALÍTICO DE ROTURA POR DESLIZAMENTO PLANAR	23
4.2.2. CÁLCULO ANALÍTICO DE ROTURA EM CUNHA.....	26
5. PROGRAMAS DE ANÁLISE DE DESLIZAMENTO DE BLOCOS	29
5.1. <i>DIPS</i>	29
5.1.1. IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS INSTABILIDADES.....	29
5.1.1.1. Identificação de instabilidade do talude por escorregamento planar	35
5.1.1.2. Identificação de instabilidade do talude por deslizamento em cunha (teste de Markland).....	35
5.1.1.3. Identificação de instabilidade do talude por <i>toppling</i>	39
5.1.2. <i>JTDIST</i>	40
5.2. <i>ROCPLANE</i>	41
5.2.1. ANÁLISE DETERMINÍSTICA NO <i>ROCPLANE</i>	41
5.2.2. ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO <i>ROCPLANE</i>	46
5.3. <i>SWEDGE</i>	48

5.3.1. ANÁLISE DETERMINÍSTICA NO SWEDGE.....	48
5.3.2. ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO SWEDGE	52
5.3.3. ANÁLISE COMBINATÓRIA NO SWEDGE	53
6. CASO DE ESTUDO: ESTRADA NACIONAL 222 – RÉGUA – PONTE DAS BATEIRAS.	55
6.1. ESTRADA NACIONAL 222	55
6.2. GEOLOGIA.....	56
6.2.1. GEOMORFOLOGIA	56
6.2.2. COMPARTIMENTAÇÃO DO MACIÇO	56
6.2.2.1. Identificação das famílias de descontinuidades ao longo do percurso.....	56
6.2.2.2. Representação estereográfica das famílias de descontinuidades identificadas.....	58
6.2.3. SISMICIDADE.....	61
6.2.4. PARAMETRIZAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO.....	64
6.2.5. PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS DESCONTINUIDADES	65
6.2.5.1. Resistência ao deslizamento.....	65
6.2.5.2. Influência da presença de água	70
6.3. SITUAÇÕES DE ESTUDO.....	71
6.3.1. IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS INSTABILIDADES NOS TRECHOS t_1 , t_2 , t_3 E t_4	71
6.3.2. SITUAÇÕES DE ESTUDO	75
6.3.4. OUTRAS SITUAÇÕES DE INTERESSE.....	76
6.4. ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES	78
6.4.1. ANCORAGENS.....	78
6.4.2. PREGAGENS	78
6.4.3. REDE DE DUPLA TORÇÃO	79
6.4.4. DRENOS SUB-HORIZONTAIS	79
7. ANÁLISE DETERMINÍSTICA	81
7.1. GENERALIDADES	81
7.1.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO TALUDE E PLANOS DE DESCONTINUIDADES.....	81
7.1.2. DEFINIÇÃO DO MODELO E PARÂMETROS RESISTENTES.....	82
7.1.2.1. Parâmetros resistentes para o modelo de Barton-Bandis.....	82
7.1.2.2. Parâmetros resistentes para o modelo de Mohr-Coulomb.....	82
7.2. ANÁLISE DE CASOS DE ESTUDO	83
7.2.1. ESCORREGAMENTO PLANAR	83
7.2.1.1. Análise detalhada da situação 32.....	83
7.2.1.2. Análise das situações estudadas em cada trecho	89
7.2.2. DESLIZAMENTO EM CUNHA.....	98
7.2.2.1. Análise detalhada da situação 24.....	99
7.2.2.2. Análise das situações estudadas em cada trecho	104
8. ANÁLISE PROBABILÍSTICA	111

8.1. GENERALIDADES	111
8.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL	114
8.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO TALUDE E PLANOS DE DESCONTINUIDADE.....	115
8.2.2. DEFINIÇÃO DO MODELO E PARÂMETROS RESISTENTES	117
8.2.2.1. Parâmetros resistentes para o modelo de Barton-Bandis.....	117
8.2.2.2. Parâmetros Resistentes para o Modelo de Mohr-Coulomb	118
8.3. ANÁLISE DE CASOS DE ESTUDO	118
8.3.1. ESCORREGAMENTO PLANAR	118
8.3.1.1. Análise detalhada da situação 32.....	118
8.3.1.2. Análise das situações estudadas em cada trecho	124
8.3.2. DESLIZAMENTO EM CUNHA	125
8.3.2.1. Análise detalhada da situação 24.....	125
8.3.2.2. Análise das situações estudadas em cada trecho	127
9. CONCLUSÕES	129
9.1. COMPARAÇÃO ENTRE AS ABORDAGENS.....	129
9.1.1. CRITÉRIOS DE ROTURA, DESCONTINUIDADES E GEOMETRIA DOS TALUDES	129
9.1.2. DESLIZAMENTO PLANAR	130
9.1.3. DESLIZAMENTO EM CUNHA.....	131
9.2. CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO	131
9.3. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	132
BIBLIOGRAFIA	135
ANEXOS	137
ANEXO I – PLANTAS DAS SITUAÇÕES ESTUDADAS	139
ANEXO II – CATÁLOGO DE ANCORAGENS DYWIDAG SI (DYWIDAG, 2013)	147
ANEXO III – CATÁLOGO DE ANCORAGENS DYWIDAG SI (DYWIDAG, 2013).....	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Orientação de um túnel em relação aos planos de descontinuidades	8
Figura 2 - Classificação <i>GSI</i> (Marinos & Hoek, 2000)	11
Figura 3 - Rotura planar e sua representação estereográfica	16
Figura 4 – Identificação de descontinuidades que podem provocar rotura planar na EN22217	
Figura 5 - Rotura em cunha e respetiva representação estereográfica	18
Figura 6 – Deslizamento em cunha na EN222	18
Figura 7 - Rotura por <i>toppling</i> e respetiva representação estereográfica	19
Figura 8 - Análise cinemática de blocos em taludes: representação das descontinuidades .	20
Figura 9 – Análise de rotura planar: Distribuição triangular de pressões da água num único plano.....	23
Figura 10 – Análise de rotura planar: Distribuições triangulares de pressões em caso de existência de fissura de tração.....	24
Figura 11 – Análise de rotura planar: Representação das componentes da força de ancoragem.....	25
Figura 12 – Estabilidade tridimensional dum bloco em forma de cunha: vista isométrica do bloco	26
Figura 13 – Estabilidade tridimensional dum bloco em forma de cunha: corte vertical pela linha de intersecção dos planos 1 e 2	26
Figura 14 – Seleção do formato e introdução da orientação das descontinuidades no <i>Dips</i>	29
Figura 15 – Representação da rede estereográfica de igual ângulo (à esquerda) e igual área (à direita)	30
Figura 16 - Representação de polos no <i>Dips</i>	30
Figura 17 - Representação das curvas de isodensidades no <i>Dips</i>	31
Figura 18 – Correção de Terzaghi: <i>Scanline</i> e famílias de descontinuidades	31
Figura 19 – Correção de Terzaghi: Cálculo do fator de ponderação	32
Figura 20 – Influência da correção de Terzaghi na representação estereográfica	32
Figura 21 - Identificação das famílias de descontinuidades no <i>Dips</i>	33
Figura 22 - Representação de um talude de escavação no <i>Dips</i>	34
Figura 23 – Representação do ângulo de atrito no <i>Dips</i>	34
Figura 24 – Análise cinemática de escorregamento planar com recurso ao <i>Dips</i>	35
Figura 25 – Teste de Markland	36
Figura 26 – Teste de Markland no <i>Dips</i> (famílias <i>1m</i> e <i>4m</i>)	37
Figura 27 – Teste de Markland (Refinamento de Hocking)	38
Figura 28 – Teste de Markland no <i>Dips</i> (famílias <i>1m</i> e <i>3m</i>)	38
Figura 29 - Representação de instabilidade por <i>toppling</i> com recurso ao <i>Dips</i>	39
Figura 30 – Inserção de dados relativos às descontinuidades no <i>JTDist</i>	40

Figura 31 – Aplicação de descontinuidades aleatórias e erro no <i>JTDist</i>	40
Figura 32 – Dados relativos à geometria do talude e descontinuidade no <i>RocPlane</i>	41
Figura 33 – Escolha do modelo a utilizar no <i>RocPlane</i>	42
Figura 34 – Caracterização da pressão da água e força sísmica no <i>RocPlane</i>	42
Figura 35 – Vistas do talude e descontinuidade no <i>RocPlane</i>	43
Figura 36 – Vista em corte da análise de estabilidade no <i>RocPlane</i>	43
Figura 37 – Representação de um talude com fissura de tração com atuação da pressão da água.....	44
Figura 38 – Menu de aplicação de ancoragens/pregagens no <i>RocPlane</i>	44
Figura 39 – Vista em corte da análise de estabilidade quando aplicada uma ancoragem no <i>RocPlane</i>	45
Figura 40 – Análise de sensibilidade no <i>RocPlane</i>	45
Figura 41 – Escolha da lei estatística no <i>RocPlane</i>	46
Figura 42 – Resultado da análise probabilística no <i>RocPlane</i> (Monte Carlo, 1000 amostras)	47
Figura 43 – Introdução de dados relativos às descontinuidades no <i>Swedge</i>	48
Figura 44 – Representação 3D e vistas do escorregamento em cunha no <i>Swedge</i>	49
Figura 45 – Representação dos planos médios das descontinuidades, face do talude e face superior do talude	49
Figura 46 – Colocação de betão projetado no <i>Swedge</i>	50
Figura 47 – Colocação de redes no <i>Swedge</i>	50
Figura 48 – Análise de sensibilidade no <i>Swedge</i>	51
Figura 49 – Cálculo da pressão a aplicar na face do talude através de uma análise de sensibilidade	51
Figura 50 – Introdução de dados relativos à análise probabilística no <i>Swedge</i>	52
Figura 51 – Resultado da análise probabilística no <i>Swedge</i> (Hipercubo Latino, 10000 amostras).....	52
Figura 52 – Introdução de dados relativos às descontinuidades para análise combinatória no <i>Swedge</i>	53
Figura 53 – Esquema representativo do percurso em estudo (<i>Google Maps</i>)	55
Figura 54 – Representação do percurso estudado considerando a separação em trechos..	56
Figura 55 – Representação das orientações das famílias de descontinuidades no <i>Dips</i>	57
Figura 56 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho <i>t1</i> com recurso ao <i>Dips</i>	59
Figura 57 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho <i>t2</i> com recurso ao <i>Dips</i>	59
Figura 58 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho <i>t3</i> com recurso ao <i>Dips</i>	60

Figura 59 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho t_4 com recurso ao <i>Dips</i>	60
Figura 60 - Zonas sísmicas em Portugal segundo o EC8 e o RSA (Carvalho, 2010)	61
Figura 61 - Classificação <i>GSI</i> estrada N222	64
Figura 62 - Coeficiente de rugosidade <i>JRC</i> na EN 222.....	66
Figura 63 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo A e $JRC = 2$	67
Figura 64 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo B e $JRC = 2$	67
Figura 65 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo A e $JRC = 6$	68
Figura 66 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo B e $JRC = 6$	68
Figura 67 - Determinação da coesão e ângulo de atrito instantâneos relativos a critérios de rotura não lineares	69
Figura 68 – Presença de água num maciço rochoso	70
Figura 69 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_1	71
Figura 70 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_1	71
Figura 71 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_2	72
Figura 72 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_2	72
Figura 73 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_3	73
Figura 74 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_3	73
Figura 75 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_4	74
Figura 76 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_4	74
Figura 77 – Planta esquemática das situações identificadas ao longo do percurso	75
Figura 78 – Situação 9: Meios de estabilização	77
Figura 79 – Situação 9: Pormenor dos meios de estabilização	77
Figura 80 – Esquema representativo de uma ancoragem	78
Figura 81 – Esquema representativo de uma pregagem.....	79
Figura 82 – Fotografia da situação 32.....	83
Figura 83 – Planta da situação 32.....	84
Figura 84 – Esquema representativo da situação 32 com recurso ao <i>RocPlane</i>	84

Figura 85 – Situação 32: Cálculo de estabilidade mediante atuação de forças gravíticas (BB)	85
Figura 86 – Situação 32: Cálculo de estabilidade na presença de pressão de água (BB)	85
Figura 87 – Situação 32: Cálculo de estabilidade na presença de uma ação sísmica (BB) ..	86
Figura 88 - Situação 32: Cálculo de estabilidade na presença de pressão de água e ação sísmica em simultâneo (BB)	86
Figura 89 – Fotografia da situação 14.....	90
Figura 90 – Fotografia da situação 29.....	92
Figura 91 – Fotografia da situação 31.....	93
Figura 92 – Fotografia da situação 35.....	94
Figura 93 – Fotografia da situação 46.....	96
Figura 94 – Representação do bloco formado na situação 46	97
Figura 95 – Fotografia da situação 63.....	98
Figura 96 – Fotografia da situação 24.....	99
Figura 97 – Planta relativa à situação 24	100
Figura 98 – Representação dos planos referentes ao talude e às descontinuidades 1m e 4m	101
Figura 99 – Situação 24: Cunha formada pela interseção das famílias 1m e 4m de descontinuidades	101
Figura 100 – Representação dos planos referentes ao talude e às descontinuidades 1m e 3m	102
Figura 101 – Situação 24: Cunha formada pela interseção das famílias 1m e 3m de descontinuidades	102
Figura 102 - Fotografia da situação 42.....	105
Figura 103 – Fotografia da situação 57 (Google Street View)	107
Figura 104 – Fotografia da situação 60.....	108
Figura 105 – Fotografia da situação 64.....	109
Figura 106 – Representação de um caso de formação de cunha no trecho t4	110
Figura 107 – Frequência relativa da coesão para o método de Monte Carlo.....	112
Figura 108 – Frequência relativa da coesão para o método do Hipercubo Latino	112
Figura 109 – Frequência relativa do ângulo de atrito para o método de Monte Carlo.....	113
Figura 110 – Frequência relativa do ângulo de atrito para o método do Hipercubo Latino .	113
Figura 111 – Propriedades da distribuição normal: Densidade da distribuição normal com média $x = 0$ e vários desvios padrão (SD).....	115
Figura 112 – Propriedades da distribuição normal: Função distribuição $\Phi(z)$ da distribuição normal com média $x = 0$ e desvio padrão $SD = 1$	115
Figura 113 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura mediante atuação de forças gravíticas (BB)	119

Figura 114 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água (BB)	119
Figura 115 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de uma ação sísmica (BB)	120
Figura 116 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água e ação sísmica em simultâneo (BB)	120
Figura 117 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura mediante atuação de forças gravíticas (MC)	121
Figura 118 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água (MC)	121
Figura 119 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de uma ação sísmica (MC)	122
Figura 120 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água e ação sísmica em simultâneo (MC)	122
Figura 121 – Situação 24: Cálculo da probabilidade de rotura mediante atuação de forças gravíticas (BB)	125
Figura 122 – Situação 24: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de uma ação sísmica (BB)	126

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Graus de alteração de maciços rochosos (ISRM, 1981).....	4
Quadro 2 – Graus de fracturação de maciços rochosos (ISMR)	4
Quadro 3 – Qualidade do maciço rochoso em função do <i>RQD</i> (Deere, 1967)	5
Quadro 4 – Parâmetros da classificação RMR (Bieniawski, 1989) Fonte:(Vallejo, 2002)	7
Quadro 5 – Influência da direção das descontinuidades relativamente à direção de escavação	8
Quadro 6 – Relação entre a inclinação do talude e das descontinuidades.....	9
Quadro 7 – Valor de <i>F4</i> de acordo com o tipo de escavação.....	9
Quadro 8 – Classes de estabilidade da classificação <i>SMR</i>	10
Quadro 9 – Relação entre a classificação <i>SMR</i> e ocorrência de deslizamento planar	10
Quadro 10 – Relação entre a classificação <i>SMR</i> e ocorrência de deslizamento em cunha..	10
Quadro 11 – Critério de classificação atribuída por pontos	13
Quadro 12 – Prioridades de atuação sobre o maciço de acordo com a pontuação atribuída por pontos.....	13
Quadro 13 – Famílias de descontinuidades identificadas em cada trecho	57
Quadro 14 – Caracterização das famílias de descontinuidades da EN 222	58
Quadro 15 – Tipos de terreno para a consideração da influência das condições locais na ação sísmica (NP EN 1998-1 : 2010).....	62
Quadro 16 – Valores de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A, <i>agR</i> (m/s ²), nas várias zonas sísmicas de Portugal (Anexo Nacional, NP EN 1998-1 : 2010)	63
Quadro 17 – Coeficientes de importância, γ_I (Anexo Nacional, NP EN 1998-1 : 2010)	63
Quadro 18 – Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo A com <i>JCR</i> = 2	67
Quadro 19 – Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo B com <i>JCR</i> = 2	67
Quadro 20 – Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo A com <i>JCR</i> = 6	68
Quadro 21 - Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo B com <i>JCR</i> = 6	68
Quadro 22 – Parâmetros de resistência das descontinuidades.....	70
Quadro 23 – Situações de instabilidade estudadas	76
Quadro 24 – Características das ancoragens simuladas (DYWIDAG, 2013)	78
Quadro 25 – Características das pregagens simuladas (DYWIDAG, 2013)	79
Quadro 26 – Valores típicos de coeficientes globais de segurança usados na Engenharia Geotécnica (Terzaghi & Peck, 1948, 1967) Fonte: (Matos Fernandes, 2011)	81
Quadro 27 – Parâmetros de resistência para análise determinística usando o modelo de Barton-Bandis.....	82

Quadro 28 – Parâmetros de resistência para análise determinística usando o modelo de Mohr-Coulomb (obtidos por regressão linear)	82
Quadro 29 – Características do talude de escavação da situação 32	84
Quadro 30 – Resultados da análise determinística para a situação 32 (BB e MC)	87
Quadro 31 – Valores da coesão instantânea e do ângulo de atrito instantâneo para a situação 32	88
Quadro 32 – Situação 32: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições e critérios	88
Quadro 33 – Pregagens relativas à situação 32	88
Quadro 34 – Situação 32: Coeficientes de segurança após aplicação de pregagens segundo diferentes condições e critérios	89
Quadro 35 – Situações de potencial deslizamento planar estudadas no trecho t_2	90
Quadro 36 – Situação 14: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições	91
Quadro 37 – Situações de potencial deslizamento planar estudadas no trecho t_3	91
Quadro 38 – Situação 29: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições	92
Quadro 39 – Pregagens relativas à situação 29	92
Quadro 40 – Situação 29: Coeficientes de segurança após aplicação de pregagens segundo diferentes condições	93
Quadro 41 – Situações 31 e 35: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições	94
Quadro 42 – Situações de potencial deslizamento planar estudadas no trecho t_4	95
Quadro 43 – Situação 46: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições	96
Quadro 44 - Ancoragens relativas à situação 46	97
Quadro 45 – Situação 46: Coeficientes de segurança após aplicação de pregagens segundo diferentes condições	97
Quadro 46 – Situação 63: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições	98
Quadro 47 – Características do talude de escavação da situação 24	99
Quadro 48 – Valores da coesão instantânea e do ângulo de atrito instantâneo para o plano de descontinuidades da família $1m$ da situação 24	103
Quadro 49 – Situação 24: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições e critérios ($1m$ e $3m$)	103
Quadro 50 – Pregagens relativas à situação 24	103
Quadro 51 – Situação 24: Coeficientes de segurança após aplicação de meios de estabilização segundo diferentes condições e critérios ($1m$ e $3m$)	104
Quadro 52 – Situações de potencial deslizamento em cunha estudadas no trecho t_2	105
Quadro 53 – Situação 42: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições (Modelo de Barton-Bandis)	106
Quadro 54 – Ancoragens relativas à situação 42	106
Quadro 55 – Situação 42: Coeficientes de segurança após aplicação de meios de estabilização segundo diferentes condições	106

Quadro 56 – Situações de potencial deslizamento em cunha estudadas no trecho t_4	107
Quadro 57 – Coeficientes de segurança segundo diferentes condições no trecho t_4	109
Quadro 58 – Valores relativos ao pendor das descontinuidades para o cálculo probabilístico	116
Quadro 59- Valores relativos ao azimute das descontinuidades para o cálculo probabilístico	117
Quadro 60 – Parâmetros de resistência e lei de distribuição para o modelo de Barton-Bandis	117
Quadro 61 – Parâmetros de resistência e lei de distribuição para o modelo de Mohr-Coulomb	118
Quadro 62 – Situação 32: Valores de c_i e ϕ_i a usar no cálculo probabilístico.....	123
Quadro 63 – Situação 32: Probabilidades de rotura segundo diferentes condições e critérios	123
Quadro 64 – Probabilidades de rotura para as situações de escorregamento planar (BB)	124
Quadro 65 – Situação 24 (famílias $1m$ e $3m$): Probabilidades de rotura segundo diferentes condições e critérios	126
Quadro 66 – Valores dos parâmetros resistentes do critério de Barton-Bandis e Mohr-Coulomb utilizados no cálculo determinístico (média) e probabilístico	130
Quadro 67 – Análise comparativa das abordagens relativamente ao deslizamento planar na situação 32	130
Quadro 68 – Análise comparativa das abordagens relativamente ao deslizamento em cunha na situação 24	131
Quadro 69 – Abordagem de cálculo 1 – coeficientes de segurança parciais relativos às ações e às propriedades do terreno (NP EN 1997-1:2010).....	133

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

Alfabeto latino

A - área

A_i - área do plano i

a_g - valor de cálculo da ação sísmica (horizontal) à superfície de um terreno

a_{gR} - valor da aceleração máxima de referência

c - coesão

c_i - coesão instantânea

D - espaçamento real entre descontinuidades

D' - espaçamento aparente entre descontinuidades

F - graus de fracturação de maciços rochosos

F_1, F_2 e F_3 - fatores de ajuste devido à orientação das descontinuidades

F_4 - fator de ajuste devido ao método de escavação

f_d - força desestabilizadora

f_r - força resistente

f' - somatório das componentes tangenciais paralelas à direção do deslizamento das forças que solicitam a cunha

k - coeficiente sísmico

k_h - coeficiente sísmico horizontal

N_i - força normal efetiva no plano i

Q - carga externa

r - valor de recuo do martelo de Schmidt sobre a superfície da descontinuidade com rocha alterada e húmida

R - valor de recuo do martelo de Schmidt sobre uma superfície de rocha não alterada e seca; espaçamento real entre descontinuidades

R_c - resultante das forças coesivas que atuam no plano de deslizamento

R_ϕ - resultante das forças friccionais que atuam no plano de deslizamento

S - resultante das forças que tendem a provocar o deslizamento

SD – *Standard Deviation* – desvio padrão

S_h - força sísmica horizontal

T – força transmitida pelo elemento de suporte

U – resultante da pressão da água na descontinuidade

V – resultante da pressão da água na fissura de tração

W – peso do bloco; ponderação de Terzaghi

W – graus de alteração de maciços rochosos

$\bar{x}$ – média

z – profundidade relativamente ao nível freático

Alfabeto grego

α – inclinação das superfícies de descontinuidades; ângulo mínimo entre o plano de descontinuidade e o plano de observação; coeficiente sísmico

α_i - inclinação da linha de interseção dos dois planos de descontinuidade

α_j – azimute das descontinuidades

α_s – azimute do plano do talude

β – inclinação da face do talude

β_i – inclinação da face do talude na direção da linha de interseção

β_j – inclinação da descontinuidade

β_s – inclinação do talude

γ – peso volúmico

γ_I – fator de importância

γ_w – peso volúmico da água

ϕ – ângulo de atrito

ϕ_i – ângulo de atrito instantâneo

ϕ_r – ângulo de atrito residual

Abreviaturas

BB – Barton-Bandis

EC7 – Eurocódigo 7

EC8 – Eurocódigo 8

EN – Estrada Nacional

FG – Forças Gravíticas

FS – Fator de Segurança

GSI – Geotechnical Strength Index

JCS – Joint Wall Compressive Strength – resistência à compressão simples do material da parede da descontinuidade

JRC – Joint Roughness Coefficient – coeficiente de rugosidade das paredes da descontinuidade

MC – Mohr-Coulomb

PF – *Probability of Failure* – probabilidade de rotura

PS – *Probabaility of Sliding* – probabilidade de deslizamento

SMR – Slope Mass Rating

RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

RMR – Rock Mass Rating

Instituições

IPMA – Instituto Português do Mar e da Água

ISRM – *International Society for Rock Mechanics*

UNESCO – *United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization*

DSI – *DYWIDAG-Systems International*

1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS E ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO

A imprevisibilidade de fenómenos naturais catastróficos é um dos fatores mais preponderantes para a dimensão desses acontecimentos. Também os deslizamentos de taludes surpreendem muitas vezes o Homem. Felizmente, nos dias que correm, é possível ao Homem controlar muitos desses acontecimentos, sendo fulcral nesse controlo a prevenção. É aqui que entra o engenheiro geotécnico, tendo a capacidade de analisar taludes naturais, estudá-los pormenorizadamente prevendo o seu comportamento, e, no caso de necessidade, intervir. Hoje em dia é comum a qualquer obra rodoviária a preocupação com a estabilização dos seus taludes adjacentes. No presente trabalho os taludes de um trecho da Estrada Nacional 222 são escolhidos como exemplo de aplicação. Os elementos relativos à caracterização do percurso estudado da EN 222, nomeadamente elementos de topografia, a identificação e caracterização dos taludes, a informação geológica e geotécnica dos maciços rochosos envolventes e outros elementos técnicos foram em parte fornecidos pela EP – Estradas de Portugal. Outros parâmetros necessários aos cálculos com os programas utilizados foram gerados ou aferidos de acordo com a bibliografia consultada. Tem-se como principal objetivo a realização de um estudo com cálculos determinísticos e probabilísticos com taludes onde poderiam ocorrer deslizamentos de blocos rochosos, comparando os dois tipos de abordagem analítica da análise de estabilidade. No prosseguimento deste objetivo, pretende-se também demonstrar a utilização de programas de cálculo pouco complexos da *Rocscience*, tentando provar a validade dos mesmos quando aplicados na verificação da segurança ao deslizamento deste tipo de casos.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação encontra-se dividida nos seguintes capítulos:

- **Capítulo 2:** São apresentadas as diferentes classificações geomecânicas e de maciços rochosos úteis ao desenvolvimento do presente trabalho;
- **Capítulo 3:** São dados a conhecer os principais tipos de instabilidade em taludes rochosos, mencionando os mecanismos de rotura por deslizamento, aspetos que motivam essa rotura e tipos de maciços rochosos nos quais são mais frequentes;
- **Capítulo 4:** São apresentadas as soluções analíticas para os principais tipos de rotura;
- **Capítulo 5:** São apresentados os programas informáticos que permitem a identificação de situações de instabilidade de taludes (*Dips*) e análise das mesmas (*RocPlane* e *Swedge*);
- **Capítulo 6:** É descrito e caracterizado o percurso entre o Km 131+500 e Km 152+000 da Estrada Nacional 222 cujos taludes são objeto de estudo da presente dissertação. São ainda

selecionadas as situações mais interessantes que serão alvo de estudo mais pormenorizado e simuladas medidas de estabilização de taludes;

- **Capítulo 7:** É feita uma análise determinística das situações de maior interesse, aplicando medidas de estabilização;
- **Capítulo 8:** É feita uma análise probabilística das situações analisadas no capítulo anterior;
- **Capítulo 9:** É feita uma análise comparativa entre os resultados obtidos na análise determinística e análise probabilística apresentando as conclusões e perspectivas relativamente ao desenvolvimento deste tema.

2

CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS APLICADAS A TALUDES ROCHOSOS

2.1. GENERALIDADES

As classificações geomecânicas são utilizadas para caracterizar os maciços rochosos através de um conjunto de propriedades identificadas quer por observação direta e ensaios realizados *in situ* quer por análise de amostras recolhidas em sondagens efetuadas no local. Estas classificações têm particular interesse ao longo deste trabalho, pois permitem caraterizar os maciços rochosos e, em sentido inverso, estimar valores de parâmetros através da classificação dos mesmos. De entre as várias classificações existentes, serão abordadas com maior pormenor a classificação de Bieniawski (sistema *RMR – Rock Mass Rating*), a classificação *SMR (Slope Mass Rating)*, a classificação *GSI (Geotechnical Strength Index)* e, por último, uma classificação por atribuição de pontos para construir uma matriz de risco de queda de blocos em taludes rochosos (Pierson & Van Vickie, 1993). Para caraterizar cada uma destas classificações, torna-se necessário dar a conhecer alguns fatores que pesam no resultado das mesmas. Em primeiro lugar é importante compreender o conceito de estado de alteração e de fracturação de um maciço rochoso, fatores que influenciam as caraterísticas de qualidade do maciço. O estado de alteração de um maciço é, normalmente, indicado à custa de uma descrição baseada em métodos expeditos de observação. Em maciços rochosos entende-se como grau de alteração a maior ou menor facilidade com que se parte o material utilizando, por exemplo, um martelo de geólogo. O grau de alteração pode ser também compreendido pela coloração ou brilho provocados pela alteração de certos minerais como feldspatos e minerais ferromagnesianos. São considerados por norma cinco graus de alteração para um maciço rochoso.

Os diferentes graus de alteração encontram-se especificados no Quadro 1.

Quadro 1 – Graus de alteração de maciços rochosos (ISRM, 1981)

Símbolos	Designações	Caraterísticas
W_1	São	Sem quaisquer sinais de alteração
W_2	Pouco alterado	Sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
W_3	Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço mas a rocha não é friável
W_4	Muito alterado	Alteração em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W_5	Decomposto (saibro)	O maciço apresenta-se completamente friável com comportamento de solo

A percentagem de recuperação das operações de furação de sondagens com recuperação contínua é também um bom indicador do estado de alteração das rochas atravessadas. Este indicador é obtido multiplicando por 100 o quociente entre a soma dos comprimentos de todos os tarolos obtidos numa manobra e o comprimento do trecho furado nessa manobra. Apesar de não existir qualquer tabela de classificação da rocha em função da percentagem de recuperação e de se ter em conta que este indicador é também influenciado pela qualidade do equipamento de furação, competência do operador e particularidades litológicas ou estruturais das formações geológicas, é vulgar considerar que um maciço é pouco alterado (logo, em princípio, de boa qualidade) quando se obtêm percentagens superiores a 80%, muito alterado (logo de má qualidade) para percentagens inferiores a 50% e medianamente alterado para valores intermédios. O indicador percentagem de recuperação é também influenciado pelo estado de fracturação da rocha. O estado de fracturação de um maciço pode ser entendido como o espaçamento entre juntas. A classificação elaborada pela comissão da ISRM (*International Society for Rock Mechanics*) divide os graus de fracturação em cinco níveis, de acordo com o Quadro 2.

Quadro 2 – Graus de fracturação de maciços rochosos (ISMR)

Símbolos	Intervalo entre fraturas (cm)	Designação
F_1	> 200	Muito afastadas
F_2	60 - 200	Afastadas
F_3	20 - 60	Medianamente afastadas
F_4	6 - 20	Próximas
F_5	< 6	Muito próximas

A partir da relação entre os estados de alteração e fracturação, Deere desenvolveu um sistema de classificação baseado num índice que designou por *RQD* (*Rock Quality Designation*), indicativo da qualidade do maciço rochoso (Deere, 1967). O *RQD* é definido com base na realização de sondagens

com recuperação contínua de amostra. Este índice é definido como a percentagem determinada pelo quociente entre o somatório dos troços de amostra com comprimento superior a 10 cm e o comprimento total furado em cada manobra. A determinação do *RQD* deve ser feita apenas em sondagens com diâmetro superior a 55 mm, cuidadosamente realizadas em que sejam utilizados amostradores de parede dupla ou tripla. No Quadro 3 são apresentadas as designações referentes à qualidade do maciço propostas por Deere em função do *RQD*.

Quadro 3 – Qualidade do maciço rochoso em função do *RQD* (Deere, 1967)

<i>RQD</i>	Qualidade do maciço rochoso
0 - 25%	Muito fraco
25 - 50%	Fraco
50 - 75%	Razoável
75 - 90%	Bom
90 - 100%	Excelente

Para além dos parâmetros caracterizados, também a presença de água de percolação nos maciços tem um peso significativo na estabilidade destes. Passa-se a enumerar os efeitos da pressão de água na envolvente de uma escavação em maciços rochosos:

- Redução da estabilidade dos taludes por diminuição da resistência ao deslizamento ao longo das potenciais superfícies de rotura;
- As variações do teor em água de certas rochas, particularmente nos xistos argilosos, podem causar uma acelerada alteração da rocha com um correspondente decréscimo da resistência ao deslizamento nas descontinuidades;
- A água que preenche as descontinuidades aumenta de volume quando congela, podendo provocar a fracturação da rocha originando o aparecimento de blocos de menores dimensões; por sua vez, a formação de gelo junto da superfície pode obturar os caminhos de drenagem resultando daí um incremento das pressões da água no interior do talude, o que contribui para o decréscimo das condições de estabilidade;
- A erosão dos solos da superfície e do preenchimento das descontinuidades que ocorre como resultado da circulação da água pode levar ao aumento da abertura e, conseqüentemente, à diminuição das condições de estabilidade.

O aspeto mais importante a considerar é o efeito a redução das condições de estabilidade resultante da pressão exercida pela água nas paredes das descontinuidades. Ao longo do trabalho será considerado este efeito, percebendo-se a sua enorme influência na estabilidade de um talude.

2.2. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI (SISTEMA *RMR*)

A classificação de Bieniawski surge em 1976 como resultado de estudos geotécnicos em obras subterrâneas. Esta classificação acabou por sofrer ajustes, sendo atualmente aplicada a versão de 1989 (Bieniawski, 1989). Conhecida também como sistema *RMR'89* (*Rock Mass Rating*), a classificação baseia-se na atribuição de pesos a parâmetros considerados significativos para o comportamento dos maciços rochosos. Passa-se a enunciar os principais parâmetros:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- *RQD*;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condição das descontinuidades;
- Presença de água;
- Orientação das descontinuidades.

O somatório dos pesos dos parâmetros referidos é chamado de índice *RMR*, tomando uma classificação de 0 a 100, dividindo-se em 5 classes. Os pesos dos parâmetros 1 a 5 são atribuídos de acordo com o Quadro 4.

Quadro 4 – Parâmetros da classificação RMR (Bieniawski, 1989) Fonte:(Vallejo, 2002)

Parâmetros		Coeficientes						
1	Resistênci a da rocha intacta	Point Load	> 10 MPa	4 - 10 Mpa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Ver compressão uniaxial	
		Compressão uniaxial	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa < 1 MPa
	Pesos		15	12	7	4	2	1 0
2	RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	> 25 %	
	Pesos		20	17	13	8	3	
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	> 60 mm	
	Pesos		20	15	10	8	5	
4	Condição das descontinuidades		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação <1mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramenten rugosas, separação < 1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5 mm ou juntas contínuas com separação 1-5 mm	Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm	
	Pesos		30	25	20	10	0	
5	Caudal por 10 m de comprimento do túnel		Nenhum	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min	
	Relação pressão da água - tensão principal máxima		0	< 0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5	
	Presença de água							
Condições gerais	Completamente seco		Água intersticial		Húmido	Escorrimentos	Entrada de água	
	Pesos		15	10	7	4	0	

Para além dos 5 fatores anteriormente referidos, e lembrando uma vez mais que este sistema se aplica principalmente a obras subterrâneas, é considerado um outro fator que considera a orientação das descontinuidades, relacionando as mesmas com a orientação de escavação do túnel ou outra obra com desenvolvimento linear, como representado na Figura 1.



Figura 1 – Orientação de um túnel em relação aos planos de descontinuidades

O peso deste último parâmetro, orientação das descontinuidades, é traduzido pelo Quadro 5.

Quadro 5 – Influência da direção das descontinuidades relativamente à direção de escavação

Direção perpendicular à escavação				Direção paralela à escavação		
Abertura do túnel no sentido da inclinação		Abertura do túnel no sentido inverso da inclinação		Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°	Inclinação 0° - 20°
Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°	Inclinação 45° - 90°	Inclinação 20° - 45°			
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	Razoável
Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

2.3. CLASSIFICAÇÃO SMR

Sendo a aplicação do sistema *RMR* destinada essencialmente a túneis, surge uma versão para aplicação do mesmo sistema à escavação de taludes. Esta versão proposta por Romana em 1985, dá pelo nome de sistema *SMR* (*Slope Mass Rating*; Romana, 1985) e é obtida a partir da Equação 1, dependendo do valor do *RMR* básico e de F_1 , F_2 e F_3 , fatores corretivos relativamente à direção das descontinuidades, e F_4 , fator de ajuste relacionado com o método de escavação. O valor do *RMR* básico por si só é influenciado por 5 fatores: resistência da rocha intacta, *RQD*, espaçamento entre as descontinuidades, características das descontinuidades e presença de água.

$$SMR = RMR_{básico} + (F_1 + F_2 + F_3) + F_4 \quad (1)$$

O fator F_1 está relacionado com o paralelismo entre as descontinuidades e o talude de escavação. Depende do valor absoluto entre o azimute das descontinuidades (α_j) e do plano do talude (α_s). O seu valor varia entre 0,15, quando o ângulo formado pelas duas direções é maior que 30° e a probabilidade de rotura é muito baixa, e 1,0 para as situações em que as direções são paralelas. Estes valores foram estabelecidos empiricamente e ajustam-se aproximadamente à Equação 2.

$$F_1 = [1 - \sin|\alpha_j - \alpha_s|]^2 \quad (2)$$

O fator F_2 está relacionado com a inclinação das descontinuidades em rotura planar. É obtido em função da inclinação das descontinuidades (β_j), e é determinado pela Equação 3. No caso de instabilidade planar, este valor varia entre 0,15, para descontinuidades com inclinação inferior a 20°, e 1,0, para descontinuidades com inclinação superior a 45°. Para os casos de *toppling* (também conhecido como basculamento de blocos e explicado mais adiante) este valor é sempre igual a 1,0.

$$F_2 = \tan^2\beta_j \quad (3)$$

O fator F_3 reflete a relação entre a inclinação do talude e das descontinuidades. No Quadro 6 apresenta-se a influência de F_3 (valores propostos por Bieniawski, 1976) sendo a inclinação do talude representada por β_s e a inclinação da descontinuidade representada por β_j . As letras P e T representam o tipo de instabilidade, planar e *toppling*, respetivamente.

Quadro 6 – Relação entre a inclinação do talude e das descontinuidades

Caso	Muito favorável	Favorável	Normal	Desfavorável	Muito desfavorável
P $ \alpha_j - \alpha_s $	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
T $ \alpha_j - \alpha_s - 180° $					
P e T F_1	0,15	0,4	0,7	0,85	1
P $ \beta_j $	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
P F_2	0,15	0,4	0,7	0,85	1
T F_2	1	1	1	1	1
P $ \beta_j - \beta_s $	> 10°	10° - 0°	0°	0 - (-10°)	< -10°
T $ \beta_j + \beta_s $	< 110°	110° - 120°	> 120°	-	-
P e T F_3	0	-5	-25	-50	-60

O fator F_4 é um fator empírico relacionado com o método de escavação. No Quadro 7, são apresentados os valores para os diferentes tipos de escavação.

Quadro 7 – Valor de F_4 de acordo com o tipo de escavação

Método	Talude Natural	Pré-Corte	Explosão Suave	Explosão ou escavação mecânica	Explosão deficiente
F_4	+15	+10	+8	0	-8

Após a obtenção do valor do *SMR*, recorre-se ao Quadro 8 para perceber qual o nível de estabilidade e o tipo de tratamento para a mesma.

Quadro 8 – Classes de estabilidade da classificação *SMR*

Classes de Estabilidade					
Classe	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descrição	Muito Má	Má	Normal	Boa	Muito Boa
Estabilidade	Totalmente Instável	Instável	Parcialmente estável	Estável	Totalmente estável
Roturas	Grandes roturas por planos contínuos ou por massa	Descontinuidades ou grandes cunhas	Algumas descontinuidades ou muitas cunhas	Alguns blocos	Nenhuma
Tratamento	Nova escavação	Correção	Sistemático	Ocasional	Nenhum

Romana associa ainda os valores obtidos na classificação *SMR* ao tipo de rotura do talude. No Quadro 9 encontra-se a relação da classificação com a ocorrência de deslizamento planar.

Quadro 9 – Relação entre a classificação *SMR* e ocorrência de deslizamento planar

Deslizamento Planar	
$SMR > 60$	Nenhuma
$60 > SMR > 40$	Importantes
$40 > SMR > 15$	Muito grandes

No Quadro 10 apresenta-se a relação com o deslizamento em cunha.

Quadro 10 – Relação entre a classificação *SMR* e ocorrência de deslizamento em cunha

Deslizamento em Cunha	
$SMR > 75$	Muito poucas
$75 > SMR > 49$	Algumas
$55 > SMR > 40$	Muitas

2.4. CLASSIFICAÇÃO GSI

O sistema de classificação *GSI* (*Geological Strength Index*) foi introduzido por Hoek em 1994 e constantemente modificado e melhorado como consequência da sua aplicação em problemas práticos de engenharia de rochas. Marinós e Hoek (2000, 2001) publicaram um gráfico que permite estimar as propriedades de rochas fraturadas. O gráfico proposto encontra-se representado na Figura 2.

O sistema *GSI* e o critério de Hoek-Brown têm sido aplicados em inúmeras obras de engenharia apresentando resultados bastante satisfatórios em vários maciços rochosos. As estimativas do sistema têm que ser aperfeiçoadas de acordo com a obra em questão (túnel, talude, etc.) mas fornecem uma base de pré-dimensionamento para o desenvolvimento de projetos (Hoek, 2007).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinós, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figura 2 - Classificação *GSI* (Marinós & Hoek, 2000)

2.5. CLASSIFICAÇÃO POR PONTOS APLICADA AO CASO DE ESTUDO

Esta classificação (Pierson & Van Vickle, 1993) foi aplicada ao caso em estudo com o propósito de eleger a prioridade de intervenção ao longo das situações de risco. A classificação por pontos tem em conta não só características intrínsecas ao maciço rochoso mas também ao meio em que se insere. Aspetos que tem em conta:

- Altura do talude de escavação: a esta grandeza foram associados os potenciais danos causados perante a ocorrência do destacamento de uma massa de rocha dado que a energia potencial que esta mobiliza aumenta com a altura a que a mesma se encontra, acrescendo desta forma o grau de risco;
- Inclinação do talude de escavação: indo ao encontro da problemática exposta no ponto anterior, quanto maior for a inclinação do talude maior será o risco envolvido na queda de blocos e/ou cunhas;
- Volume do bloco unitário destacável: situação em relação à estrada (capacidade de retenção de material entre a valeta e a base do talude); uma boa capacidade de retenção de material na base do talude diminui a probabilidade da massa de rocha instável atingir a via, diminuindo assim o grau de risco;
- Características geológicas dos maciços, casos em que a estabilidade é controlada pelas características geométricas e físicas das descontinuidades e casos em que a erosão diferencial é a condição que controla os desmoronamentos e quedas de blocos: estas formam o grau de alteração, o afastamento entre falhas e a existência de água subterrânea;
- Historial de desmoronamentos e quedas de blocos: a apreciação de informações recolhidas sobre o volume de quedas e a sua distribuição no tempo permitem correlacionar com alguma verosimilhança, apesar da escassez de dados, um grau de risco associado. Assim, considerou-se que a uma situação com ocorrências de queda de blocos mais frequentes correspondia um grau de risco superior
- Percentagem média de risco para um veículo: fator que depende da proximidade do talude à estrada, do tempo que o veículo demora a percorrer todo o percurso onde o talude se desenvolve e do limite de velocidade sinalizado na zona.
- Distância de visibilidade: fator dependente da extensão da estrada em que o condutor pode tomar uma decisão de travagem instantânea quando vislumbra a existência de problemas provenientes da instabilidade do talude
- Ocupação dos taludes: esta categoria introduz no sistema de classificação, as eventuais consequências e danos causados a terceiros pela ocorrência de fenómenos de instabilidade. Assim, mediante a importância da ocupação dos taludes foi atribuído um grau de risco. O trecho de estrada em questão localiza-se em região classificada pela UNESCO como património da humanidade (Alto Douro Vinhateiro) pelo que este facto reflete-se na categoria em questão.

Os pesos dos fatores referidos anteriormente são atribuídos de acordo com o Quadro 11.

Quadro 11 – Critério de classificação atribuída por pontos

Categorias		Critério de classificação e pontuação			
		3 Pontos	9 Pontos	27 Pontos	81 Pontos
Altura do Talude de escavação (medida na vertical)		≤ 6 metros	6 a 12 metros	12 a 18 metros	≥ 18 metros
Inclinação do talude de escavação		≤ 45°	45 a 60°	60 a 75°	≥ 75
Volume do bloco unitário destacável		≤ 0,008 m³	0,008 - 0,2 m³	0,2 - 8 m³	≥ 8 m³
Capacidade de retenção entre a valeta e a base do talude		Boa	Moderada	Reduzida	Nula
Características Geológicas	Grau de alteração	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄
	Espaçamento entre descontinuidades	F ₁ / F ₂	F ₃	F ₄	F ₅
	Água subterrânea	Completamente seco	Ligeiramente húmido	Gotejando	Fluído
Historial de desmoronamentos e quedas de blocos		Poucas	Ocasionais	Frequentes	Constantes
Percentagem média de risco para um veículo (Extensão do talude)		≤ 100 metros	100 a 200 metros	200 a 300 metros	≥ 300 metros
Distância de visibilidade		Adequada	Moderada	Reduzida	Muito reduzida
Ocupação nos taludes		Nula	Agrícola	Vinícola	Habitacional

As prioridades de atuação são definidas pelo somatório das pontuações atribuídas a cada parâmetro de acordo com o Quadro 12. O total de pontuação é classificado em três classes ordenadas por necessidade de uma maior caracterização da estabilidade dos taludes. A cor verde representa os taludes cuja necessidade de caracterização da estabilidade é mais baixa e, a laranja representa os taludes cuja necessidade de caracterização da estabilidade é mais elevada.

Quadro 12 – Prioridades de atuação sobre o maciço de acordo com a pontuação atribuída por pontos

Pontuação	
33	189
190	297
298	891

3

TIPOS DE INSTABILIDADE EM
TALUDES ROCHOSOS

3.1. TALUDES ROCHOSOS

Os diferentes tipos de instabilidade possíveis em taludes rochosos estão intimamente associados ao tipo de estruturas geológicas. Posto isto, torna-se necessário numa fase preliminar dos estudos identificar quais as potenciais situações de instabilidade passíveis de ocorrer em tais estruturas. Para uma primeira identificação destas situações recorre-se normalmente à simples análise estereográfica dos diagramas com a representação dos polos das descontinuidades e das respetivas curvas de isodensidades, valores médios do atrito nas descontinuidades e representação dos planos dos taludes. Estes diagramas são normalmente obtidos com recurso a programas informáticos como o *Dips*.

Os diferentes tipos de rotura são função tanto das orientações relativas da face do talude como das descontinuidades. Para cada um dos potenciais tipos de rotura existe um cálculo específico de análise da estabilidade que tem em consideração a forma e dimensões dos blocos, a resistência ao deslizamento das superfícies de escorregamento, as pressões da água e outras forças aplicadas.

Ao longo dos subcapítulos seguintes serão abordados vários tipos de instabilidade, sendo dado particular destaque a três que ocorrem em taludes rochosos, nomeadamente, deslizamento planar, deslizamento em cunha e *toppling*.

As fendas de tração são um fator importante a ter em conta nas análises de estabilidade dos maciços, já que frequentes vezes constituem o local privilegiado para a infiltração de escorrências superficiais da água das chuvas, que podem gerar forças que favorecem o escorregamento baixando drasticamente os coeficientes de segurança. É ainda de referir que os exemplos a seguir apresentados destes tipos de instabilidade são casos extremamente simplificados. É de esperar que para um caso real, para além de a geometria poder ser bem mais complexa, tem que ser considerada a simultaneidade dos diferentes tipos de instabilidade para um mesmo talude.

3.2. DESLIZAMENTO PLANAR

A ocorrência de deslizamento planar está associada à existência de descontinuidades contínuas e bem definidas que possuam inclinação na direção da face do talude e com um ângulo de azimute semelhante ao do talude.

A ocorrência de escorregamento planar requer a simultaneidade das três seguintes condições (Hoek & Bray, 1999):

- A inclinação da superfície das descontinuidades (α) tem que ser inferior à inclinação da face do talude (β), isto é, $\beta > \alpha$;
- A inclinação da superfície das descontinuidades (α) tem que ser superior ao ângulo de atrito (ϕ), ou seja, $\alpha > \phi$, e portanto $\beta > \alpha > \phi$;
- A superfície de descontinuidade deve ter uma direção aproximadamente paralela à face do talude, sendo que essa diferença deve ser inferior a 20° .

O último ponto é justificado pelo facto de para casos em que a diferença de direções é superior a 20° se dar um incremento da espessura de rocha intacta numa das extremidades do bloco que poderá inviabilizar o escorregamento.

O escorregamento dá-se segundo uma superfície praticamente plana e a estrutura tem mergulho concordante com a face do talude e emerge nesta, pelo que na representação estereográfica os polos das descontinuidades localizam-se na parte oposta do círculo maior representativo do plano da face do talude, tal como sugere a Figura 3.

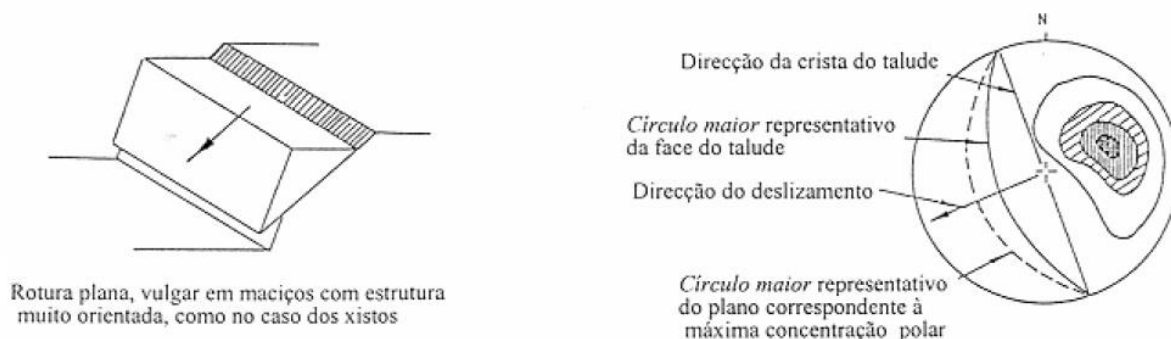


Figura 3 - Rotura planar e sua representação estereográfica

Em casos de taludes de escavação paralela à estratificação aumenta a probabilidade de ocorrência de escorregamentos planares por deslizamento dos estratos. Os tipos mais frequentes dos referidos deslizamentos são:

- Rotura por um plano que emerge na face ou no pé do talude com ou sem fissuras de tração;
- Rotura por um plano paralelo à face do talude por erosão ou perda de resistência no pé do talude.

Este tipo de rotura é característico em maciços rochosos caracterizados por descontinuidades bem definidas, por exemplo, camadas de rocha sedimentar, fluxo de rochas vulcânicas, blocos de granito com diáclases, rochas metamórficas foliadas, entre outras.

A fotografia da Figura 4 traduz um caso de potencial escorregamento planar captado na Estrada Nacional 222.



Figura 4 – Identificação de descontinuidades que podem provocar rotura planar na EN222

3.3. DESLIZAMENTO EM CUNHA

A rotura por cunha é também um tipo de deslizamento, sem rotação, de um bloco em forma de cunha, que resulta da intersecção de dois planos definidos por superfícies de descontinuidades de diferentes famílias. Neste caso, a cunha de rocha escorregará segundo a linha de intersecção das descontinuidades.

Segundo Hoek e Bray (1999), para que se verifique a ocorrência de deslizamento em cunha terão que ser satisfeitas as seguintes condições:

- A inclinação da face do talude na direção da linha de intersecção (β_i) deve ser maior que a inclinação da linha de intersecção dos dois planos de descontinuidade (α_i), ou seja, $\beta_i > \alpha_i$;
- A inclinação da linha de intersecção dos dois planos de descontinuidade (α_i) deve ser maior que o ângulo de atrito, isto é, $\alpha_i > \phi$, e portanto, $\beta_i > \alpha_i > \phi$.

À semelhança do que ocorre no caso de escorregamento planar, também no deslizamento em cunha a estrutura tem mergulho concordante com a face do talude e emerge nesta, pelo que na representação hemisférica os polos das descontinuidades localizam-se na parte oposta do círculo maior representativo do plano da face do talude. Neste caso, as projeções estereográficas são representadas por duas famílias de descontinuidades, tal como sugere a Figura 5.

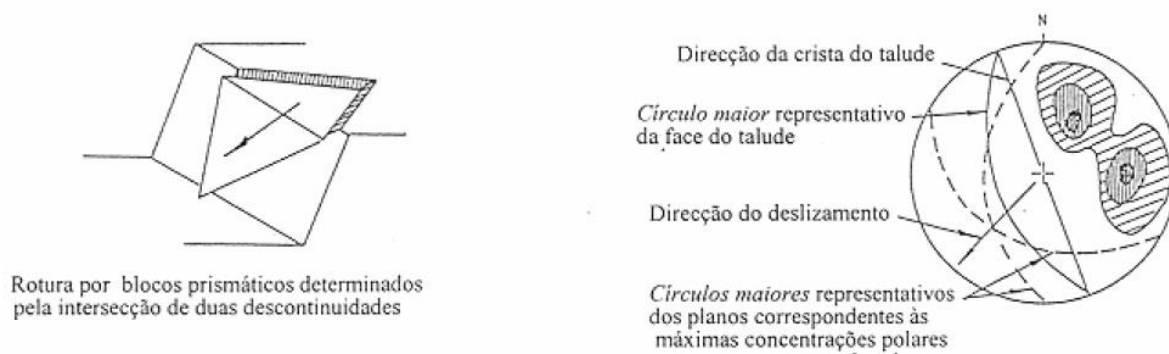


Figura 5 - Rotura em cunha e respetiva representação estereográfica

A ocorrência de rotura em cunha está associada a maciços rochosos nos quais existem várias famílias de descontinuidades. A orientação dessas descontinuidades, o seu espaçamento e continuidade determinam a forma e volume da cunha. A fotografia da Figura 6 evidencia um caso de rotura em cunha característico na Estrada Nacional 222. A vermelho está indicada a linha de intersecção das duas descontinuidades segundo a qual ocorre o deslizamento.



Figura 6 – Deslizamento em cunha na EN222

3.4. ROTURA POR TOPPLING

A rotura por *toppling* consiste no derrubamento de blocos de rocha, isto é, a rotação ou deslizamento de um bloco para a frente sobre uma aresta. Para que ocorra *toppling*, o azimute da reta de maior declive das discontinuidades deve mergulhar no sentido oposto ao do pendor da face do talude, não divergindo mais do que 20° do azimute da reta de maior declive do plano da face. Apenas nestas circunstâncias é possível a formação de séries de blocos de forma paralelepípedica (placas) cujas faces de maior desenvolvimento possuam azimute paralelo, ou próximo, do azimute do plano da face.

Para além das anteriores condições, a inclinação dos planos das discontinuidades deve ser suficientemente elevada para que ocorra escorregamento entre blocos. Admitindo que as faces das camadas têm ângulo de atrito ϕ , então o escorregamento só ocorrerá se a direção das tensões de compressão aplicadas fizer um ângulo superior a ϕ com a normal às discontinuidades. Como, numa escavação, a direção da tensão principal máxima é paralela à face de corte (β), então o escorregamento entre camadas e a rotura por *toppling* ocorrerá em planos de discontinuidades com inclinação α (normal com inclinação $\alpha_n = \frac{\pi}{2} - \alpha$). Assim, segundo Hoek e Bray (1999), para a ocorrência de *toppling* é necessário que se verifique a condição da Equação 4,

$$\alpha_n < \beta - \phi \Leftrightarrow \alpha + \beta > \frac{\pi}{2} + \phi \quad (4)$$

onde,

- α é a inclinação das superfícies de discontinuidades;
- α_n é a inclinação normal às superfícies de discontinuidades;
- β é a inclinação da face do talude;
- ϕ é o ângulo de atrito das superfícies de discontinuidades.

Ao contrário do que acontece no caso no deslizamento planar e em cunha, como no caso do *toppling* a estrutura mergulha para o interior da face do talude, na sua representação estereográfica, os polos e o círculo maior do plano da face situam-se do mesmo lado da área de projeção. Na Figura 7, pode ver-se um exemplo de *toppling* e a respetiva representação estereográfica.

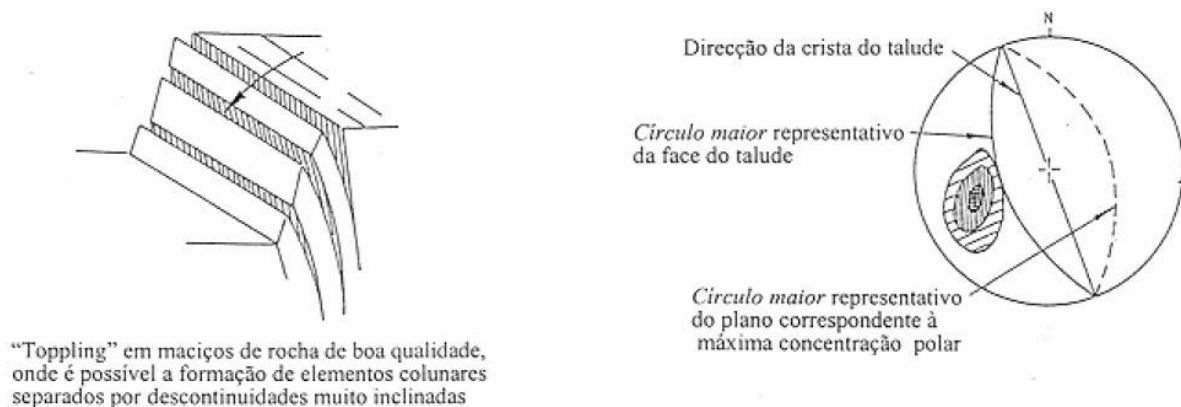


Figura 7 - Rotura por *toppling* e respetiva representação estereográfica

Este tipo de rotura é característico de rochas metamórficas foliadas, camadas de rochas sedimentares e blocos graníticos com juntas.

A Figura 8 resume as condições necessárias à ocorrência de rotura planar/cunha (no caso de cunha, α representa a inclinação da linha de interseção das duas famílias de descontinuidades α_i) ou rotura por *toppling*.

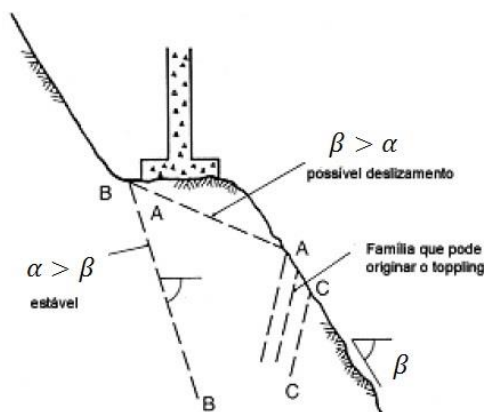


Figura 8 - Análise cinemática de blocos em taludes: representação das descontinuidades

3.5. OUTROS TIPOS DE INSTABILIDADE

A queda de blocos ocorre devido à formação de consolas e ocorrência de descalces, surgindo blocos suspensos que se podem movimentar em queda livre, por rolamento ou escorregamento, acumulando-se no pé do talude.

Pode também dar-se o desmoronamento de desagregações rochosas. Este processo ocorre no caso de taludes cuja rocha se encontra intensamente fissurada e fendilhada, onde, a favor de superfícies resultantes da combinação de múltiplas fissuras, se gera a rotura com deslizamento seguido de desmoronamento de um volume variável de rocha desagregada.

Por último, apresenta-se o fenómeno de *creeping* (ou solifluxão), processo identificado em algumas vertentes, onde a camada superficial de depósitos de vertente sofre deslocamentos cuja velocidade é muito lenta (da ordem de cm/ano). Está associado à ação da gravidade, sendo frequentemente acentuado pela saturação destes materiais promovida por águas de infiltração. A movimentação do material realiza-se geralmente sobre um estrato impermeável, sendo este, normalmente, o maciço rochoso. As vertentes afetadas por este fenómeno apresentam características específicas que permitem a identificação do mesmo, por exemplo, inclinação de árvores na direção de vertente.

4

CÁLCULO ANALÍTICO DO DESLIZAMENTO DE BLOCOS

4.1. GENERALIDADES

Quando se pretende tecer comentários acerca da estabilidade de um talude, recorre-se normalmente à determinação do coeficiente de segurança (FS). Para a definição de um coeficiente de segurança de um talude devem ser tidos em conta aspetos como a finalidade da obra e o carácter temporário ou definitivo. Para taludes permanentes, poderão ser usados valores de FS entre 1,5 e 2 (Matos Fernandes, 2011), dependendo da segurança exigida e da fiabilidade dos dados geotécnicos que intervêm nos cálculos. Para taludes provisórios, poderão ser adotados valores de FS na ordem de 1,3. Obviamente que para a determinação da finalidade e carácter temporário ou não entra em jogo a combinação de fatores como o custo da execução, aspetos de segurança, consequências de rotura, entre outros.

No que toca à fase de projeto de um talude, a análise de estabilidade é vista como um meio que permite definir a geometria e as forças externas ou meios de sustentação a aplicar. Por outro lado, quando se trata de situações de instabilidade, esta análise permite definir medidas de correção ou estabilização adequadas de modo a evitar novo movimento.

As análises *a posteriori* de taludes (*back-analysis*) realizam-se após a ocorrência de rotura, sendo por isso conhecido o mecanismo, o modelo e a geometria da instabilidade aquando da análise. Este tipo de análise consiste em determinar a partir dos dados de campo necessários ao estudo (geometria, tipos de materiais, modelo de rotura, pressões de água, entre outros) os parâmetros resistentes do terreno (por exemplo o ângulo de atrito, ϕ , e a coesão, c , para o critério de Mohr-Coulomb). Este tipo de análise revela-se extremamente útil, pois permite estudar detalhadamente a rotura, podendo este estudo ser aplicado a outros casos de taludes que apresentem características semelhantes.

Os métodos de análise de estabilidade baseiam-se portanto numa abordagem mecânica de um jogo de forças estabilizadoras e desestabilizadoras que atuam sobre o talude e ditam o seu comportamento e condições de estabilidade.

Apesar de atualmente se recorrer com facilidade a programas de cálculo automático para obtenção dos coeficientes de segurança, estes têm implícito todo um cálculo analítico que é fundamental compreender para que se perceba o real mecanismo do deslizamento. Dos modos de rotura anteriormente referidos, serão apenas expostos os cálculos analíticos que estão por trás do escorregamento planar e do deslizamento em cunha, pois são estes dois tipos de rotura que se apresentam relevantes para o atual trabalho.

4.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE EM TALUDES ROCHOSOS

Os métodos de equilíbrio limite são métodos determinísticos que estudam o equilíbrio de uma massa potencialmente instável. Entende-se então que estes métodos se resumem a uma comparação entre forças que tendem a provocar movimento ao longo de uma superfície de rotura e forças que, contrariamente, se opõem a este movimento. Os métodos de equilíbrio limite têm como base três pontos:

- Seleção de uma superfície de rotura teórica no talude;
- Critérios de rotura de Mohr-Coulomb ou de Barton-Bandis;
- Definição do coeficiente de segurança.

Dependendo do método utilizado, e tendo em conta que os problemas de estabilidade são estaticamente indeterminados, torna-se necessário tecer algumas considerações como ponto de partida. Geralmente, estas considerações são:

- A superfície de rotura deve satisfazer uma geometria tal que permita a ocorrência de deslizamento, ou seja, deverá ser uma superfície cinematicamente possível;
- A distribuição de forças que atuam na superfície de rotura poderá ser determinada utilizando dados conhecidos (peso volúmico, forças sísmicas, pressões de água, forças externas);
- A resistência é mobilizada simultaneamente em toda a superfície de rotura.

Satisfazendo as condições previamente estabelecidas, estamos em condições de calcular o coeficiente de segurança, FS, estabelecendo as equações de equilíbrio entre as forças que induzem o movimento e as forças que a ele se opõem. O coeficiente de segurança pode então ser escrito de acordo com a Equação 5,

$$FS = \frac{\text{Forças Estabilizadoras ou Resistentes} (f_r)}{\text{Forças Desestabilizadoras} (f_d)} \quad (5)$$

ou em termos de tensões, pela Equação 6.

$$FS = \frac{\text{Tensões Tangenciais Estabilizadoras ou Resistentes}}{\text{Tensões Tangenciais Desestabilizadoras}} \quad (6)$$

Quando adotado o critério de rotura de Mohr-Coulomb, FS é dado pela Equação 7:

$$FS = \frac{R_c + R_\phi}{S} \quad (7)$$

onde:

- R_c representa a resultante das forças coesivas que atuam no plano de deslizamento, obtida pelo somatório do produto da coesão c pela área A das superfícies de rotura;

- R_ϕ representa a resultante das forças friccionais que atuam no plano de deslizamento, obtida através do somatório do produto das componentes das forças normais ao plano de rotura por $\tan \phi$;
- S representa a resultante das forças que tendem a provocar o deslizamento, obtida através do somatório das projeções das forças atuantes no sentido do deslizamento.

4.2.1. CÁLCULO ANALÍTICO DE ROTURA POR DESLIZAMENTO PLANAR

Para o caso do escorregamento planar, a equação do coeficiente de segurança é estabelecida de acordo com as forças atuantes na superfície de rotura. Para exemplificação apresenta-se o caso da Figura 9, no qual está representado um talude onde, ao longo da superfície de deslizamento de área A e com inclinação α em relação ao plano horizontal, se admite instalar o diagrama de pressões de água cuja resultante é U .

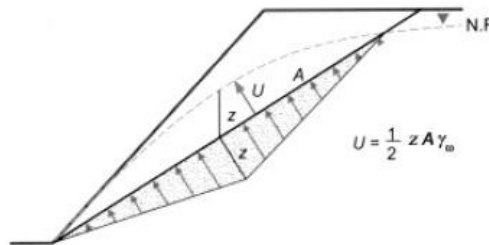


Figura 9 – Análise de rotura planar: Distribuição triangular de pressões da água num único plano

Nas condições referidas, a equação do coeficiente de segurança é dada pela Equação 8:

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \alpha - U) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha} \quad (8)$$

em que:

- $c \cdot A$ é a força resistente devida à coesão no plano de deslizamento;
- $W \cdot \cos \alpha$ é a componente estabilizadora do peso (normal à superfície de deslizamento);
- $W \cdot \cos \alpha - U$ é a força resistente ao atrito no plano de deslizamento;
- $W \cdot \sin \alpha$ é a componente do peso tendente a provocar o deslizamento (paralela à superfície de deslizamento).

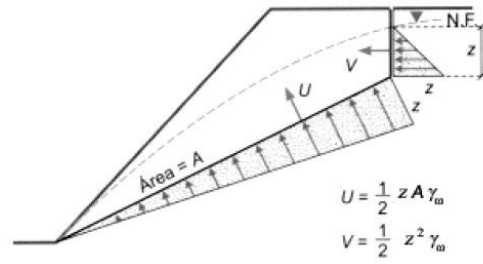


Figura 10 – Análise de rotura planar: Distribuições triangulares de pressões em caso de existência de fissura de tração

No caso de existência de uma fissura de tração preenchida com água (Figura 10), o coeficiente de segurança é expresso pela Equação 9 onde V é a resultante da pressão aplicada na fissura de tração.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \alpha - U - V \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha + V \cdot \cos \alpha} \quad (9)$$

O peso do talude é determinado pelo produto do volume por unidade de comprimento do bloco deslizante pelo peso volúmico do material.

As resultantes das pressões exercidas pela água, U e V , de peso volúmico γ_w podem ser determinadas pela Equação 10 e Equação 11, respetivamente, nas quais z é a profundidade relativamente ao nível freático.

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z \cdot A \quad (10)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z^2 \quad (11)$$

Perante a presença de uma ação sísmica horizontal S , a expressão do coeficiente de segurança é dada pela Equação 12.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \alpha - S \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha + S \cdot \cos \alpha} \quad (12)$$

No caso de as ações de pressão hidrostática e força sísmica, atuarem simultaneamente, passamos a ter um somatório das equações 8 e 12 para o caso em que não existe fissura de tração ou 9 e 12 para o caso em que existe.

Tendo agora em conta elementos de estabilização, considera-se a aplicação de uma ancoragem transmitindo uma força ativa aplicada na face do talude, no caso de não existir fissura de tração preenchida por água (Figura 11).

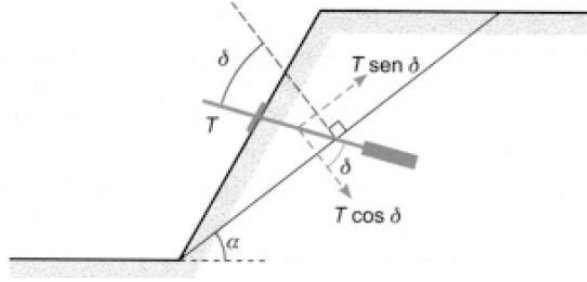


Figura 11 – Análise de rotura planar: Representação das componentes da força de ancoragem

Nas condições da Figura 11, o coeficiente de segurança pode ser escrito de acordo com a Equação 13.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \alpha - U + T \cdot \cos \delta) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha - T \cdot \sin \delta} \quad (13)$$

Atribuindo um valor desejável do coeficiente de segurança (FS), é possível calcular a força total de ancoragem (T) necessária a aplicar.

Para aumentar as condições de estabilidade do talude em relação ao deslizamento, podem ser colocadas pregagens – varões de aço selados em todo o comprimento que atravessam a superfície de ruptura. Estes varões, capazes de suportar uma carga T, constituem um elemento passivo resistente, visto a sua capacidade ser apenas mobilizada no caso de se verificar um deslocamento relativo do bloco delimitado pela descontinuidade que constitui a superfície de ruptura. Em tais condições o efeito das pregagens deve ser associado ao conjunto das forças resistentes, vindo o coeficiente de segurança dado pela Equação 14.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos \alpha - U + T \cdot \cos \delta) \cdot \tan \phi + T \cdot \sin \delta}{W \cdot \sin \alpha} \quad (14)$$

4.2.2. CÁLCULO ANALÍTICO DE ROTURA EM CUNHA

O cálculo analítico da estabilidade de blocos em forma de cunha segue os mesmos princípios descritos na análise da rotura planar (ponto 4.2.1). A resolução é contudo mais complexa uma vez que se torna necessário determinar as forças atuantes em cada um dos planos de deslizamento.

O procedimento da análise passa por determinar o peso da cunha e a área de cada uma das faces. As forças em jogo – peso, pressões de água, forças sísmicas, cargas transmitidas por fundações e forças de ancoragens – são decompostas em três direções: as duas normais aos planos de deslizamento e a da linha de intersecção dos mesmos. O deslizamento em cunha encontra-se representado esquematicamente na Figura 12.

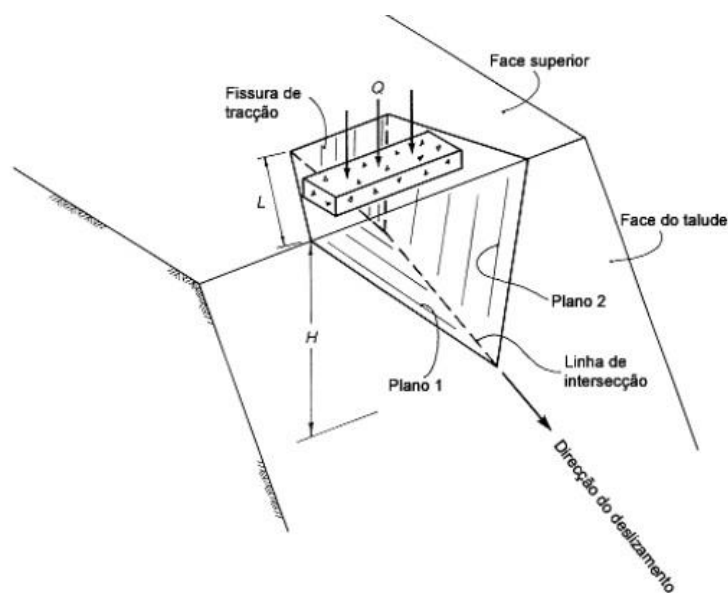


Figura 12 – Estabilidade tridimensional dum bloco em forma de cunha: vista isométrica do bloco

Na Figura 13 encontra-se representado um corte vertical pela linha de intersecção das duas descontinuidades da situação representada na Figura 12.

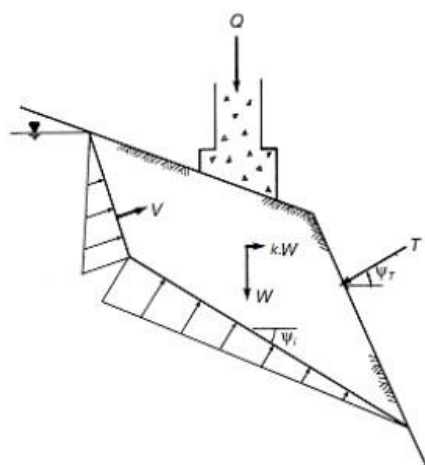


Figura 13 – Estabilidade tridimensional dum bloco em forma de cunha: corte vertical pela linha de intersecção dos planos 1 e 2

Para determinação do coeficiente de segurança do deslizamento em cunha recorda-se a Equação 5, mencionada em 4.2.

$$FS = \frac{f_r}{f_d} \quad (5)$$

Neste caso, valores das variáveis f_r e f_d são dados pela Equação 15 e Equação 16, respetivamente:

$$f_r = N_1 \cdot \tan \phi_1 + N_2 \cdot \tan \phi_2 + c_1 \cdot A_1 + c_2 \cdot A_2 \quad (15)$$

$$f_d = f'(W, T, Q, E, V) \quad (16)$$

em que:

- f' representa o somatório das componentes tangenciais paralelas à direção do deslizamento das forças que solicitam a cunha;
- N_1 e N_2 são as forças normais efetivas nos planos 1 e 2;
- A_1 e A_2 representam as áreas dos planos 1 e 2;
- ϕ_1 e ϕ_2 são os ângulos de atrito dos planos 1 e 2;
- c_1 e c_2 são as coesões dos planos 1 e 2;
- W é o peso do bloco;
- T é a força transmitida pelo elemento de suporte (ancoragem)
- Q é uma carga externa;
- S é uma força sísmica ($= k \cdot W$, sendo k o coeficiente sísmico);
- V é a resultante da pressão da água na fissura de tração.

5

PROGRAMAS DE ANÁLISE DE
DESLIZAMENTO DE BLOCOS

5.1. DIPS

5.1.1. IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS INSTABILIDADES

O *Dips* (*Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data*) é um programa criado e desenvolvido pela Rocscience (2013) para análise interativa de dados geológicos relativos à orientação de descontinuidades. O programa dispõe de diversas ferramentas com várias aplicações diferentes visto ter como alvo tanto utilizadores ocasionais como utilizadores mais experientes que pretendam utilizar as opções mais avançadas na análise de dados geológicos. De um modo geral, permite ao utilizador visualizar e analisar dados de estruturas geológicas.

Tal como já referido em 3.1, o *Dips* é utilizado como base para identificação de possíveis instabilidades de taludes rochosos, pois permite o tratamento de dados geológicos e posterior análise das famílias de descontinuidades existentes.

Em primeiro lugar, após iniciar o programa, o utilizador seleciona o formato através do qual pretende inserir as orientações das descontinuidades. Um dos formatos mais utilizados é aquele em que são inseridos os valores do pendor (*Dip*) e do azimute (*Dip Direction*) das descontinuidades como sugerido na Figura 14.

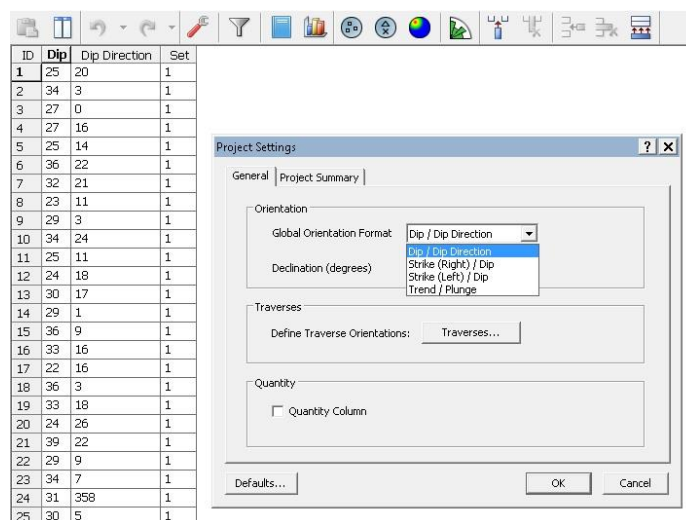


Figura 14 – Seleção do formato e introdução da orientação das descontinuidades no *Dips*

A cada descontinuidade caracterizada é possível associar, através do comando “*Analysis → Traverse*”, as orientações do plano (talude, trincheira, etc.), ou linha (sondagem, galeria, etc.) segundo a qual esta foi observada.

Após a inserção dos dados, o programa representa os polos referentes a cada descontinuidade. Note-se que o utilizador pode seleccionar se pretende a representação de igual ângulo ou igual área, que se encontram representadas na Figura 15.

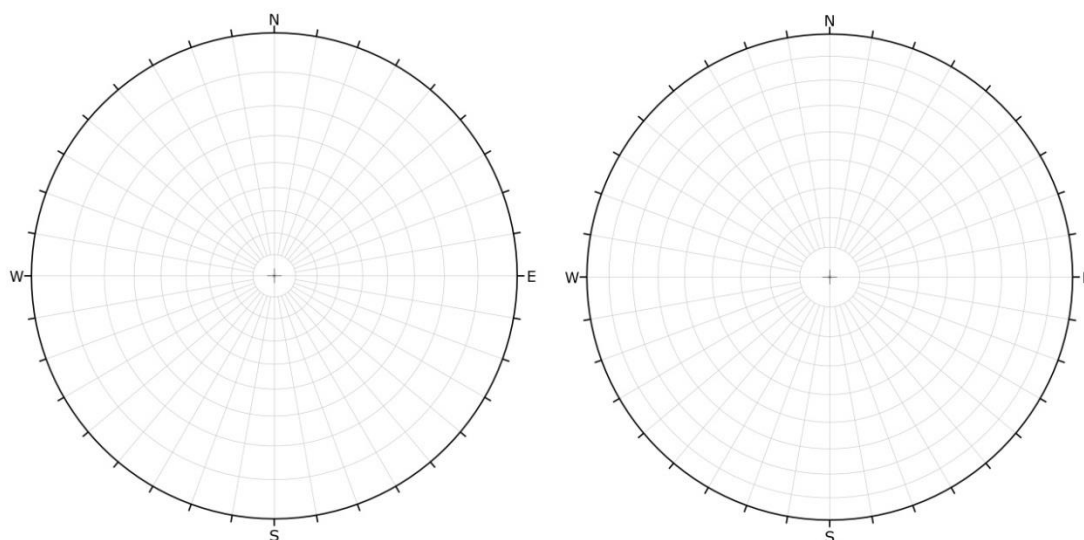


Figura 15 – Representação da rede estereográfica de igual ângulo (à esquerda) e igual área (à direita)

Nas aplicações práticas de engenharia, a utilização da projeção de igual área é preferível para o tratamento de dados das orientações das descontinuidades, já que permite uma representação gráfica com menores distorções. A projeção igual ângulo, nomeadamente quando se recorre a aplicações manuais, pode apresentar alguma vantagem pela facilidade de recurso à utilização de arcos de circunferência e redes transparentes para executar certas construções gráficas. Posto isto, recorre-se no presente trabalho à projeção de igual área. Neste exemplo, os polos encontram-se representados na Figura 16.

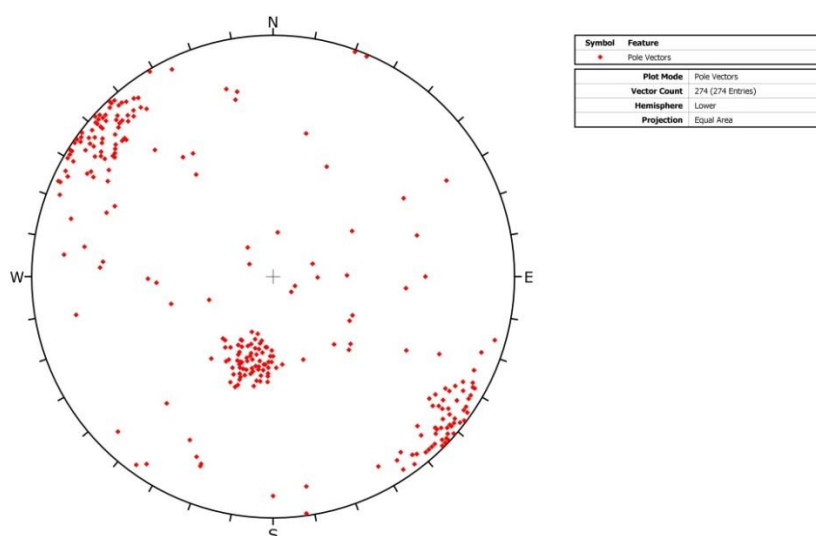


Figura 16 - Representação de polos no Dips

Depois de representados os polos, para proceder à identificação de eventuais famílias de descontinuidades, isto é, conjuntos de descontinuidades que apresentem atitudes semelhantes, recorre-se à representação das curvas de isodensidades, ou seja, curvas que unem as zonas geométricas com a mesma concentração de polos. Esta representação encontra-se na Figura 17.

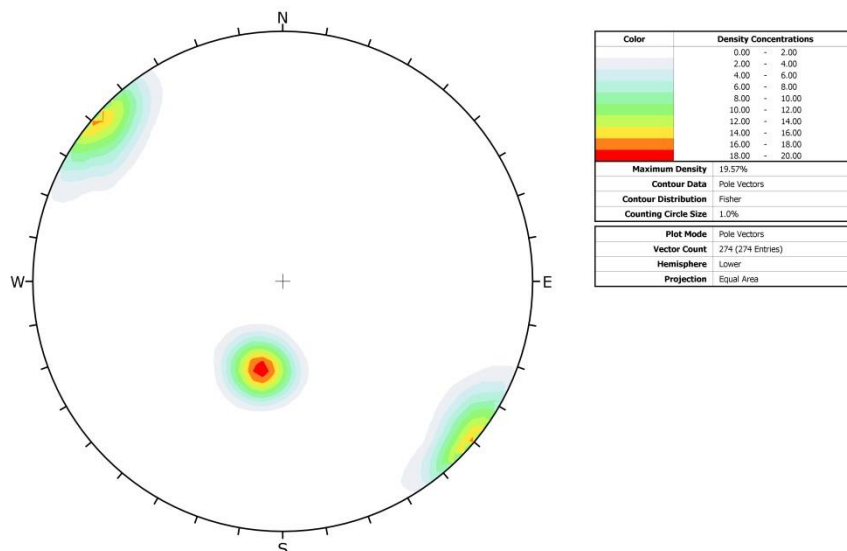


Figura 17 - Representação das curvas de isodensidades no *Dips*

Quando conhecidas as orientações de observação das descontinuidades (ou seja, o anteriormente referido como “*Traverse*”) o programa permite aplicar uma correção relativa às mesmas, a correção de Terzaghi. Este comando aciona-se selecionando “*View → Terzaghi weighting*”. Para compreensão deste conceito, considerem-se 3 conjuntos de descontinuidades, A, B e C, indicados na Figura 18.

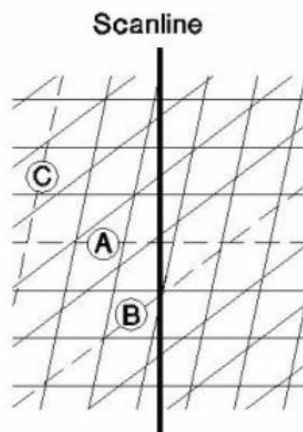


Figura 18 – Correção de Terzaghi: *Scanline* e famílias de descontinuidades

As medições ao longo da *scanline* contam mais descontinuidades da família A do que da família C, o que irá influenciar o gráfico de contorno de densidade a favor da família A. Para compensar essa tendência é calculado um fator de ponderação geométrica que é aplicado a cada característica medida. Esta ponderação designada por *W* pode ser calculada geometricamente. Atente-se na Figura 19.

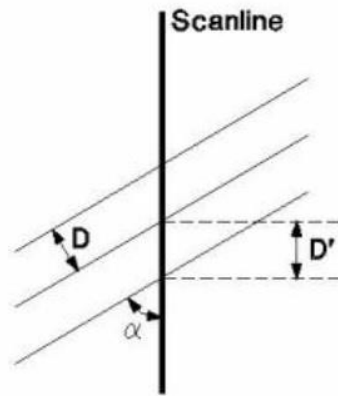


Figura 19 – Correção de Terzaghi: Cálculo do fator de ponderação

Considerando que α é o ângulo mínimo entre o plano de descontinuidade e o plano de observação e que D' é o espaço aparente entre descontinuidades no plano de observação, é dado por D o espaçamento real entre as descontinuidades pertencentes a uma família (Equação 17).

$$D = D' \sin \alpha = D' \left(\frac{1}{W} \right) \quad (17)$$

A densidade real de descontinuidades é dada pela Equação 18.

$$R' = \frac{1}{D} = \frac{1}{D'} \sin \alpha = D' \operatorname{cosec} \alpha \quad (18)$$

A ponderação aplicada a cada polo individualmente antes do cálculo de densidade é dada por W , calculado pela Equação 19.

$$W = (1) \operatorname{cosec} \alpha \quad (19)$$

Na Figura 20 apresenta-se um exemplo da influência da correção de Terzaghi na representação da densidade de descontinuidades. À esquerda encontram-se os dados não tratados e à direita a respetiva correção. A família de descontinuidades com orientação média aproximadamente vertical adquire uma maior representatividade após a correção de Terzaghi.

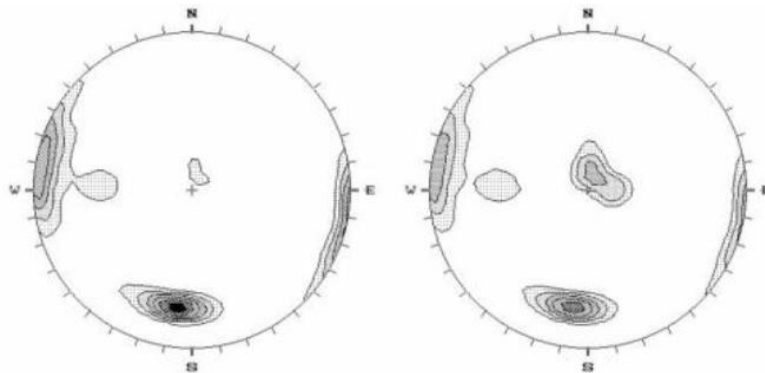


Figura 20 – Influência da correção de Terzaghi na representação estereográfica

No caso de estudo do percurso da EN222 não será aplicada nenhuma correção de Terzaghi porque as ocorrências das descontinuidades serão geradas aleatoriamente num processo explicado mais à frente. As famílias de descontinuidades são, neste caso, designadas por m em vez de w (*weighted*, o que significa com a correção de Terzaghi).

Depois de obtida a representação das curvas de isodensidades o programa permite ao utilizador identificar as famílias, calculando a orientação média de cada família, pendor e azimuth, ficando assim conhecidas as orientações dos planos médios das famílias de descontinuidades. Para este caso, identificam-se 2 famílias de descontinuidades ($1m$ e $2m$), como se pode ver na Figura 21.

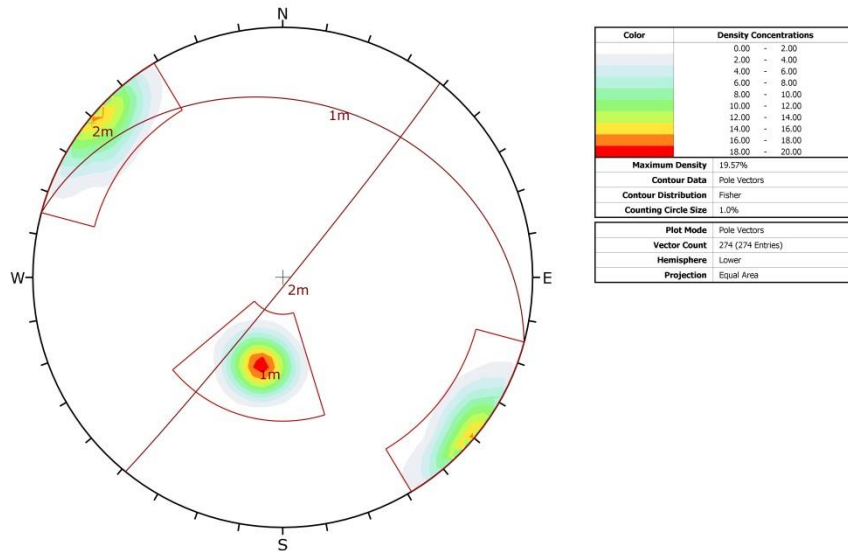


Figura 21 - Identificação das famílias de descontinuidades no *Dips*

Para proceder à identificação de possíveis instabilidades para as famílias identificadas através de uma análise cinemática, o utilizador necessita de, em primeiro lugar, definir o talude de escavação e valor do ângulo de atrito médio das descontinuidades.

Na Figura 22 representa-se um talude com pendor 70° e azimuth 5° , características da situação 32, apresentada mais adiante. Para além da representação do talude pode identificar-se uma curva fechada, chamada de envoltória *daylight*, que permitirá a rápida identificação de superfícies potenciais de deslizamento.

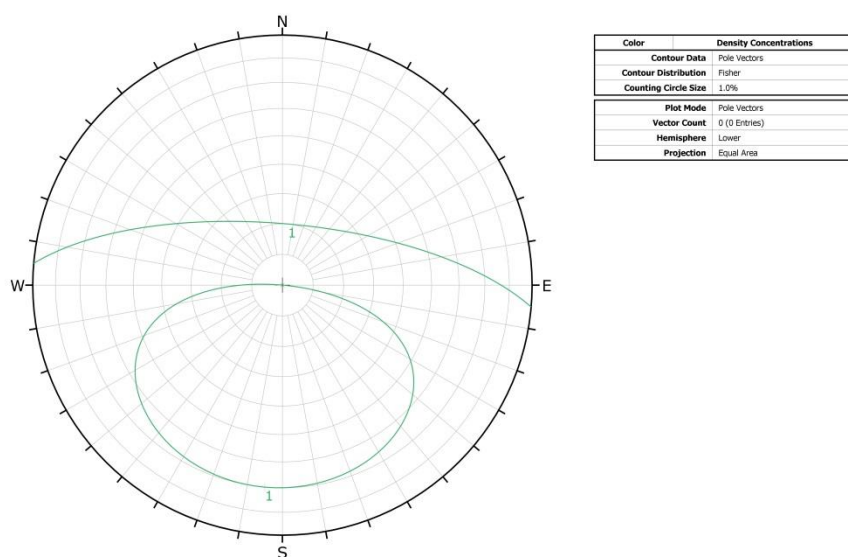


Figura 22 - Representação de um talude de escavação no *Dips*

Na Figura 23 encontra-se a representação do ângulo de atrito $\phi = 29,3^\circ$ (para a mesma situação).

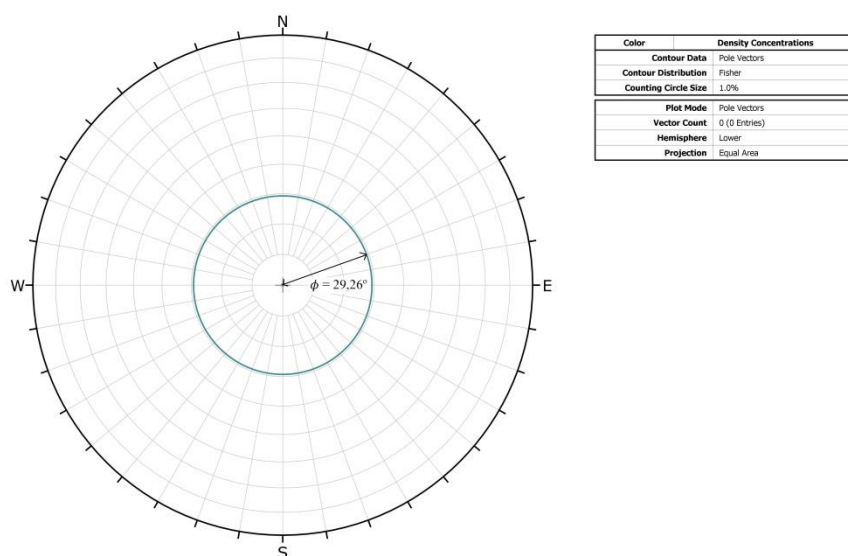


Figura 23 – Representação do ângulo de atrito no *Dips*

5.1.1.1. Identificação de instabilidade do talude por escorregamento planar

Para ocorrência de deslizamento planar devem ser respeitadas as condições mencionadas em 3.2. Através de uma análise cinemática (*kinematic analysis*) para deslizamento planar no *Dips*, obtém-se a zona de potencial risco. Note-se que para além da representação do talude e ângulo de atrito, a zona de risco é também limitada pelo já mencionado desvio de 20°. A zona de potencial risco encontra-se colorida a vermelho na Figura 24.

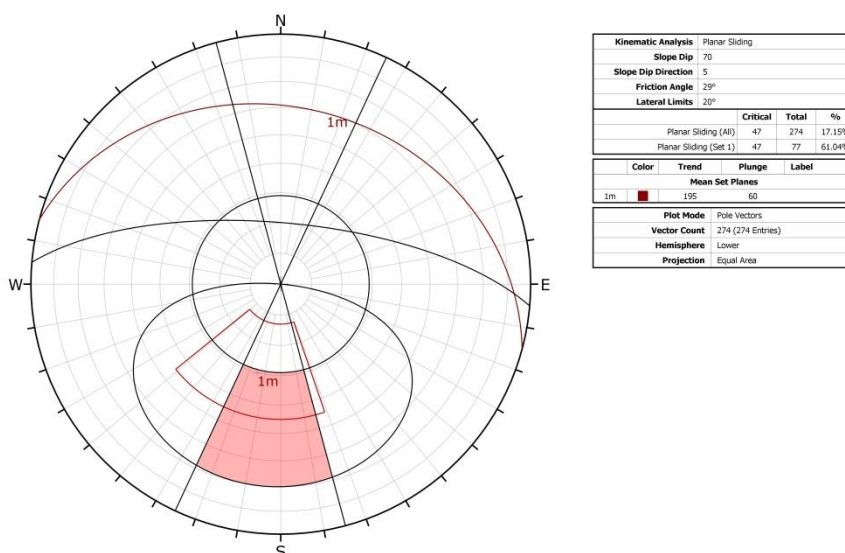


Figura 24 – Análise cinemática de escorregamento planar com recurso ao *Dips*

Neste caso particular a parte mais representativa da família *1m*, nomeadamente o seu plano médio, encontra-se na zona de risco (zona colorida a vermelho) sendo por isso uma família de descontinuidades que pode dar origem a fenómenos de deslizamento planar. A percentagem de risco de ocorrência encontra-se na legenda, e é igual a 61%.

5.1.1.2. Identificação de instabilidade do talude por deslizamento em cunha (teste de Markland)

As condições necessárias ao deslizamento em cunha foram já referidas em 3.3. Aborda-se agora a análise cinemática no *Dips* que permite a identificação de uma potencial situação de instabilidade. Ao contrário da análise cinemática efetuada para o deslizamento planar, usualmente feita recorrendo ao estudo do posicionamento das normais em função do “cone de atrito”, para o caso da análise de estabilidade de cunhas, o exame é normalmente conduzido através da verificação do posicionamento da reta de intersecção das descontinuidades que delimitam as bases do bloco relativamente ao “círculo de atrito”, recorrendo-se ao teste de Markland.

Segundo o teste de Markland (1972), é considerado que só poderá haver instabilidade do bloco, quanto a um potencial escorregamento sobre as duas descontinuidades, nos casos em que se verifique que o pendor da linha de intersecção destas excede o valor do ângulo de atrito, ou seja, quando a reta de intersecção se posiciona interiormente ao círculo de atrito correspondente àquele ângulo. Posto isto, um talude é considerado potencialmente instável quando, na área de projeção, o ponto que representa a reta de intersecção dos dois planos cai dentro da zona crítica delimitada pela circunferência definida pelo ângulo de atrito ϕ (círculo de atrito) e é exterior ao “círculo maior” que representa a face do talude.

Na Figura 25 encontra-se representado esquematicamente o teste de Markland.

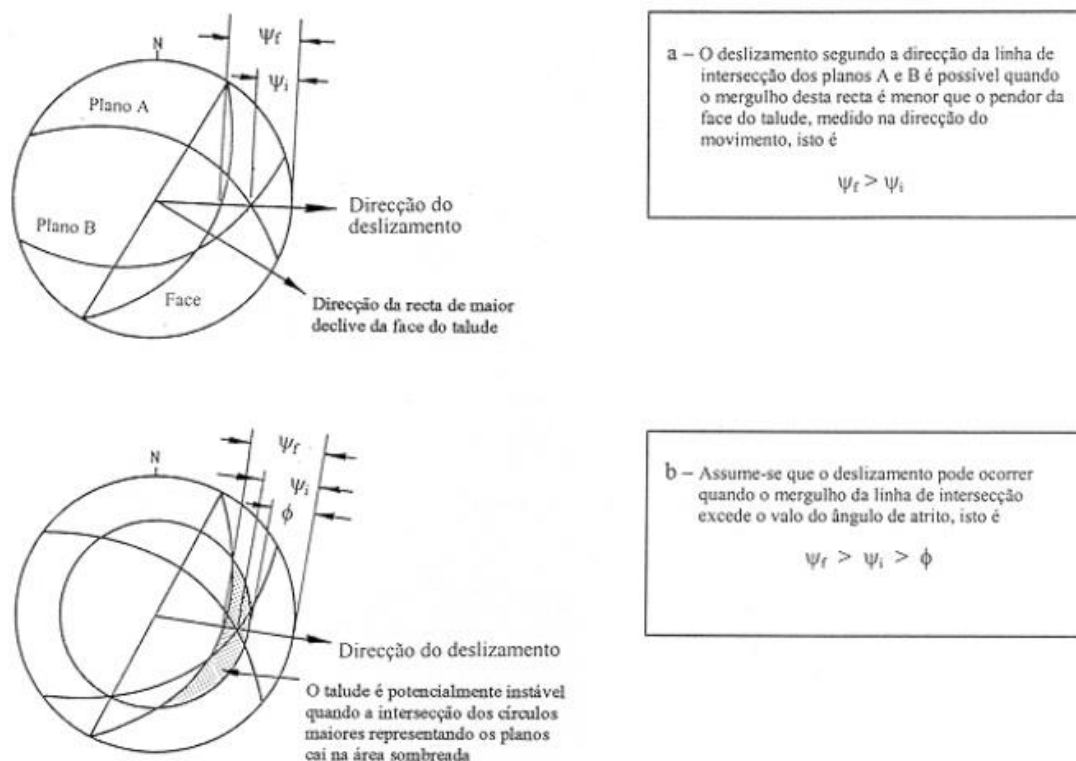


Figura 25 – Teste de Markland

O teste de Markland é limitado pelo facto de considerar o mesmo ângulo de atrito para as duas discontinuidades, podendo estas ter diferentes ângulos de atrito.

O exemplo que se apresenta da análise cinemática para o deslizamento em cunha é referente à situação 24, tratada mais adiante. Na Figura 26 encontra-se o teste de Markland realizado no *Dips* para as famílias 1m e 4m pertencentes ao trecho t_2 da EN 222. Neste caso o talude apresenta um pendor de 75° e um azimuth de 315° sendo o ângulo de atrito 27,9°.

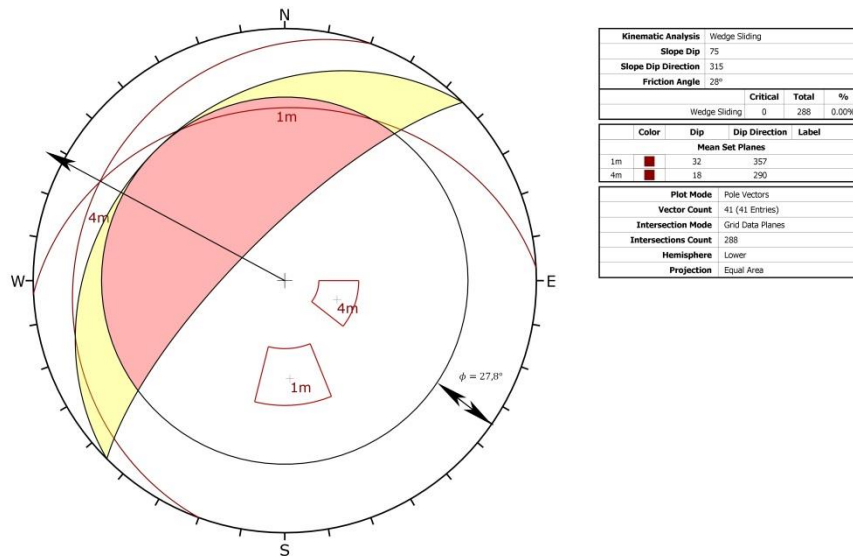


Figura 26 – Teste de Markland no Dips (famílias 1m e 4m)

Como se pode perceber pela análise da Figura 26, neste caso não há risco de deslizamento em cunha. Apesar de a direção da linha de interseção das duas descontinuidades ser favorável ao deslizamento, a sua inclinação é inferior ao ângulo de atrito e, por isso, estas interseccionam-se fora do círculo de atrito. A percentagem de risco associada a esta situação na análise cinemática é nula. Note-se que apesar de se chamar análise cinemática, tem também em conta uma condição mecânica para ocorrência do deslizamento, o ângulo de atrito. A análise desta situação será tratada com maior pormenor no capítulo 7.

O teste de Markland sofreu uma atualização por Hocking (1976), que permite diferenciar as situações em que o escorregamento se dá segundo a linha de interseção dos dois planos de descontinuidade ou segundo a reta de maior declive de um dos planos que constitui. Quando verificadas as condições do teste de Markland, isto é, se a reta de interseção dos dois planos cai na área sombreada (área de instabilidade potencial), e se, simultaneamente, a direção da reta de interseção das duas famílias de descontinuidades se situar exteriormente às retas de maior declive dos planos de descontinuidade, então o deslizamento ocorre segundo a reta de maior declive de um dos planos de descontinuidade e não segundo a reta de interseção. Posto isto, para o caso da Figura 27, apresenta-se do lado esquerdo um deslizamento em cunha característico, em que a reta de interseção dos dois planos α_1 é interior à reta de maior declive dos planos de descontinuidades α_1 e α_2 . Para o caso do lado direito da Figura 27, as condições alteram-se, passando a reta de interseção dos planos de descontinuidades α_1 a ser exterior à reta de maior declive do plano 1 de descontinuidades α_1 . Nestas condições o deslizamento ocorrerá apenas sobre a reta de maior declive do plano 1.

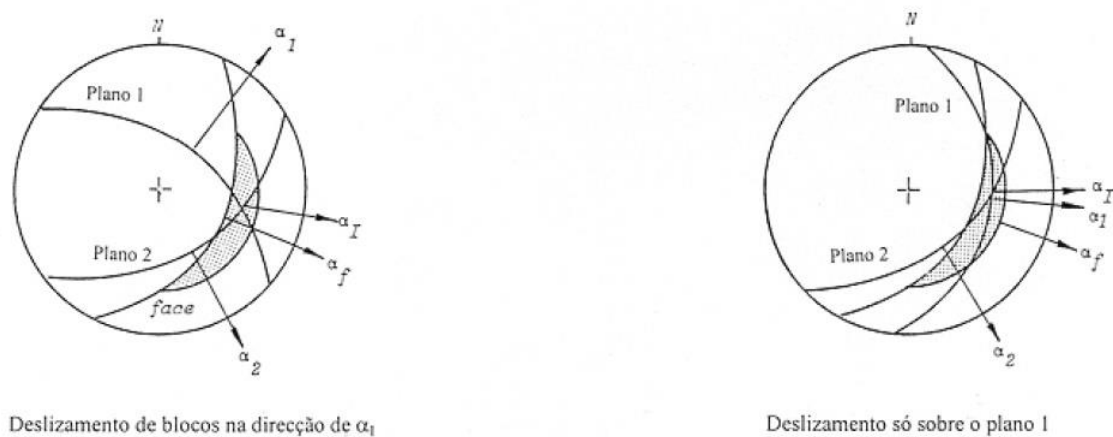


Figura 27 – Teste de Markland (Refinamento de Hocking)

Para o mesmo exemplo considerado anteriormente, situação 24, mas considerando agora as famílias de descontinuidades *1m* e *3m* recorreu-se novamente ao teste de Markland no *Dips*, apresentado na Figura 28.

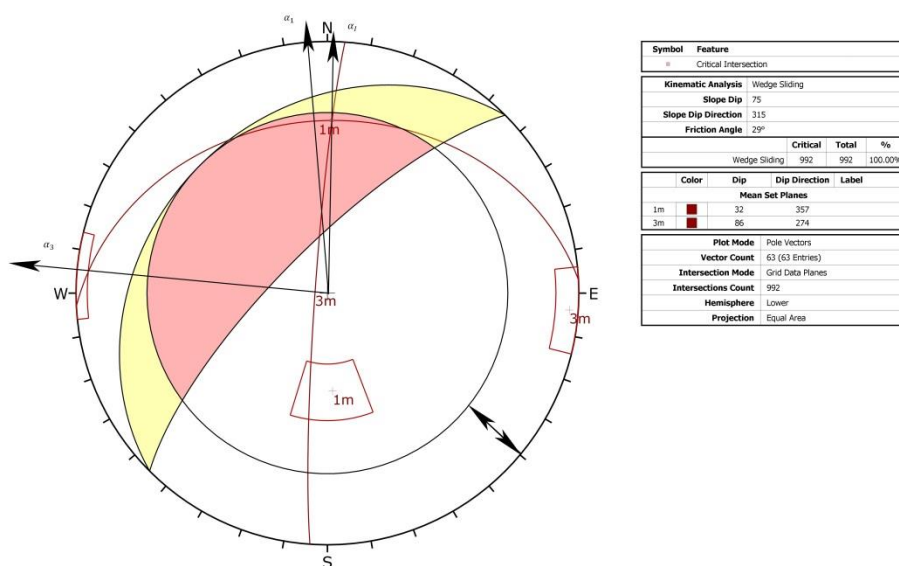


Figura 28 – Teste de Markland no *Dips* (famílias *1m* e *3m*)

Para estas condições percebemos que existe possibilidade de deslizamento em cunha provocado pela interseção das famílias *1m* e *3m*. Pela teoria de Hocking (1976) percebemos que o deslizamento não se dará segundo a linha de interseção das duas famílias de descontinuidades, mas segundo a reta de maior declive do plano de descontinuidades da família *1m*, visto a direção da linha de interseção encontrar-se exterior à direção da reta de maior declive da família *1m* e à reta de maior declive da família *3m*.

Como será explicado mais adiante, o programa informático *Swedge* permite também fazer esta distinção entre o deslizamento em cunha característico ou segundo apenas um dos planos de descontinuidades.

5.1.1.3. Identificação de instabilidade do talude por *toppling*

Para que se verifique instabilidade por *toppling* têm que ser satisfeitas as condições impostas no ponto 3.4. Assim, apresenta-se um exemplo da família de descontinuidades 2m pertencente ao trecho t_3 da EN 222 num talude com um pendor de 70° e azimuth 315° . A representação desta situação encontra-se na Figura 29.

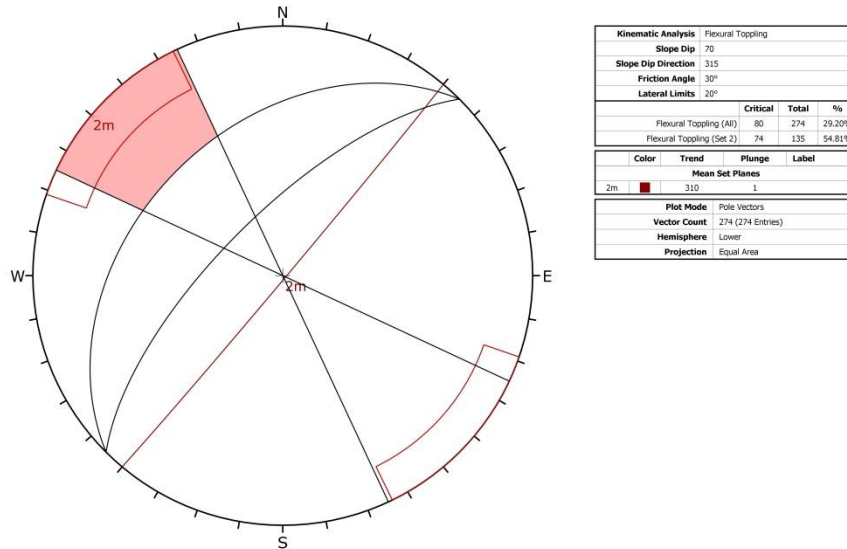


Figura 29 - Representação de instabilidade por *toppling* com recurso ao *Dips*

A zona colorida a vermelho é uma zona de potencial instabilidade por *toppling*. Pode-se então concluir, que a família 2m potencia a instabilidade por *toppling* neste talude tendo associada uma percentagem de risco de 55%.

5.1.2. JTDIST

O *JTDist* é um programa que permite ao utilizador a geração de famílias de descontinuidades gravando-as como ficheiro *Dips*.

O utilizador pode inserir até cinco famílias de descontinuidades sendo necessário caracterizá-las indicando o pendor médio (*Mean Dip*), o azimuth médio (*Mean Dip Direction*), o desvio padrão (*Standard Deviation, Cone Angle*) e a quantidade de descontinuidades que compõe cada família (*Joint Quantity*). Na Figura 30 apresenta-se o quadro dos principais parâmetros da aplicação.

The screenshot shows the 'JTDist - Generates up to 5 synthetic joint distributions' window. It features a table for inputting parameters for up to five joint sets. The 'Number of Joint sets to create' is set to 3. The parameters are as follows:

	Joint 1	Joint 2	Joint 3	Joint 4	Joint 5	
Mean Dip	76	85	29	0	0	Deg
Mean Dip Direction	16	292	176	0	0	Deg
Standard Deviation (Cone Angle)	5	4.17	4.17	0	0	Deg
Joint Quantity	181	125	25	0	0	

Below the table, there are sections for 'Random Joints' (with 'Apply Random Joints' unchecked and 'Joint Quantity' set to 0) and 'Error' (with 'Apply Error' unchecked, 'Dip Error' and 'Dip Direction Error' set to 0, and 'Error Type' set to 'Normal Error'). Buttons for 'Help', 'Save File...', and 'Exit' are on the right.

Figura 30 – Inserção de dados relativos às descontinuidades no *JTDist*

Para além de gerar famílias permite ainda gerar descontinuidades aleatórias não pertencem a nenhuma das famílias e associar um erro (escolhendo o tipo de erro) aos valores do pendor e do azimuth (Figura 31).

This screenshot shows the same JTDist window as Figure 30, but with the 'Apply Random Joints' checkbox checked and the 'Apply Error' checkbox also checked. The 'Error Type' is still set to 'Normal Error'. The other input values remain the same.

Figura 31 – Aplicação de descontinuidades aleatórias e erro no *JTDist*

Depois de guardado, o ficheiro abre diretamente com o programa *Dips*, permitindo a representação estereográfica dos conjuntos gerados (Rocscience, 2013a).

Este programa revela uma utilidade relevante no presente trabalho pois eram apenas conhecidos inicialmente os valores médios das famílias de descontinuidades. Esta situação será exposta com maior pormenor no capítulo 6.

5.2. ROCPLANE

O *RocPlane* (*Planar Sliding Stability Analysis for Rock Slopes*) é um *software* desenvolvido pela Rocscience (2013) para análise de estabilidade de taludes sujeitos à ocorrência de rotura planar. O programa permite ao utilizador fazer esta análise em termos determinísticos (cálculo do coeficiente de segurança FS) ou em termos probabilísticos (cálculo da probabilidade de rotura PF). As análises, para além de permitirem a caracterização da estabilidade do talude, permitem ainda a consideração de forças externas, pressão da água, forças sísmicas e aplicação de medidas de contenção de taludes (pregagens ativas ou ancoragens, pregagens passivas).

5.2.1. ANÁLISE DETERMINÍSTICA NO ROCPLANE

Numa primeira fase é caracterizado o talude em causa, através do peso volúmico (*Unit Weight*) e geometria, através do pendor (*Angle*), altura (*Height*) e inclinação da face superior (*Upper Face: Angle*). Para além do talude, é também caracterizada a inclinação da superfície de descontinuidade (*Failure Plane: Angle*). Permite ainda a consideração de uma fissura de tração (*Tension Crack*), exemplificada mais adiante. Apesar de as unidades estipuladas pelo programa serem toneladas, o utilizador poderá usar outras unidades, desde que o sistema de unidades utilizado seja consistente. Neste exemplo, são introduzidas as unidades em kN. Na Figura 32 está representado um exemplo destes dados.

Deterministic Input Data

Geometry | Strength | Forces

Slope

Angle (deg): 70

Height (m): 10

Unit Weight (t/m3): 25

Failure Plane

Angle (deg): 30

Waviness (deg): 0

* Waviness = [Avg. Angle] - [Min. Angle]

☐ Tension Crack

Angle (deg): 90

☒ Minimum FS Location

☐ Specify Location

Distance from Crest (m): 0

Upper Face

Angle (deg): 20

☐ Bench Analysis

Width (m): 37.0167

Distance in meters
Force in Tonnes (1000 kg)

Safety Factor = 1.13061
Wedge Weight = 4014.11 tonnes/m
Normal Force = 3476.32 tonnes/m
Resisting = 2269.19 tonnes/m
Driving = 2007.06 tonnes/m

OK Cancel Apply

Figura 32 – Dados relativos à geometria do talude e descontinuidade no *RocPlane*

O *RocPlane* permite trabalhar com diversos modelos de rotura, sendo os mais comuns os de Mohr-Coulomb e Barton-Bandis. No caso de utilização do critério de Mohr-Coulomb terão que ser especificados os valores da coesão e ângulo de atrito. Para o caso do critério de Barton-Bandis especificam-se os parâmetros resistentes *JRC*, *JCS* e ângulo de atrito residual.

Na Figura 33, encontra-se a escolha do modelo pretendido para o cálculo.

Deterministic Input Data

Geometry | **Strength** | Forces

Shear Strength Model:
 Barton-Bandis $\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]$

JRC: 4 JCS (t/m2): 45000 Phir (deg): 22

Distance in meters
 Force in Tonnes (1000 kg)

Safety Factor = 1.13061
 Wedge Weight = 4014.11 tonnes/m
 Normal Force = 3476.32 tonnes/m
 Resisting = 2269.19 tonnes/m
 Driving = 2007.06 tonnes/m

OK Cancel Apply

Figura 33 – Escolha do modelo a utilizar no *RocPlane*

Como referido anteriormente, o *RocPlane* permite fazer o cálculo do coeficiente de segurança perante a presença de água, forças sísmicas ou forças exteriores. No menu da Figura 34, estão representadas as opções mencionadas. No que toca à ação das pressões da água, o utilizador pode escolher o modelo de distribuição e a percentagem da descontinuidade que contem água (no presente trabalho faz-se a análise para a situação mais gravosa, quando as descontinuidades estão completamente preenchidas por água). Relativamente à força sísmica, o utilizador deve inserir o coeficiente sísmico e a direção da força sísmica pretendida.

Deterministic Input Data

Geometry | **Strength** | Forces

☒ Water Pressure
 Unit Weight (t/m3): 9.81
 Pressure Distribution Model: Peak Pressure - Mid Height
 Percent Filled (%): 100

☐ Seismic
 Seismic Coefficient: 0
 Direction: Horizontal

External Forces
 Number of Forces: 0

#	Angle°	Force (t/m)

Safety Factor = 0.277484
 Wedge Weight = 4014.11 tonnes/m
 Normal Force = 773.767 tonnes/m
 Resisting = 556.926 tonnes/m
 Driving = 2007.06 tonnes/m

OK Cancel Apply

Figura 34 – Caracterização da pressão da água e força sísmica no *RocPlane*

Após a introdução dos dados o *RocPlane* representa o talude e o respetivo plano de descontinuidade permitindo a observação do mesmo segundo várias vistas. O aspeto desta representação encontra-se na Figura 35.

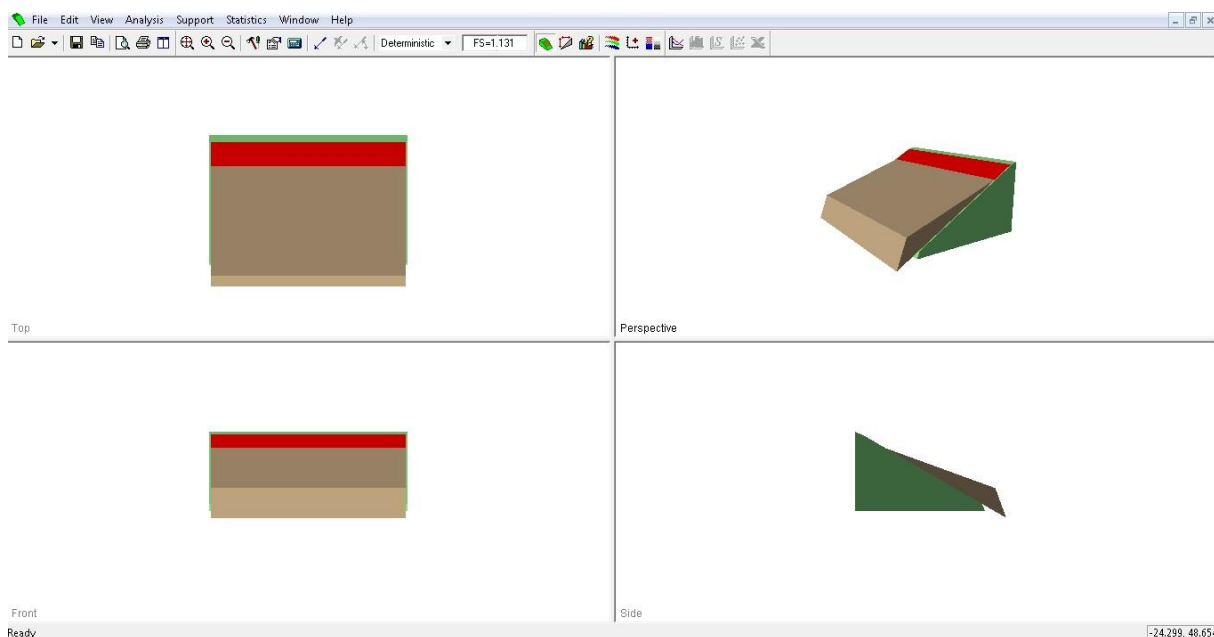


Figura 35 – Vistas do talude e descontinuidade no *RocPlane*

Claro está que, para além da representação em 4 vistas, apresenta também o resultado de FS calculado pela referida Equação 5. Recorrendo à representação em corte, o *Rocplane* representa o bloco deslizando, indicando as suas características geométricas, e as resultantes das forças estabilizadoras e desestabilizadoras que entram no cálculo de FS. A representação 2D encontra-se na Figura 36.

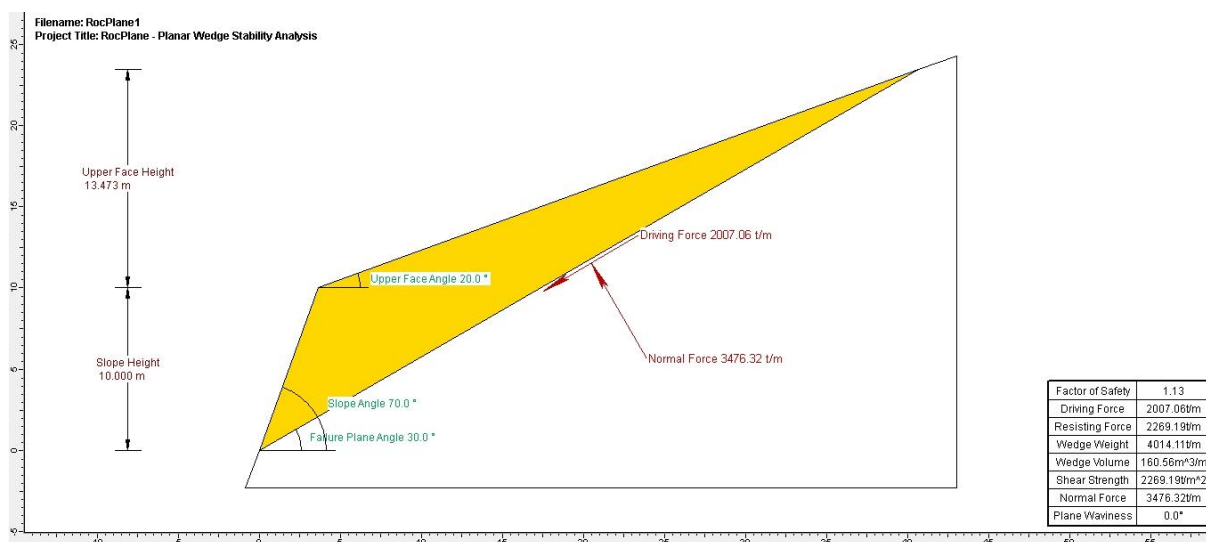


Figura 36 – Vista em corte da análise de estabilidade no *RocPlane*

O programa permite a consideração da fissura de tração (*tension crack*), referida no capítulo 4 no cálculo analítico. É então necessário introduzir a inclinação da fissura, podendo o utilizador selecionar a distância da crista do talude a que esta se encontra, ou pedindo a sua localização automática para o

coeficiente de segurança calculado seja o mínimo. Na Figura 37 representa-se um talude no qual existe uma fenda de tração com atuação da pressão da água.

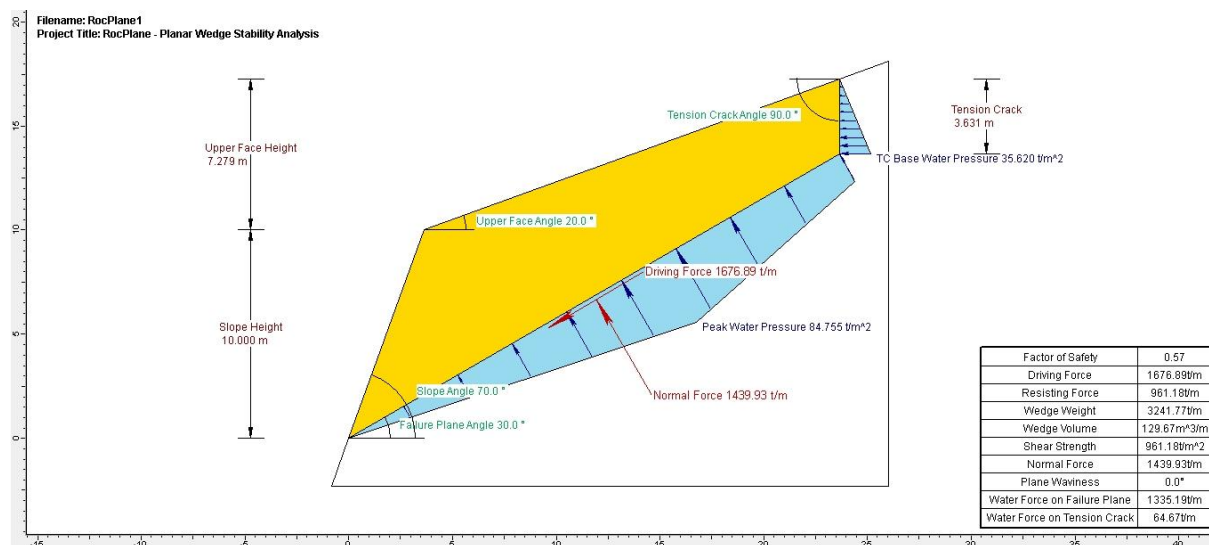


Figura 37 – Representação de um talude com fissura de tração com atuação da pressão da água

No caso de se pretender aumentar o fator de segurança através de meios de estabilização é possível simular no *RocPlane* a aplicação de ancoragens (*Bolt Model: Active*) ou pregagens (*Bolt Model: Passive*). Devem ser escolhidos o comprimento (*Length*) e o ângulo (*Angle*), sendo o último, por defeito do programa, perpendicular à face do talude. O programa permite ao utilizador inserir a capacidade total das ancoragens/pregagens ou então definir um fator de segurança desejado, sendo a capacidade total calculada pelo programa. Na Figura 38 representa-se o menu de caracterização da ancoragem/pregagem.

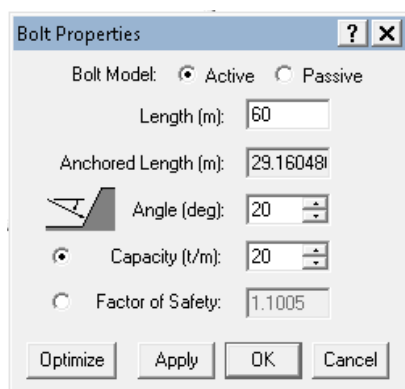


Figura 38 – Menu de aplicação de ancoragens/pregagens no *RocPlane*

A Figura 39 apresenta a representação do bloco quando aplicada uma ancoragem na qual se percebe o aumento de FS.

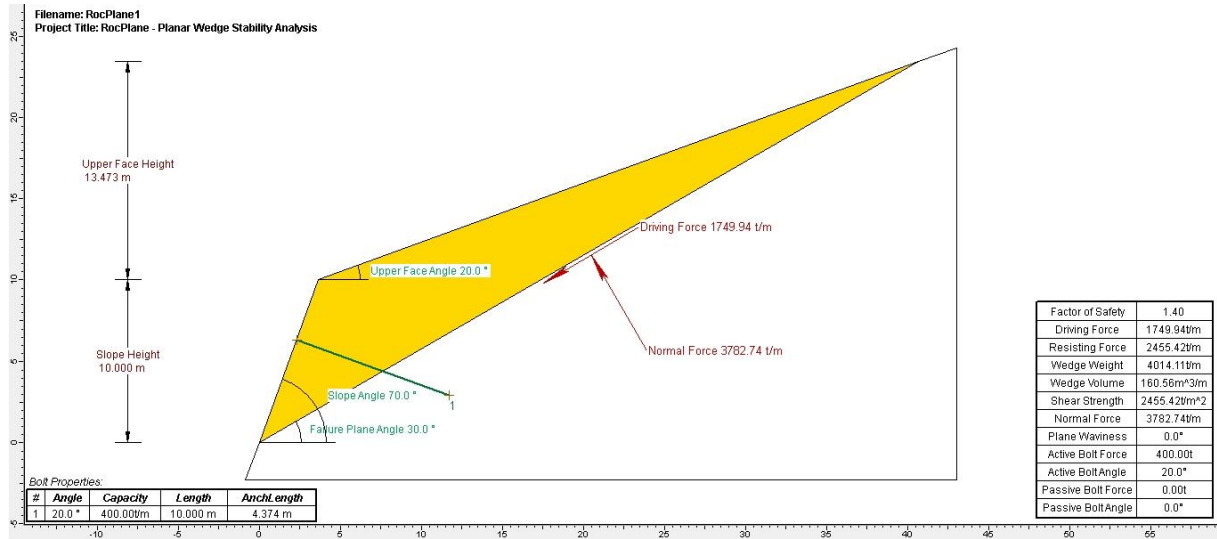


Figura 39 – Vista em corte da análise de estabilidade quando aplicada uma ancoragem no RocPlane

Uma outra utilidade do *RocPlane* é a análise de sensibilidade, que permite ao utilizador inserir os parâmetros desejados, representando em seguida um gráfico do coeficiente de segurança em função da percentagem de alteração de cada parâmetro, ou seja, permite perceber de que forma cada parâmetro tem maior ou menor influência na variação do fator de segurança. Como exemplo fazem-se variar os pendores do talude de escavação e da descontinuidade e os parâmetros de resistência referentes ao critério de Barton-Bandis: JRC , JCS e ϕ_r . O aspeto do gráfico encontra-se representado na Figura 40, na qual se simula uma análise de sensibilidade.

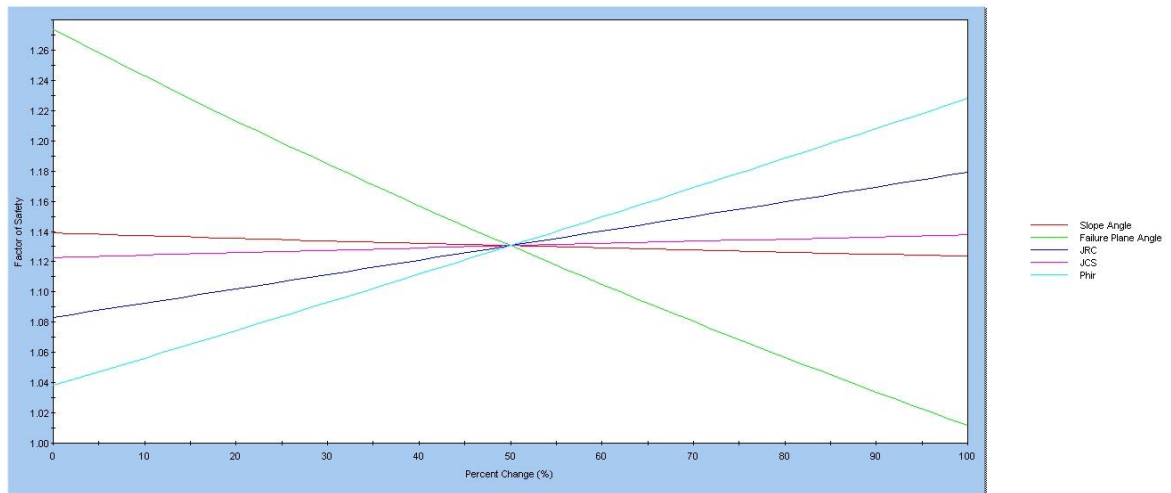


Figura 40 – Análise de sensibilidade no RocPlane

Para este exemplo, percebe-se que o parâmetro que mais influencia o coeficiente de segurança é a inclinação do plano de descontinuidades, visto apresentar o maior intervalo de variação para a mesma diferença percentual dos parâmetros.

5.2.2. ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ROCPLANE

No que toca à análise probabilística, a inserção de dados difere um pouco dado que o utilizador poderá associar aos parâmetros intervalos de variação, os quais variam segundo uma distribuição de probabilidades (normal, uniforme, triangular, beta, exponencial ou lognormal). Quando escolhida uma distribuição normal devem ser inseridos os valores da média (*Mean Value*), desvio padrão (*Standard Deviation*) e máximo e mínimo relativos (*Relative Maximum* e *Relative Minimum*). No capítulo 8, relativo à análise probabilística, serão explicadas com maior detalhe as características da distribuição normal, a utilizada no presente trabalho. Na Figura 41 representa-se o menu de introdução de dados para a análise probabilística.

Figura 41 – Escolha da lei estatística no RocPlane

A distribuição de probabilidades pode ser aplicada tanto a características da geometria do talude bem como às orientações das descontinuidades e parâmetros de resistência. Ações da pressão da água ou sísmica podem também ser associadas a uma distribuição.

A geração da amostra pode ser feita a partir de dois métodos, Monte Carlo ou Hipercubo Latino, podendo também ser selecionado o número de casos gerados. Este tema será tratado com maior detalhe no capítulo 8, referente à análise probabilística.

O resultado da análise probabilística é calculado em termos de probabilidade de rotura, PF (*Probability of Failure*), e o gráfico de densidade de probabilidades tem um aspeto como o representado na Figura 42.

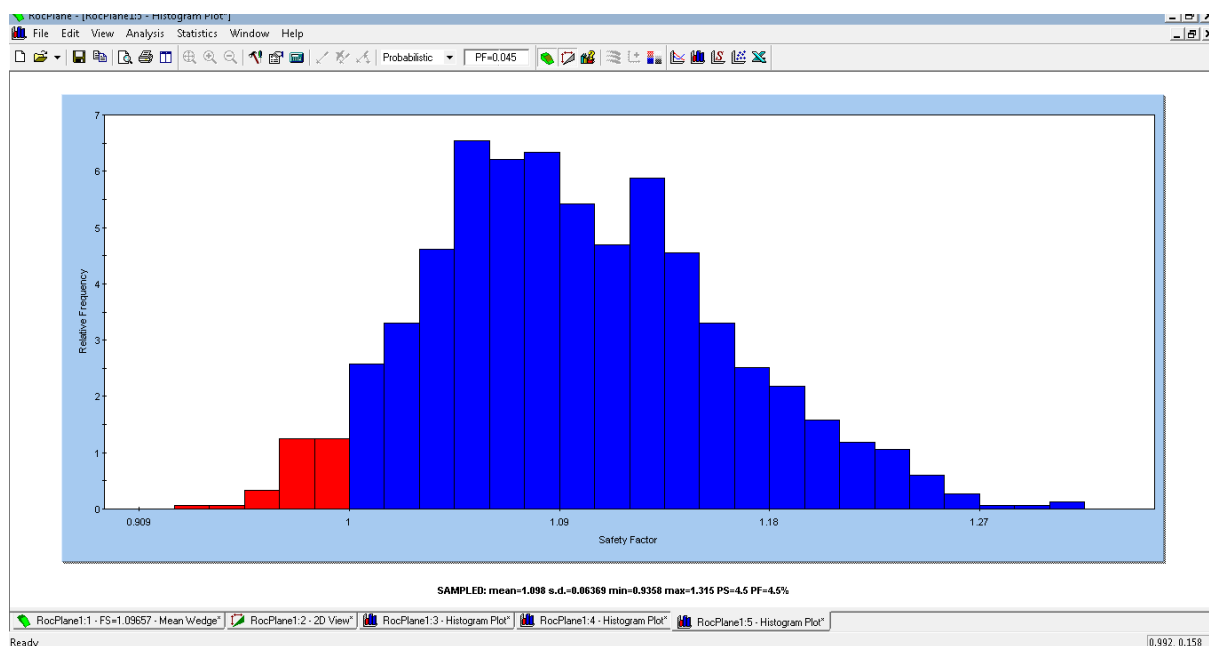


Figura 42 – Resultado da análise probabilística no RocPlane (Monte Carlo, 1000 amostras)

A probabilidade de rotura PF é definida pela seguinte expressão:

$$PF = \frac{\text{Número de blocos que deslizam}}{\text{Número total de blocos}}$$

Na expressão anterior o numerador representa o número de blocos que tem fator de segurança menor do que 1 e o denominador é o número de amostras geradas pelo programa. Esta definição da probabilidade de rotura é considerada representativa da probabilidade global de ocorrência de deslizamento para um determinado conjunto de dados probabilísticos de entrada. Na representação do gráfico de densidades de probabilidade apresentam-se a vermelho os casos cujo FS é inferior a 1 e, a azul, os casos cujo FS é superior a 1.

Como se percebe pela análise da Figura 42, para além de indicado PF é também indicado PS, probabilidade de deslizamento. O PS (*Probability of Sliding*) é a probabilidade de um bloco cinematicamente válido deslizar, e é calculado pela expressão:

$$PS = \frac{\text{Número de blocos que deslizam}}{\text{Número de blocos válidos}}$$

Sendo que:

$$\text{Número de blocos válidos} = \text{Número total de blocos} - \text{Número de blocos inválidos}$$

A geração de blocos considerados válidos ou inválidos está relacionada com a amostra aleatória da distribuição das orientações. Dependendo dos dados inseridos no que toca à geometria, é possível que no número total de blocos formados haja geração de blocos inválidos. Para clarificar o conceito, entende-se por um bloco válido aquele que é cinematicamente possível, ou seja, cujas características do declive permitem o seu escorregamento. Um bloco inválido será aquele que não poderá, devido ao declive, deslizar.

O número de blocos válidos é também igual à soma número de blocos que deslizam e do número de blocos estáveis.

Posto isto, conclui-se que quando a amostragem estatística de orientações não produz quaisquer blocos inválidos, então PF é igual a PS. A probabilidade de rotura, PF, poderá então ser escrita de acordo com a seguinte expressão:

$$PF = \text{Probabilidade de blocos cinematicamente válidos} \times PS$$

5.3. SWEDGE

O *Swedge* (3D Surface Wedge Analysis for Slopes) é um *software* desenvolvido pela Rocscience (2013) para a análise de estabilidade de taludes sujeitos à ocorrência de rotura em cunha. O *Swedge* permite caraterizar o deslizamento indicando todas as caraterísticas referentes ao mesmo, bem como as caraterísticas de cada um dos planos de descontinuidade. É importante reforçar a caraterística já anteriormente mencionada de o programa indicar, para as condições introduzidas, quando é que o deslizamento acontece segundo a linha de interseção das descontinuidades ou quando se dá segundo o plano de uma das descontinuidades. Do ponto de vista do utilizador, o funcionamento do programa e a introdução de dados é bastante similar ao *RocPlane*. Permite também a análise de dados em termos determinísticos e probabilísticos. Para além das duas análises anteriormente referidas, permite ainda o cálculo combinatório.

5.3.1. ANÁLISE DETERMINÍSTICA NO SWEDGE

A introdução dos dados relativos à geometria do talude e às forças (pressão de água, força sísmica e forças externas) é muito semelhante ao procedimento no *RocPlane*. A diferença reside na introdução dos dados relativos às descontinuidades (*Joints*). Para cada uma das descontinuidades, o utilizador introduz o valor do pendor (*Dip*) e o valor do azimute (*Dip Direction*). Para que a caraterização esteja completa, é necessário seleccionar o critério de rotura desejado e em seguida introduzir os parâmetros de resistência. Este menu é apresentado na Figura 43. É também permitida a consideração de uma fissura de tração (*tension crack*), sendo no *Swedge* caraterizada não só pela sua inclinação como pela sua direcção. No exemplo apresentado para explicação do programa será considerada a presença de uma fissura de tração.

Figura 43 – Introdução de dados relativos às descontinuidades no *Swedge*

Após a introdução dos dados o utilizador tem acesso à perspetiva representativa do escorregamento segundo diferentes vistas (Figura 44).

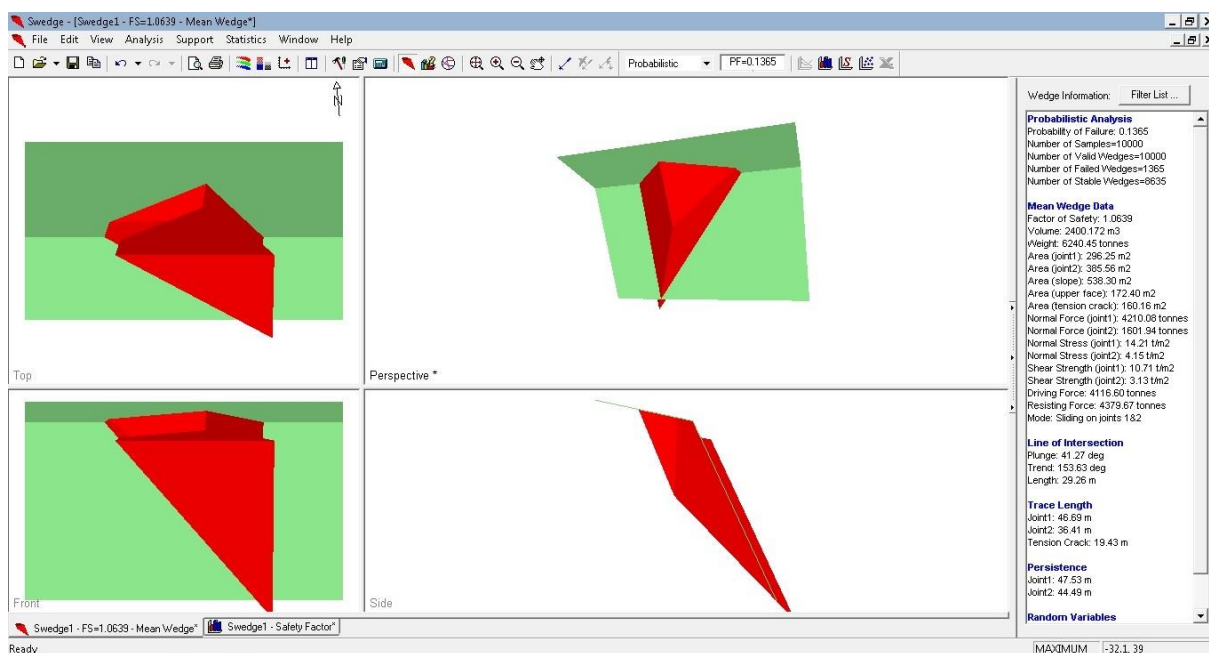


Figura 44 – Representação 3D e vistas do escorregamento em cunha no Swedge

Para além da representação 3D, o utilizador pode também consultar a projeção estereográfica, na qual surgem representados os planos da face do talude, face superior do talude e das descontinuidades. Para este caso, encontra-se também representada a fissura de tração. A projeção estereográfica está representada na Figura 45.

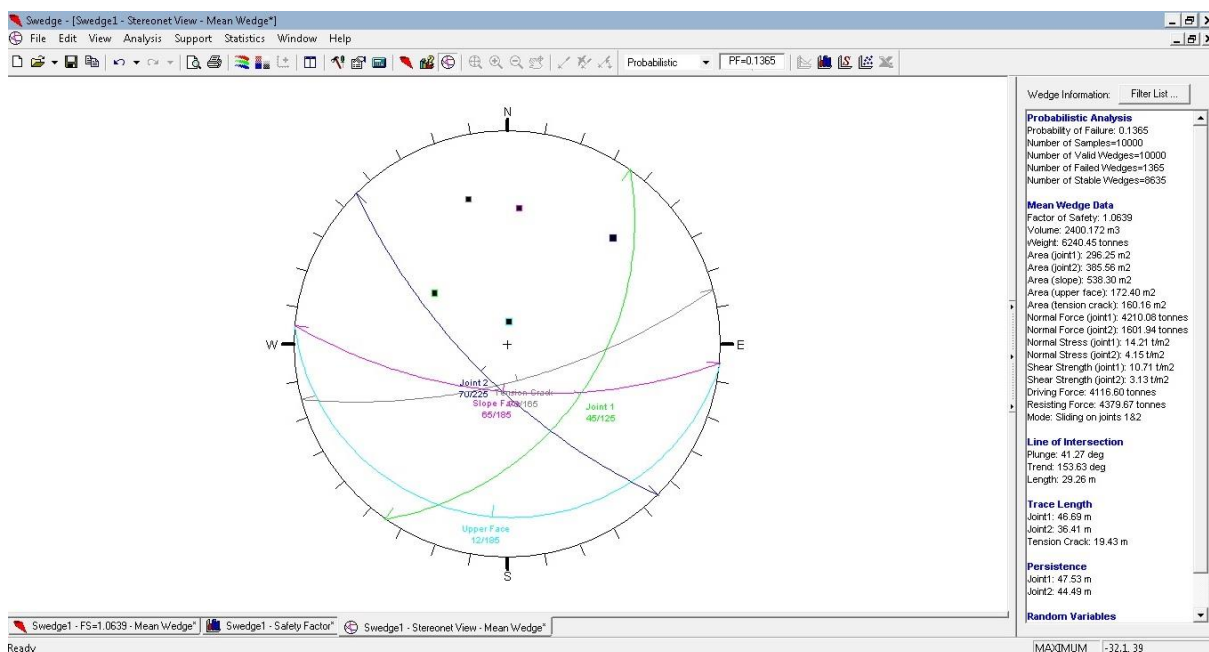


Figura 45 – Representação dos planos médios das descontinuidades, face do talude e face superior do talude

À semelhança do *RocPlane*, o *Swedge* permite também simular a colocação de ancoragens/pregagens (*Add Bolt*), sendo o processo idêntico. Para além deste tipo de estabilização, permite também a colocação de betão projetado (*Shotcrete*) e “pressão” (*Pressure*) na face do talude ou superior, por aplicação de redes pregada, eventualmente pré-tensionadas. Na Figura 46 apresenta-se o menu de aplicação do betão projetado, no qual se introduz a espessura (*Thickness*) e o valor da força a aplicar por unidade de área (*Shear Strength*).

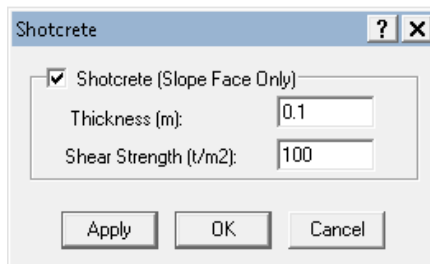


Figura 46 – Colocação de betão projetado no *Swedge*

Na Figura 47 apresenta-se o aspeto da aplicação de redes onde se pode optar por considerar a sua ação ativa ou passiva.

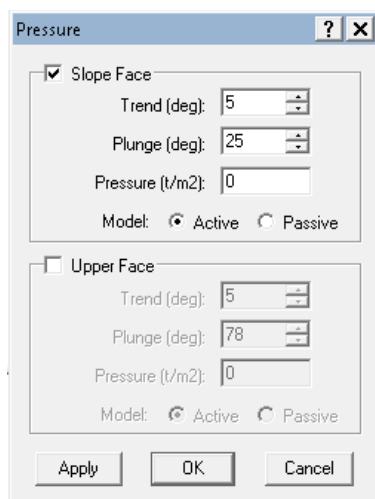


Figura 47 – Colocação de redes no *Swedge*

Também o *Swedge* permite fazer uma análise de sensibilidade. Neste caso pode ser considerada a variação tanto da inclinação do talude de escavação como da sua direção. Também para cada uma das descontinuidades pode ser considerada a variação das orientações. Relativamente aos parâmetros de resistência é também considerada a sua influência de acordo com a descontinuidade a que pertencem. Neste caso, pela análise da Figura 48, percebe-se que o parâmetro que tem maior influência no valor de FS é o ângulo de atrito residual da descontinuidade 1.

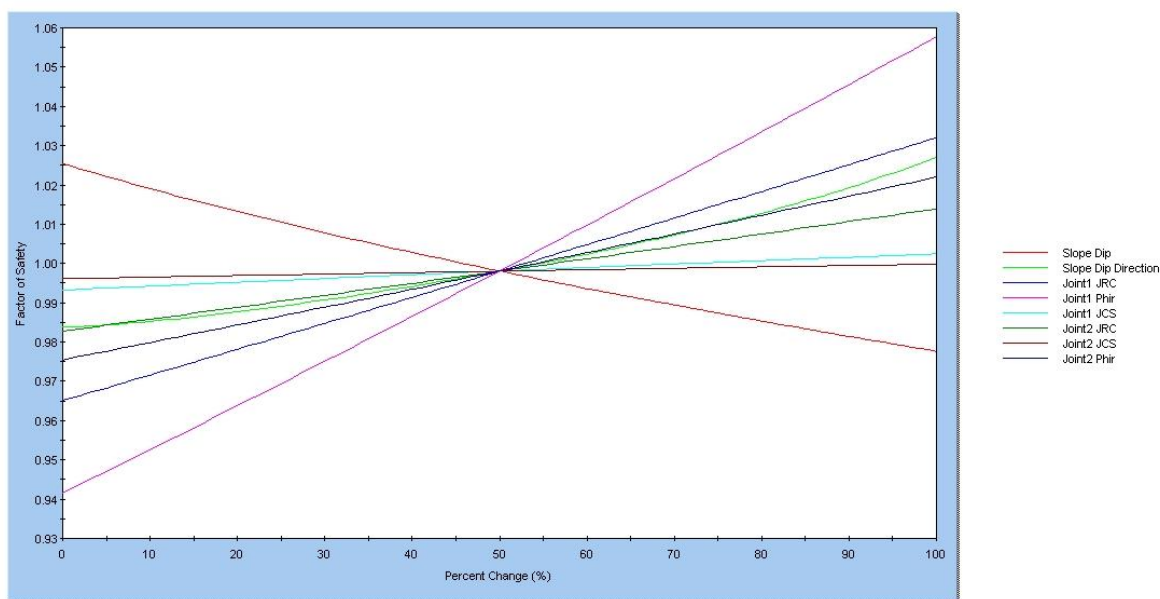


Figura 48 – Análise de sensibilidade no Swedge

No caso deste programa, a análise de sensibilidade torna-se muito útil para o dimensionamento do betão projetado ou da pressão a aplicar ao talude. Atribuindo um fator de segurança mínimo, pode-se calcular o valor mínimo de pressão a aplicar para que a condição seja satisfeita através da interseção do gráfico pressão a aplicar – fator de segurança, tal como demonstrado na Figura 49.

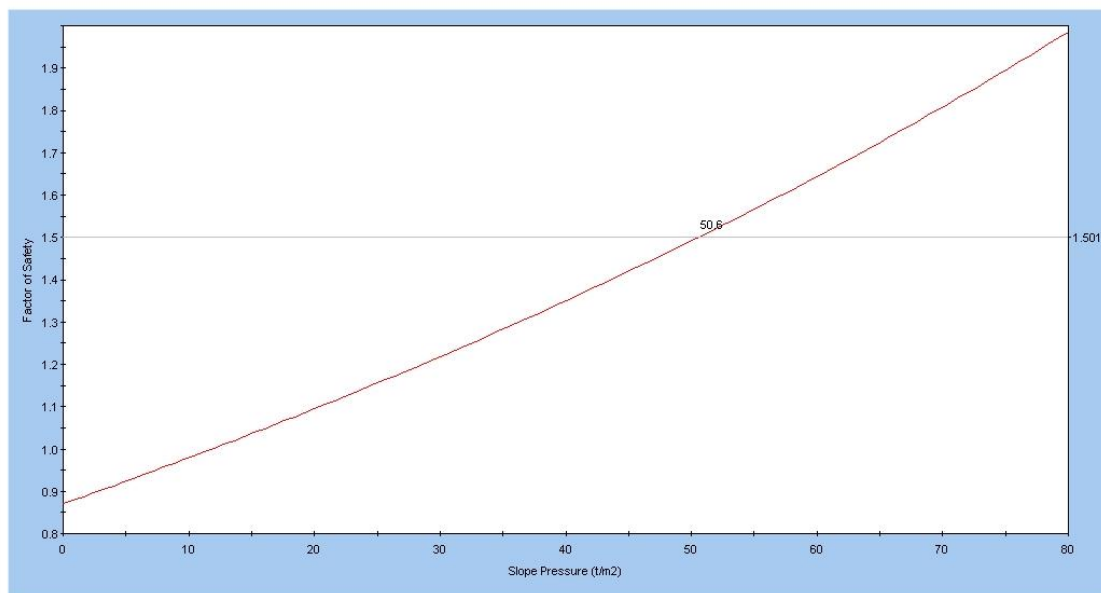


Figura 49 – Cálculo da pressão a aplicar na face do talude através de uma análise de sensibilidade

Para a situação retratada na Figura 49 seria necessária a aplicação de uma pressão na face do talude de 50,6 kN/m² para satisfazer a condição FS = 1,5.

5.3.2. ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO SWEDGE

No que toca à análise probabilística, o procedimento no *Swedge* é também idêntico à do *RocPlane*, exceção feita ao facto de ter que se repetir o processo para as duas descontinuidades. O menu é apresentado na Figura 50.

Figura 50 – Introdução de dados relativos à análise probabilística no *Swedge*

O resultado da análise probabilística é, tal como para o *RocPlane*, a probabilidade de rotura, PF e apresenta-se para este exemplo na Figura 51. Refere-se que também é possível seleccionar tanto o método de geração de amostras, Monte Carlo ou Hipercubo Latino, como o número das mesmas.

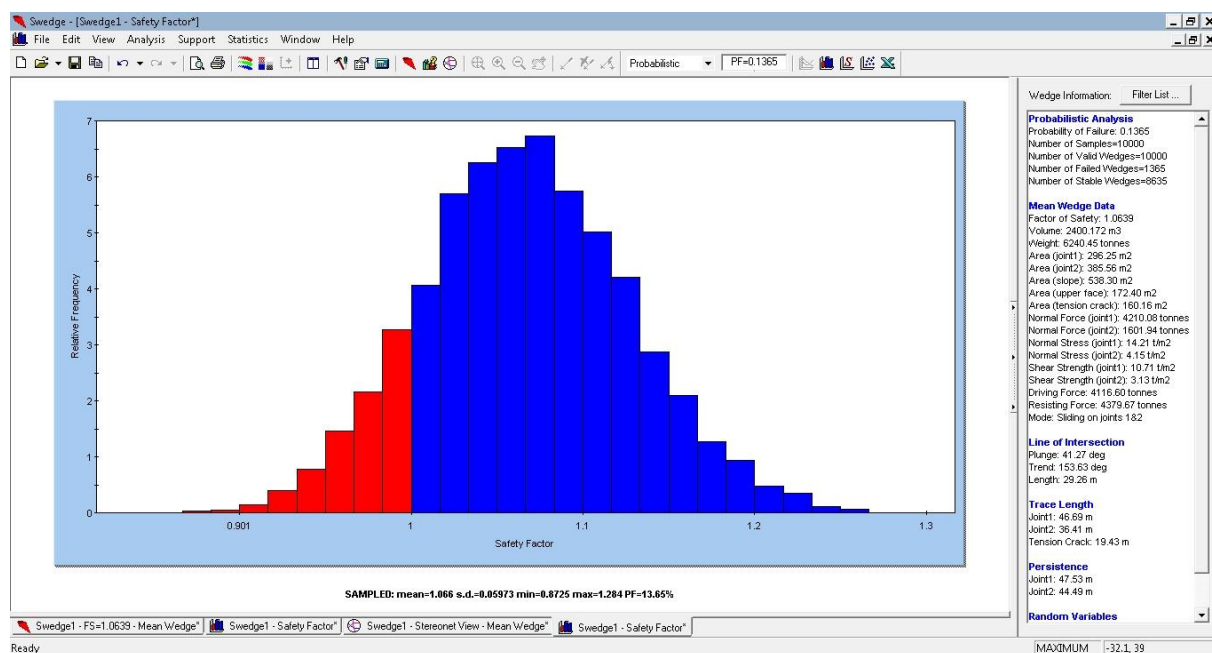


Figura 51 – Resultado da análise probabilística no *Swedge* (Hipercubo Latino, 10000 amostras)

É importante referir que nos resultados da análise probabilística no *Swedge*, quando aplicadas ancoragens ou pregagens, PF poderá vir afetado de algum erro dado ser considerada a variação da geometria da cunha e mantendo-se invariável a direção e inclinação da ancoragem/pregagem. Quando são consideradas apenas variações dos parâmetros resistentes, mantendo-se a geometria da cunha, não haverá influência no resultado.

Note-se que no que toca ao *Swedge* é tido em conta o mesmo modo de cálculo de PF (probabilidade de rotura) referido para o *Rocplane*.

5.3.3. ANÁLISE COMBINATÓRIA NO SWEDGE

Apesar do presente estudo não ter como objetivo a análise combinatória, faz-se aqui uma pequena referência à mesma. A análise combinatória consiste numa análise na qual são estudadas todas as combinações possíveis de descontinuidades das duas famílias. Enquanto para a análise determinística são considerados os valores médios tanto do pendor como do azimute das famílias de descontinuidades, na análise combinatória são consideradas todas as descontinuidades pertencentes a ambas as famílias. Assim sendo, se estiver em causa o deslizamento de uma cunha provocado por intersecção da família 1 com a família 2, esta análise combina todas as descontinuidades da família 1 com as da família 2. Ora, para este efeito, deve ser criada uma base de dados no *Dips* apenas com as descontinuidades relativas à família 1. Num novo ficheiro deve ser criada uma base de dados no *Dips* com as descontinuidades pertencentes à família. Depois de selecionada a opção “Use two joint set”, seleciona-se “joint set 1” e importa-se o primeiro ficheiro. Seguidamente seleciona-se “joint set 2” e importa-se o segundo. Deste modo, o *Swedge* fará uma análise na qual combina todas as descontinuidades pertencentes à primeira base de dados com as da segunda. O menu tem o aspeto representado na Figura 52.

Joint	Dip	Dip Direction
1	45	125
2	40	131
3	45	122
4	42	125
5	50	126
6	44	130
7	39	121
8	44	123

Figura 52 – Introdução de dados relativos às descontinuidades para análise combinatória no *Swedge*

No caso particular estudado, como já referido, são apenas conhecidos os valores médios das famílias de descontinuidades, sendo necessário gerar famílias fictícias. Posto isto, não se vê com interesse a realização desta análise visto não serem conhecidas as verdadeiras orientações de cada uma das descontinuidades.

6

CASO DE ESTUDO: ESTRADA NACIONAL 222 – RÉGUA – PONTE DAS BATEIRAS

6.1. ESTRADA NACIONAL 222

A Estrada Nacional 222 liga Vila Nova de Gaia a Almendra (Vila Nova de Foz Côa) integrando a rede nacional de estradas de Portugal. O percurso que serve de exemplo aos cálculos deste trabalho apresenta vários taludes que combinados com a orientação do sistema de descontinuidades permite identificar blocos que poderão corresponder a situações potenciais de deslizamento planar ou deslizamento em cunha.

O presente estudo tem como base elementos que caracterizam um troço da EN 222, nomeadamente elementos de topografia, a identificação e caracterização dos taludes, a informação geológica e geotécnica dos maciços rochosos envolventes e outros elementos técnicos, fornecidos pela EP – Estradas de Portugal, S.A. O percurso em estudo apresenta uma extensão de 20,5 Km e situa-se entre o Torrão (proximidade da Régua) e a ponte das Bateiras, mais precisamente entre os quilómetros Km 131+500 e Km 152+000 da EN 222. Na Figura 53 apresenta-se o referido percurso delimitado pelos pontos A e B.



Figura 53 – Esquema representativo do percurso em estudo (Google Maps)

6.2. GEOLOGIA

6.2.1. GEOMORFOLOGIA

Relativamente à litologia, pode-se afirmar que o percurso é praticamente no seu todo constituído por rochas xistentas, pertencentes ao Grupo do Douro, sendo limitada a Norte e a Sul por formações graníticas, representativas das antiformas (dobras com concavidade voltada para baixo) Vila Real – Carviçais e Lamego – Escalhão, respetivamente. Considerando que todo o percurso acaba por ser constituído nas suas margens por xistos, toma-se como valor do peso volúmico $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (Geologia de Engenharia, 2012).

Os taludes ao longo do percurso mergulham tendencialmente para Norte (azimutes com valor aproximado de 0), sendo a direção de cada um atribuída de acordo com as plantas do ANEXO II, e especificadas no Capítulo 7. Relativamente à vertente da estrada junto ao rio Douro, o pendor da face superior dos taludes apresenta valores entre 18° e 22°, sendo que para efeito de cálculos e dada a impossibilidade de observação de cada caso em particular, é usado o valor de 20°. Nas zonas em que são identificáveis socacos, derivados de plantações associadas à exploração vinícola, o pendor da face superior do talude é considerado 0°.

No que toca ao declive da face dos taludes estudados, o mesmo é atribuído por observações fotográficas e *in situ*, sendo que se encontra para cada caso, dentro dos intervalos atribuídos pela classificação por pontos ao parâmetro “inclinação do talude de escavação” referida no ponto 2.5.

6.2.2. COMPARTIMENTAÇÃO DO MACIÇO

6.2.2.1. Identificação das famílias de descontinuidades ao longo do percurso

Para compreender o risco de deslizamento planar ou em cunha é necessário, em primeiro lugar, conhecer as características das descontinuidades. Destas características, destaca-se uma que é condição cinemática para a ocorrência ou não ocorrência deste tipo de evento, a orientação das descontinuidades. Para o estudo do caso particular do percurso da EN 222 considerado, são conhecidos os azimutes e pendores médios de algumas famílias de descontinuidades. A zona em estudo foi dividida em 4 trechos (t_1 , t_2 , t_3 e t_4) de igual distância (5 Km cada, exceção para o D), sendo feita uma caracterização das descontinuidades ao longo de cada um deles. A planta esquemática dos trechos considerados encontra-se na Figura 54.

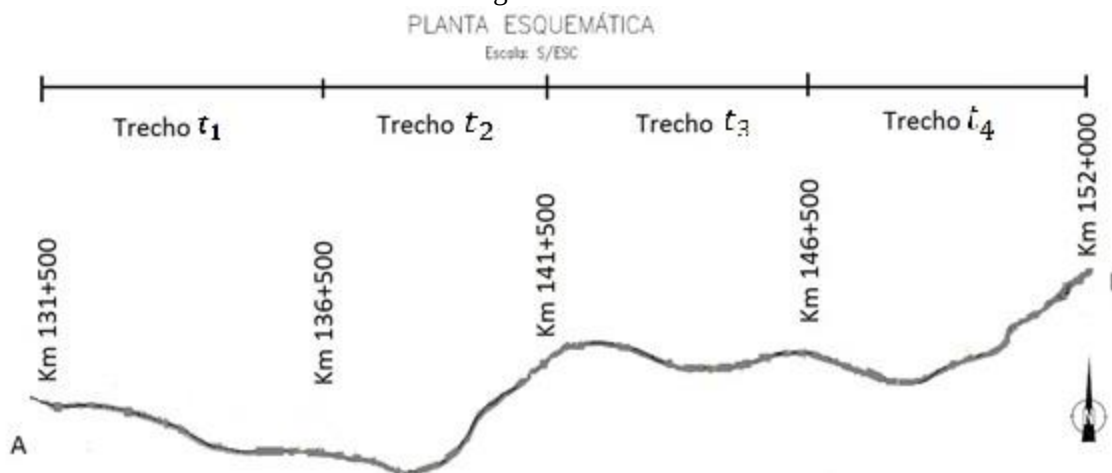


Figura 54 – Representação do percurso estudado considerando a separação em trechos

O Quadro 13 apresenta as famílias de descontinuidades identificadas em cada trecho, bem como o valor médio e intervalo de variação do azimute e pendor de cada família.

Quadro 13 – Famílias de descontinuidades identificadas em cada trecho

Trecho	Localização (Km)	Família	Intervalo Variação	Valor médio
t_1	131+500 - 136+500	1m	N15-34°W; 85°N-72°S	N22°W; 80°S
		2m	E-W-N86°W; 67-88°S	N79°W; 75°S
t_2	136+500 - 141+500	1m	N60°E-65°W; 22°S-43°N	N87°E; 32°N
		2m	N30°-70°E; 75°N-80°S	N47°E; 86°N
		3m	N20°W-15°E; 80°N-70°S	N4°E; 86°N
		4m	N45°E-N-S; 10°-30°N	N20°E; 18°N
t_3	141+500 - 146+500	1m	E-W-N65°W; 40°-70°N	N74°W; 30°N
		2m	N10°-70°E; 80°N-73°S	N40°E; 87°S
t_4	146+500 - 152+000	1m	N55-85°W; 60°N-85°S	N70°W; 76°N
		2m	N10-35°E; 70°N-75°S	N22°E; 85°N
		3m	N75°E-80°W; 17-39°S	N86°E; 29°S

Note-se que o formato no qual são apresentadas as famílias de descontinuidades não corresponde ao *Dip/Dip direction*, pelo que se recorre a uma transposição dos valores para essa notação. Explica-se então o processo de transposição atentando na família 1m do trecho t_1 cuja orientação é N22°W;80°S. N22°W corresponde à orientação da linha horizontal do plano (*strike*) com a inclinação deste para o respetivo quadrante (22° para Oeste em relação ao Norte, para este caso). 80°S representa o valor do pendor e a direção segundo a qual o mesmo mergulha (80° para Sul neste caso). Para que se compreenda o significado na notação referida apresenta-se a Figura 55 na qual se representa a família 1m no *Dips*.

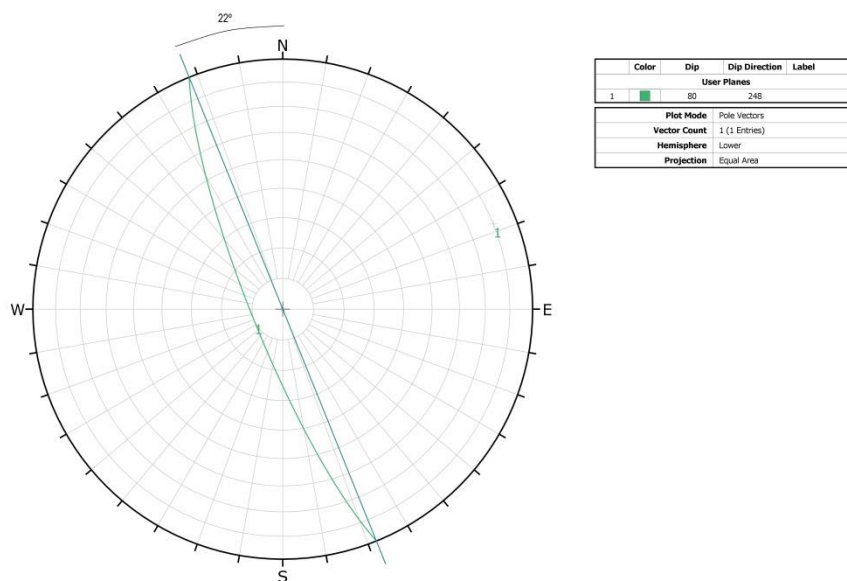


Figura 55 – Representação das orientações das famílias de descontinuidades no *Dips*

O *Dip direction* (azimute) será igual a 248° , lembrando que é medido a partir do Norte no sentido horário.

$$\alpha = 360 - 22 - 90 = 248^\circ$$

O valor do pendor (*Dip*) será o mesmo (80°), não sendo, claro está, necessário especificar a direção da sua inclinação (valor já associado ao azimute).

Para além destes valores, é também conhecido o número total de ocorrências em cada uma das famílias.

Para cada um dos trechos referidos, dado serem apenas conhecidos os valores médios e intervalo de variação de cada uma das famílias de descontinuidades, recorreu-se ao programa informático *JTDist* (Rocscience, 2013a) para a geração das famílias de descontinuidades, bem como para geração de descontinuidades aleatórias. Os valores utilizados neste processo são expostos no Quadro 14.

Quadro 14 – Caracterização das famílias de descontinuidades da EN 222

Trecho	Família	<i>Dip</i> (β)	<i>Dip Direction</i> (α)	Nº Ocorrências	Total de ocorrências por trecho
t_1	1m	80	248	9	75
	2m	75	191	8	
	-	-	-	58	
t_2	1m	32	357	32	157
	2m	86	317	39	
	3m	86	274	31	
	4m	18	290	9	
	-	-	-	46	
t_3	1m	30	16	78	274
	2m	87	130	135	
	-	-	-	61	
t_4	1m	76	16	161	380
	2m	85	292	125	
	3m	29	176	25	
	-	-	-	69	

6.2.2.2. Representação estereográfica das famílias de descontinuidades identificadas

Após a geração das famílias de descontinuidades no *JTDist* recorreu-se ao *Dips* para identificação das famílias na representação estereográfica. Como foi já referido anteriormente, não são conhecidas as orientações dos planos de observação pelo que não é feita a correção de Terzaghi. As representações estereográficas a seguir apresentadas não vêm por isso corrigidas. Na Figura 56, Figura 57, Figura 58 e Figura 59 encontram-se as representações estereográficas das famílias de descontinuidades dos trechos t_1 , t_2 , t_3 e t_4 , respetivamente.

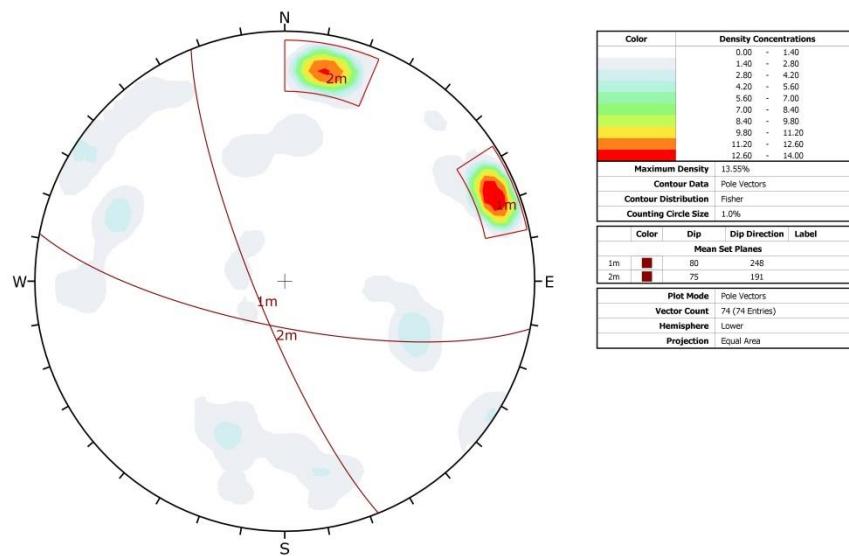


Figura 56 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho t_1 com recurso ao *Dips*

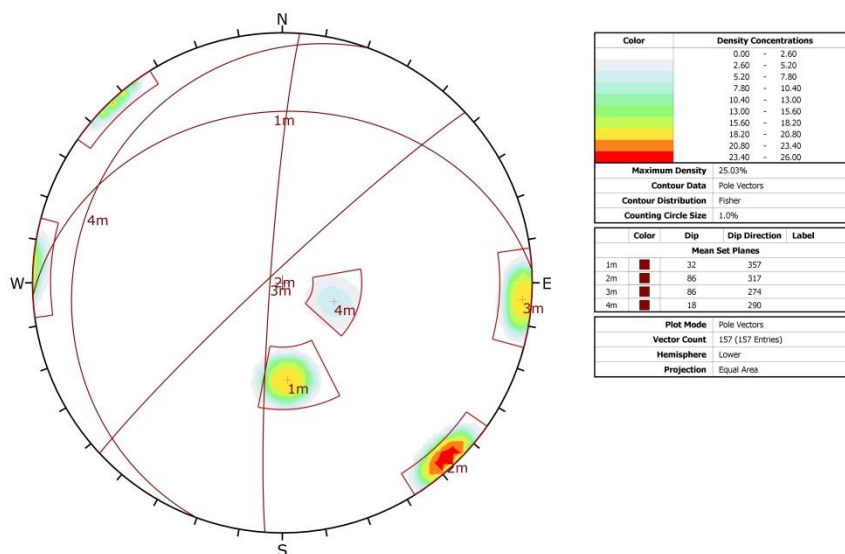


Figura 57 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho t_2 com recurso ao *Dips*

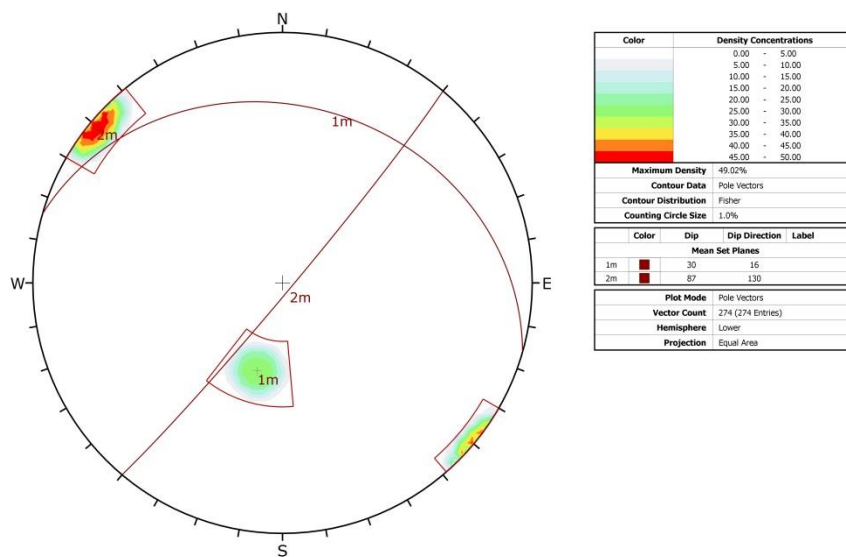


Figura 58 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho t_3 com recurso ao *Dips*

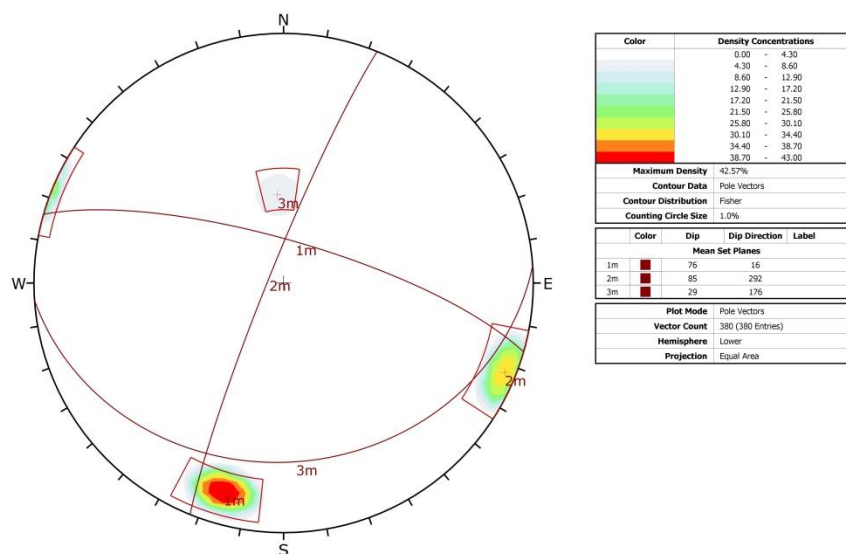


Figura 59 – Representação estereográfica das famílias de descontinuidades do trecho t_4 com recurso ao *Dips*

6.2.3. SISMICIDADE

No que toca à sismicidade, de acordo com o Instituto Português do Mar e da Água (IPMA) a máxima intensidade registada no local é IV na escala de Mercalli modificada. A esta intensidade corresponde a seguinte descrição na escala: IV – Moderado – Os objetos suspensos baloçam. A vibração é semelhante à provocada pela passagem de veículos pesados ou à sensação de pancada numa bola pesada nas paredes. Carros estacionados balançam. Janelas, portas e loiças tremem. Os vidros e loiças chocam ou tilintam. Na parte superior deste grau as paredes e as estruturas de madeira rangem (IPMA, 2012).

Relativamente ao zonamento sísmico em Portugal pode ser tratado por duas perspetivas, pelo Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes ou sob o ponto de vista do Eurocódigo 8. Na Figura 60 apresenta-se um mapeamento relativo às duas soluções, à esquerda e ao centro encontra-se o zonamento relativo ao EC8, à direita o zonamento relativo ao RSA (2005).

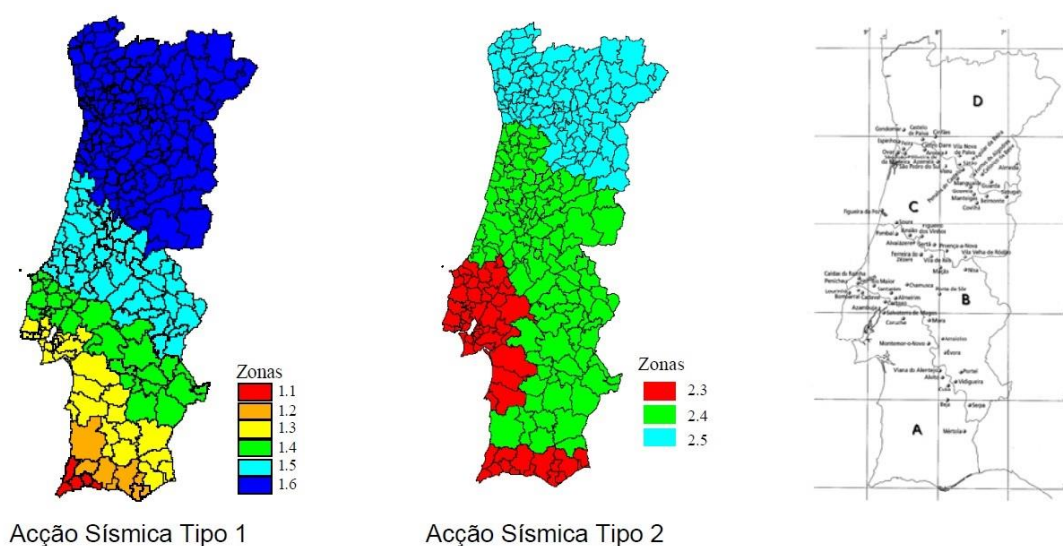


Figura 60 - Zonas sísmicas em Portugal segundo o EC8 e o RSA (Carvalho, 2010)

Fazendo uma análise comparativa entre os dois zonamentos percebemos que o EC8 diferencia o zonamento em ação sísmica do Tipo 1 e ação sísmica do Tipo 2 enquanto o RSA considera uma única ação.

A ação sísmica do Tipo 1 corresponde a sismos a grande distância (distância entre o epicentro e a estrutura em causa), gerados no contacto das placas euroasiática e africana da crosta terrestre, sob o oceano Atlântico. A ação sísmica do Tipo 2 representa sismos a reduzida distância focal; para o território continental, objeto de estudo, estes correspondem a sismos gerados em falhas sob o próprio território. A EN 222 insere-se portanto na zona 1.6 para uma ação sísmica do Tipo 1 e na zona 2.5 para uma ação sísmica do Tipo 2.

O RSA considera apenas uma ação dividindo o país em 4 zonas de A a D, sendo que A é a zona na qual a aceleração sísmica apresenta maior valor e D a zona na qual a aceleração sísmica apresenta menos valor. Segundo esta classificação, a EN 222 encontra-se na zona D tendo por isso um coeficiente sísmico $\alpha = 0,3$.

Visto permitir especificar de forma mais clara o valor da aceleração sísmica, no presente trabalho adota-se, para a consideração da força sísmica, a utilização do zonamento do EC8 – Anexo Nacional à NP EN 1998-1:2010.

No Quadro 15 apresentam-se os diversos tipos de terreno para efeitos da consideração da influência das condições locais na ação sísmica.

Quadro 15 – Tipos de terreno para a consideração da influência das condições locais na ação sísmica (NP EN 1998-1 : 2010)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s) (1)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	>70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m a 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $V_s > 800$ m/s			
S_1 (2)	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($I_p > 40$) e um elevado teor em água	<100 (indicativo)	-	10-20
S_2 (2)	Depósitos de solos com potencial liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S_1			

Notas:

1.Velocidade de propagação das ondas de corte nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5} . Deverá ser calculada de acordo com a seguinte expressão $V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$ em que h_i e V_i representam a espessura (em metros) e a velocidade das ondas de corte (paa distorção igual ou inferior a 10^{-5}) da i -ésima formação ou camada, num total de N existente nos 30 m superiores.

2.Para os locais cujas condições do terreno correspondem a um dos dois tipos de terreno especiais S_1 ou S_2 , são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica. Para estes tipos, e em particular para o tipo S_2 , deve considerar-se a possibilidade de rotura do terreno sob a ação sísmica.

No que toca às condições locais da EN 222, pela análise do Quadro 15, considera-se um terreno do Tipo A. Este tipo de terreno teria uma correspondência no RSA de um solo do tipo 1 – Rochas e solos coerentes rijos.

O valor de cálculo da ação sísmica (horizontal) à superfície de um terreno do tipo A, a_g , pode ser obtido a partir da aceleração máxima de referência pela Equação 20.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \quad (20)$$

Na Equação 20, a_{gR} representa o valor da aceleração máxima de referência. O Quadro 16 traduz a variação deste valor nas várias zonas sísmicas de Portugal, para os dois tipos de ação sísmica atrás referidos.

Quadro 16 – Valores de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A, a_{gR} (m/s²), nas várias zonas sísmicas de Portugal (Anexo Nacional, NP EN 1998-1 : 2010)

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

γ_I representa o coeficiente de importância e depende da classe de importância da estrutura e do tipo de ação sísmica. Os valores de γ_I encontram-se no Quadro 17.

Quadro 17 – Coeficientes de importância, γ_I (Anexo Nacional, NP EN 1998-1 : 2010)

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Portugal Continental	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

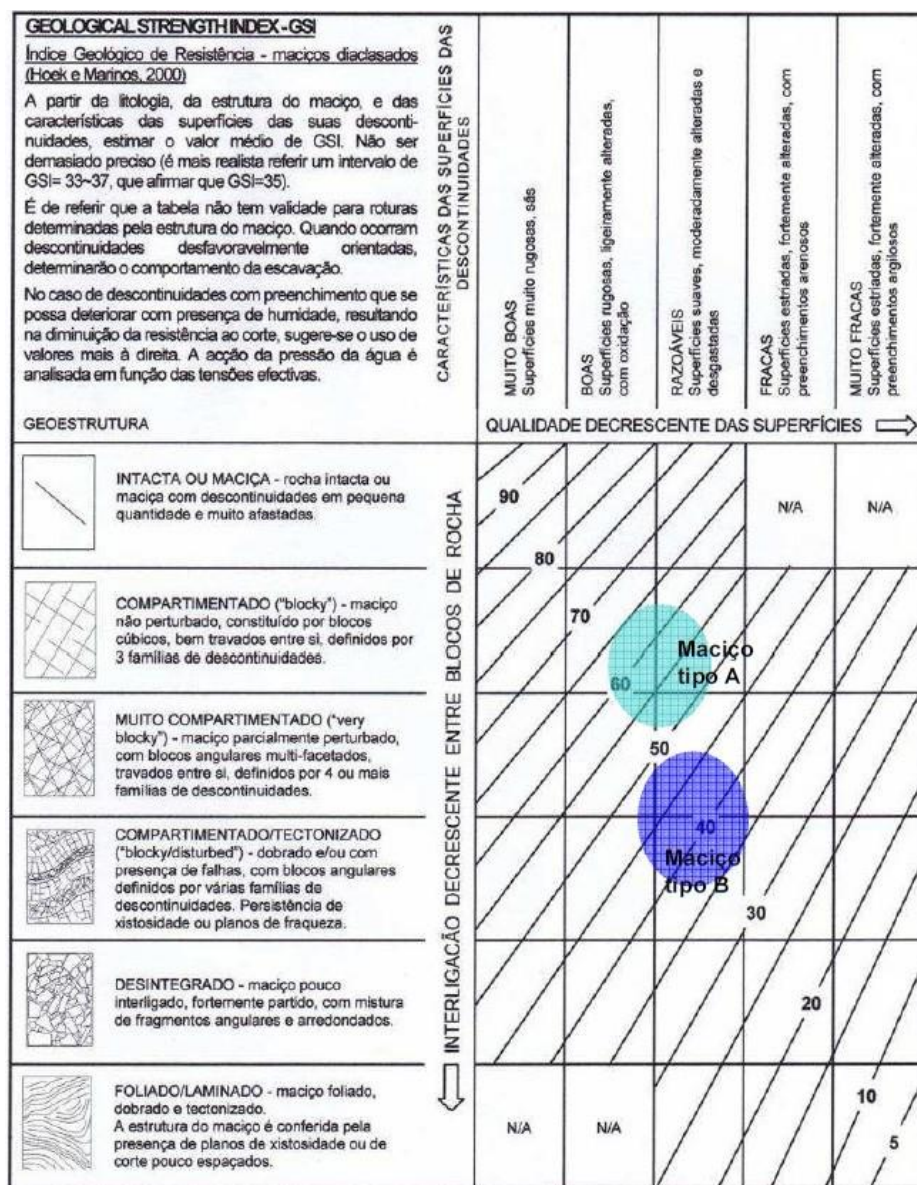
Considerando então uma ação do Tipo 2 (ação próxima, logo mais gravosa) com uma classe de importância II e recordando que se trata de um terreno do Tipo A, tem-se que $a_g = 0,8$ m/s².

Será então considerado um coeficiente sísmico horizontal k_h de acordo com a Equação 21.

$$k_h = \frac{a_g}{g} = \frac{0,8}{9,81} = 0,08 \quad (21)$$

6.2.4. PARAMETRIZAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO

A avaliação do valor de *GSI* (ponto 2.3.) de cada uma das situações estudadas, permite a identificação de dois tipos de maciço com diferentes características. Assim, podemos fazer uma distinção entre maciços do tipo A, com valor de *GSI* igual a 55 e maciços do tipo B, com *GSI* igual a 40, de acordo com a Figura 61.

Figura 61 - Classificação *GSI* estrada N222

É também feita uma análise comparativa com os valores de *SMR* obtidos para cada situação, verificando, como seria de esperar, uma boa correspondência entre os dois sistemas de classificação. De uma forma geral, a situações de menor risco de ocorrência de instabilidade, estão associados maciços com classificação *GSI* do tipo A. Por outro lado, para zonas classificadas pelo *SMR* como instáveis (*SMR* = V), estão associados maciços com classificação *GSI* do tipo B. Mais adiante, serão apresentados os casos individualmente onde se poderá verificar essa correspondência.

6.2.5. PARAMETRIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS DESCONTINUIDADES

6.2.5.1. Resistência ao deslizamento

A resistência ao corte ao longo das descontinuidades pode ser caracterizada analiticamente por vários critérios. No presente trabalho é considerado para efeitos de cálculo o critério de Barton-Bandis. Será também exemplificado o cálculo pelo critério de Mohr-Coulomb. Neste caso, serão calculados os valores da coesão e ângulo de atrito a partir de uma regressão linear, ou os mesmos parâmetros calculados para um valor médio da tensão normal na ou nas superfícies de deslizamento (coesão e ângulo de atrito instantâneos).

O critério de Barton-Bandis é uma relação não-linear muito utilizada para modelar a resistência ao corte de descontinuidades em maciços rochosos. A expressão original foi desenvolvida por Barton entre 1973 e 1976 e encontra-se na Equação 22 (Barton, 1973, 1976),

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (22)$$

onde ϕ_b é o ângulo de atrito básico na superfície da descontinuidade, JRC é o coeficiente de rugosidade das descontinuidades e JCS é a resistência à compressão da parede (Barton, 1973, 1976). Este critério é revisto por Barton e Choubey (Barton & Choubey, 1977) passando a expressão a ser dada pela Equação 23.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_r + JCR \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (23)$$

Na Equação 23 ϕ_r representa o ângulo de atrito residual na superfície da descontinuidade. O ângulo de atrito residual pode ser estimado pela Equação 24.

$$\phi_r = (\phi_b + 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad (24)$$

Na equação 24, r é o valor de recuo do martelo de Schmidt sobre a superfície da descontinuidade com rocha alterada e húmida e R é o valor de recuo do martelo de Schmidt sobre uma superfície de rocha não alterada e seca. As equações 23 e 24 passam a parte do critério de Barton-Bandis (Barton & Bandis, 1990).

Para o caso particular da EN 222 é admitido como valor da resistência à compressão das paredes das descontinuidades (JCS), 45 MPa para maciços do tipo A e 20 MPa para maciços do tipo B.

Para a quantificação do valor da rugosidade das descontinuidades, foi utilizada a metodologia de Barton, que tem como base a comparação visual da aparência dos perfis das descontinuidades com perfis previamente definidos. De acordo com esta metodologia, foram observadas paredes que se inserem nas categorias 2 e 3, tendo portanto valores de JRC que se situam entre 2 e 6, como mostra a Figura 62.

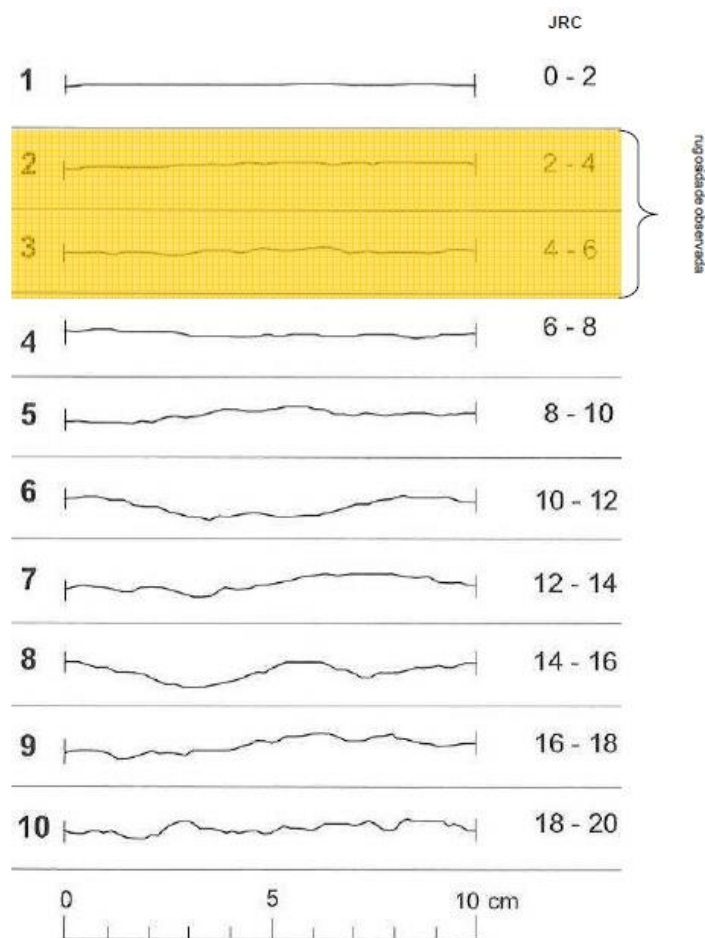


Figura 62 - Coeficiente de rugosidade *JRC* na EN 222

O ângulo de atrito residual (ϕ_r) tem o valor de 22° .

A resistência ao corte das paredes das discontinuidades calculada pelo critério de Mohr-Coulomb é função da coesão (c') e do ângulo de atrito (ϕ') segundo a Equação 25.

$$\tau = c' + \sigma_n \tan \phi' \quad (25)$$

Os valores da coesão e do ângulo de atrito no modelo de Mohr-Coulomb podem ser obtidos através de uma regressão linear do gráfico da tensão de corte em função da tensão normal do modelo de Barton-Bandis. Como é já sabido, o valor da coesão corresponde ao ponto de interseção da reta com o eixo das ordenadas e o valor do ângulo de atrito à inclinação dessa mesma reta.

Calculam-se então, por aplicação do critério de Barton-Bandis, valores da tensão de corte para diferentes valores da tensão normal para um maciço com classificação *GSI* do tipo A e *JRC* igual a 2. Os resultados apresentam-se no Quadro 18.

Quadro 18 – Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo A com $JCR = 2$

Maciço Tipo A, $JRC = 2$										
σ_n (MPa)	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
τ (MPa)	0,03	0,05	0,08	0,10	0,12	0,15	0,17	0,20	0,22	0,24

No gráfico da Figura 63 apresenta-se a representação dos pontos da curva de Barton e a respetiva regressão linear para obtenção dos parâmetros do critério de Mohr-Coulomb.

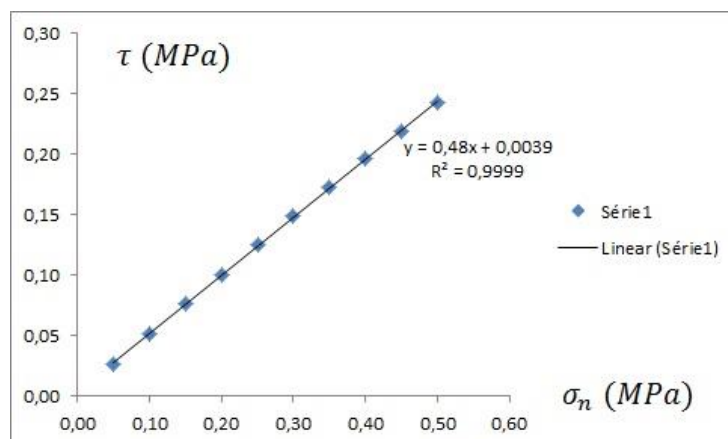


Figura 63 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo A e $JRC = 2$

No Quadro 19 apresentam-se os valores das tensões para um maciço do tipo B com JRC igual a 2.

Quadro 19 – Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo B com $JCR = 2$

Maciço Tipo B, $JRC = 2$										
σ_n (MPa)	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,5
τ (MPa)	0,03	0,05	0,07	0,10	0,12	0,14	0,17	0,19	0,21	0,24

O gráfico correspondente aos valores do Quadro 19 encontra-se na Figura 64.

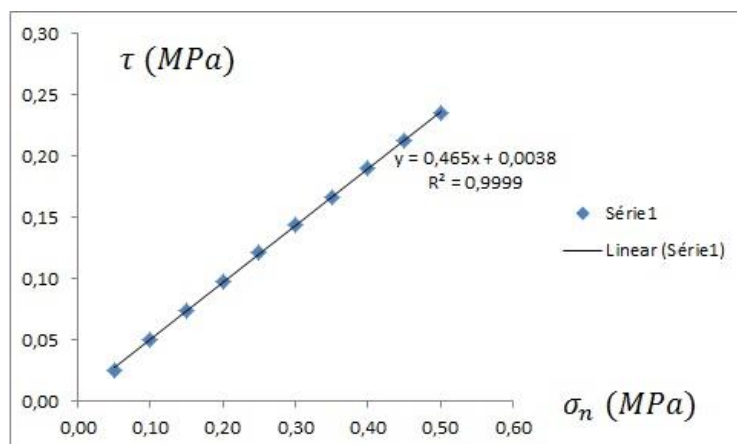


Figura 64 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo B e $JRC = 2$

No Quadro 20 encontram-se os valores da tensão de corte para diferentes valores da tensão normal para um maciço do tipo A, mas, desta feita, considerando um JRC igual a 6.

Quadro 20 – Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo A com $JRC = 6$

Maciço Tipo A, $JRC = 6$										
σ_n (MPa)	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
τ (MPa)	0,04	0,08	0,11	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,30	0,33

A representação gráfica encontra-se na Figura 65.

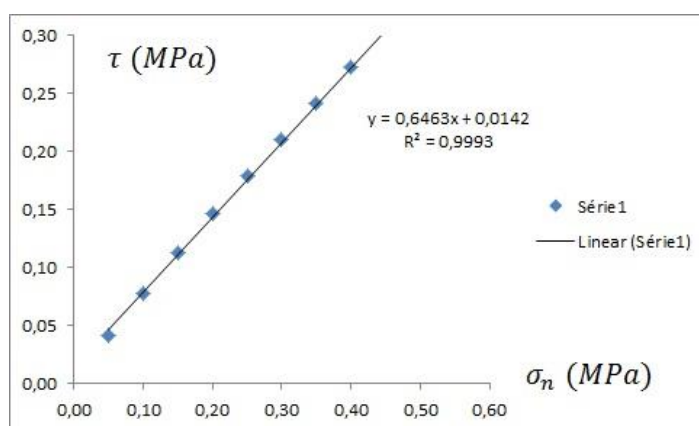


Figura 65 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo A e $JRC = 6$

Recalculando as tensões para o mesmo JRC , mas para um maciço do tipo B, obtêm-se os resultados do Quadro 21. A representação gráfica e respectiva regressão linear apresentam-se na Figura 66.

Quadro 21 - Valores da tensão de corte (τ) para diferentes tensões normais (σ_n) para um Maciço do tipo B com $JRC = 6$

Maciço Tipo B, $JRC = 6$										
σ_n (MPa)	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
τ (MPa)	0,04	0,07	0,10	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31

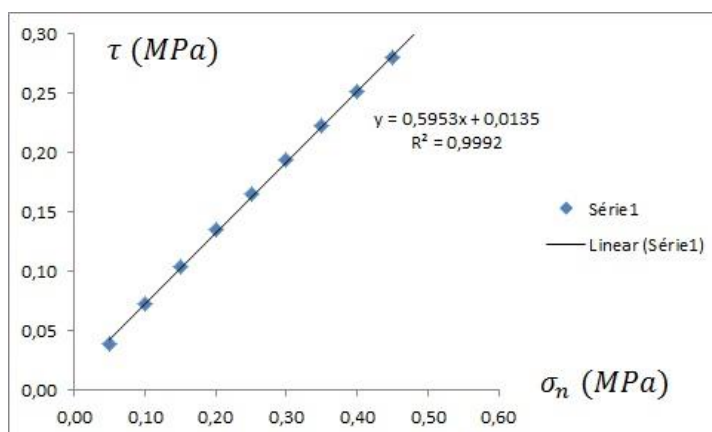


Figura 66 – Regressão linear para obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para um maciço do tipo B e $JRC = 6$

Como referido anteriormente, é reconhecido que a relação entre a resistência ao deslizamento e a tensão normal é mais fielmente representada por uma relação não linear, tal como a proposta por Barton, contudo, pretende-se no presente trabalho dar a conhecer o cálculo dos valores equivalentes da coesão e ângulo de atrito a partir deste tipo de relações não lineares. Nestas condições, considera-se a coesão instantânea c_i e o ângulo de atrito instantâneo ϕ_i para um determinado valor de σ_n . A coesão é o valor da interseção da reta tangente à envolvente de rotura para essa tensão normal com o eixo da resistência ao corte. O ângulo de atrito é a inclinação dessa mesma tangente, tal como representado na Figura 67. Estes valores poderão então ser usados para uma análise de estabilidade pelo critério de Mohr-Coulomb, desde que o valor de σ_n escolhido seja próximo do valor considerado na definição do ponto de tangência.

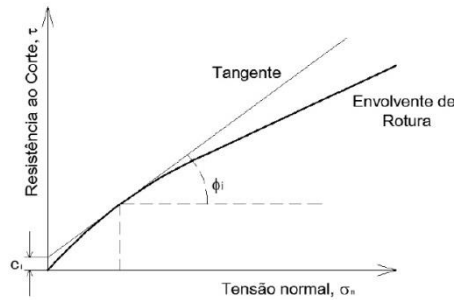


Figura 67 - Determinação da coesão e ângulo de atrito instantâneos relativos a critérios de rotura não lineares

Analiticamente, o ângulo de atrito instantâneo ϕ_i pode ser obtido através das relações expressas na Equação 26 e Equação 27.

$$\phi_i = \arctan\left(\frac{d\tau}{d\sigma_n}\right) \quad (26)$$

$$\frac{d\tau}{d\sigma_n} = \tan\left(JRC \cdot \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r\right) - \frac{\pi \cdot JRC}{180 \ln 10} \left[\tan^2\left(JRC \cdot \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r\right) + 1 \right] \quad (27)$$

A coesão instantânea c_i é determinada pela Equação 28.

$$c_i = \tau - \sigma_n \cdot \tan \phi_i \quad (28)$$

Quando a determinação dos valores da coesão e ângulo de atrito instantâneos é feita para um caso específico, a tensão normal considerada deverá ser cuidadosamente escolhida. Posto isto, visto no presente estudo serem tratados casos específicos e diferentes entre si, serão calculados mais adiante os valores da coesão e ângulo de atrito instantâneos. Note-se que, perante as diferentes ações a que os blocos se encontram sujeitos (força gravítica, pressão da água, força sísmicas) a tensão normal σ_n apresentará diferentes valores, pelo que terão que ser recalculados os parâmetros resistentes cada vez que são alteradas as condições.

No Quadro 22 resumem-se os parâmetros de resistência para cada um dos modelos.

Quadro 22 – Parâmetros de resistência das discontinuidades

Maciço	Parâmetros de Resistência				
	Barton-Bandis			Mohr-Coulomb (Regressão Linear)	
	JRC	JCS [MPa]	ϕ_r [°]	c [kPa]	ϕ [°]
Tipo A	2	45	22	3,9	25,6
Tipo B		20	22	3,8	24,9
Tipo A	6	45	22	14,2	32,9
Tipo B		20	22	13,5	30,8

Refere-se ainda que, para a consideração da mesma tensão normal, os resultados do critério de Barton-Bandis e Mohr-Coulomb obtido por regressão linear poderão apresentar diferentes valores para a resistência ao corte das paredes das discontinuidades, no entanto, quando usados os valores da coesão e do ângulo de atrito instantâneos os dois critérios devem conduzir ao mesmo resultado.

6.2.5.2. Influência da presença de água

Quando no maciço rochoso existe água sob pressão as paredes das discontinuidades tendem a afastar-se provocando uma diminuição do valor da tensão efetiva, σ'_n . Em condições de estabilidade, isto é, quando decorreu um período de tempo suficientemente longo para que as pressões da água tenham atingido o equilíbrio, a tensão normal passa a ser dada pela Equação 29,

$$\sigma'_n = \sigma_n - u \quad (29)$$

onde:

- σ'_n é a tensão efetiva;
- σ_n é a tensão total;
- u representa a pressão neutra.

Nas equações anteriores, é sempre considerada a tensão efetiva, coincidindo com a normal quando não há água. Na Figura 68 encontra-se uma fotografia que testemunha a presença de água num maciço.



Figura 68 – Presença de água num maciço rochoso

6.3. SITUAÇÕES DE ESTUDO

6.3.1. IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS INSTABILIDADES NOS TRECHOS t_1 , t_2 , t_3 E t_4

Pretende-se no presente capítulo a identificação prévia de instabilidades provocadas por deslizamento planar ou em cunha em cada trecho (t_1 , t_2 , t_3 e t_4) de acordo com as famílias de discontinuidades identificadas. Recorre-se portanto ao *Dips* que apresenta uma estimativa da probabilidade de rotura (deslizamento planar ou cunha para este caso). De uma forma geral, os taludes do percurso entre os pontos A e B que acompanham a estrada junto ao rio Douro mergulham para Norte e considera-se um pendor médio de 75° . Verifica-se que o trecho t_1 é maioritariamente composto por maciços do tipo A, admitindo-se portanto um ângulo de atrito médio igual a 29° . Posto isto, obtém-se a representação da Figura 69.

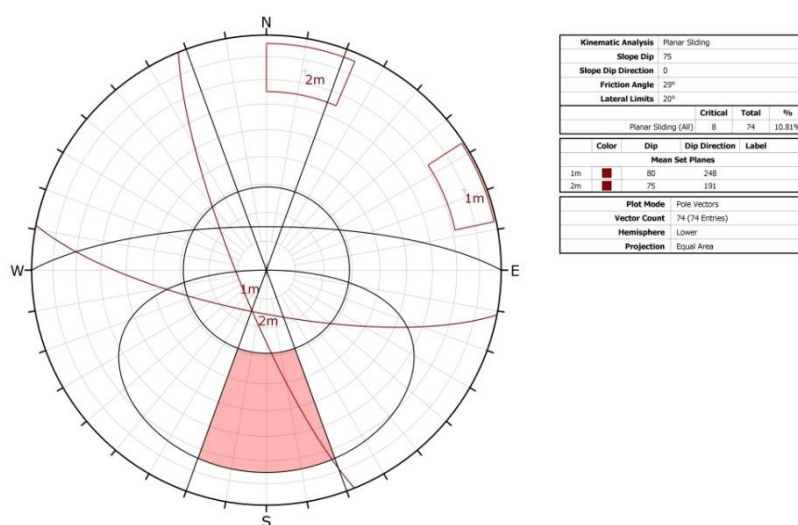


Figura 69 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_1

Perante a análise da Figura 69 percebe-se que nem a família de discontinuidades $1m$ nem a $2m$ podem provocar deslizamento planar. A possibilidade de ocorrência (10,81%) está associada às discontinuidades geradas aleatoriamente que não pertencem a nenhuma das famílias. Relativamente à análise cinemática para ocorrência de deslizamento em cunha obtém-se a representação da Figura 70.

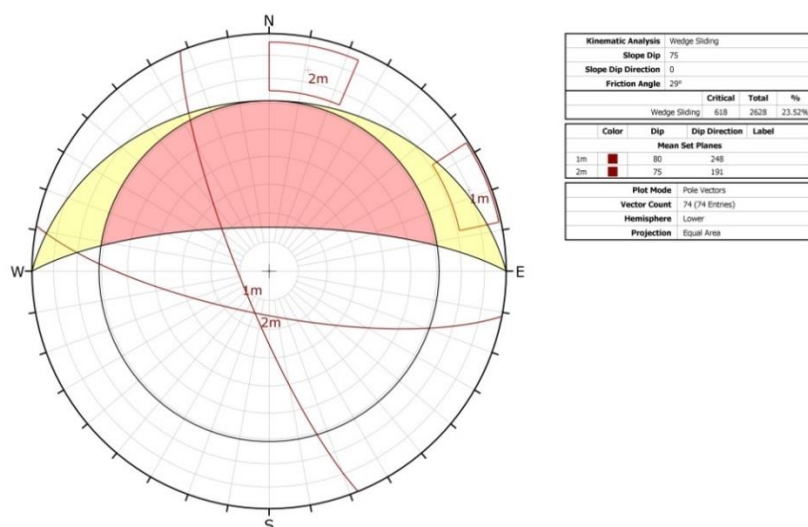


Figura 70 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_1

Relativamente à análise cinemática para o deslizamento em cunha podem ser tiradas as mesmas conclusões. Como se percebe, a interseção dos planos de discontinuidades das famílias *1m* e *2m* não poderá provocar deslizamentos em cunha com mergulho para norte. A possibilidade de ocorrência de deslizamento (22,53%) será então devida à interseção de discontinuidades aleatórias não pertencentes à família *1m* ou *2m*.

À semelhança do trecho t_1 , também o trecho t_2 é maioritariamente constituído por maciços do tipo A, tomando-se portanto o valor do ângulo de atrito 29° para as análises cinemáticas. Na Figura 71 apresenta-se a representação da análise cinemática para o deslizamento planar.

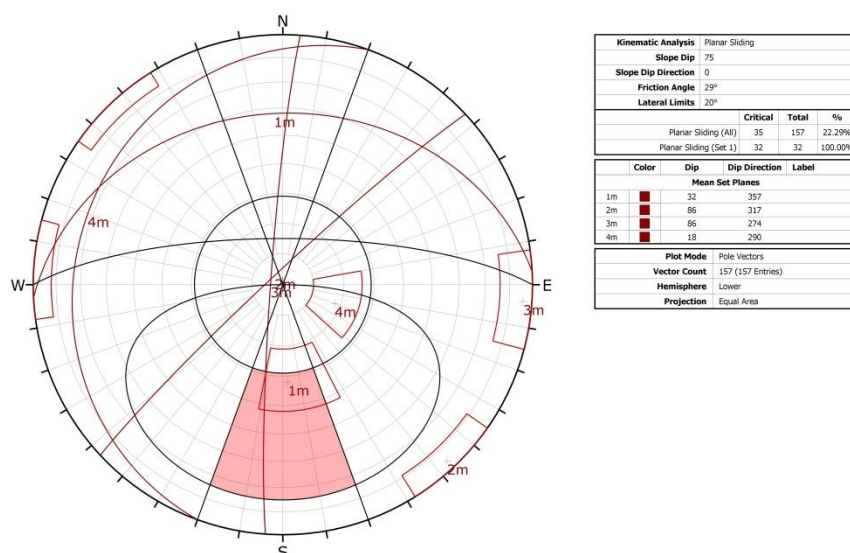


Figura 71 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_2

Quando considerada a totalidade dos polos (157) obtém-se uma possibilidade de deslizamento de 22,29%. Esta percentagem corresponde à totalidade das discontinuidades da família *1m* onde a análise cinemática identifica deslizamentos planares. A identificação de deslizamentos em cunha apresenta-se na Figura 72.

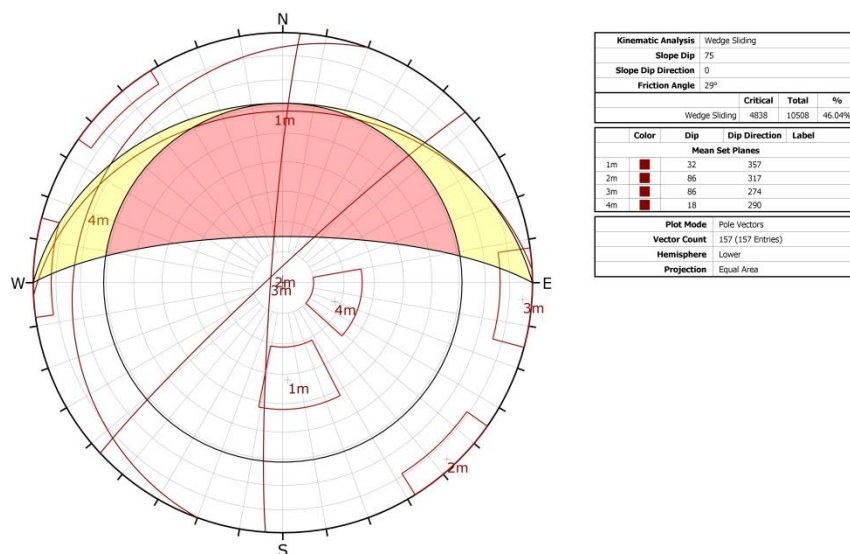


Figura 72 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_2

Relativamente à análise da Figura 72 conclui-se que a percentagem de risco de ocorrência de deslizamento em cunha no trecho t_2 é igual a 46,06%, menor que 50% apesar de a interseção das descontinuidades médias se localizar na zona de risco.

Também o trecho t_3 é na sua grande parte constituído por maciços do tipo A, considerando-se na análise cinemática um ângulo de atrito 29° . Na Figura 73 representa-se a análise cinemática para ocorrência de deslizamento planar no trecho t_3 .

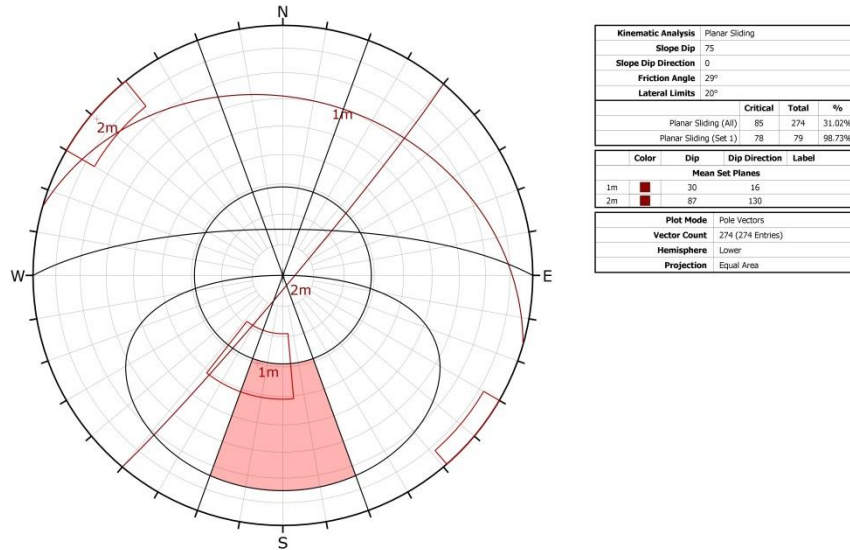


Figura 73 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_3

Dos 274 polos considerados, 85 podem provocar deslizamento planar, correspondendo a uma percentagem de risco de 31,02%. Das 85 descontinuidades que podem provocar o deslizamento, 78 são pertencentes à família 1m. Para a definição da família 1m são considerados 79 polos, sendo por isso a percentagem de risco de ocorrência de deslizamento planar associada a esta família 99%. Na Figura 74 representa-se a análise cinemática para o trecho t_3 relativamente ao deslizamento em cunha.

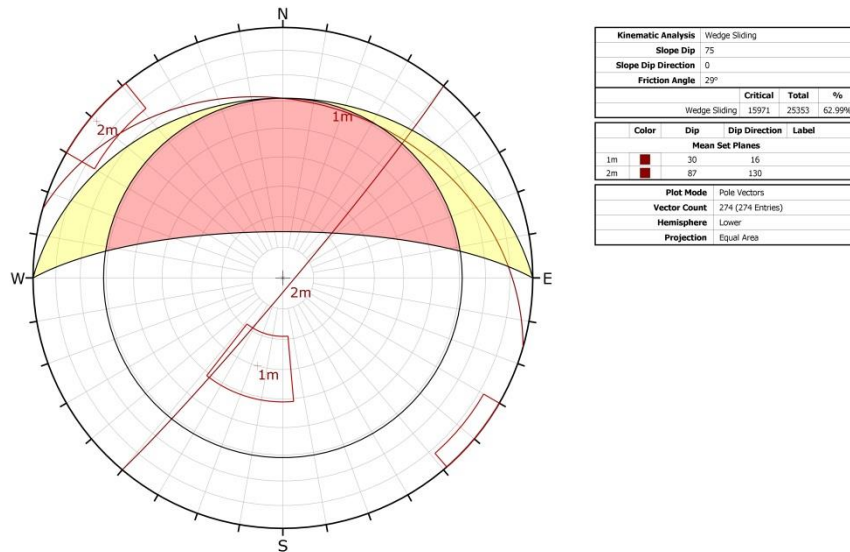


Figura 74 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_3

Pela análise da Figura 74 tem-se uma probabilidade de ocorrência de deslizamento em cunha de 63% no trecho t_3 .

O trecho t_4 é caracterizado maioritariamente por maciços do tipo B, assumindo-se por isso na análise cinemática o ângulo de atrito igual a 28° . Representa-se na Figura 75 a análise relativa à ocorrência de deslizamento planar.

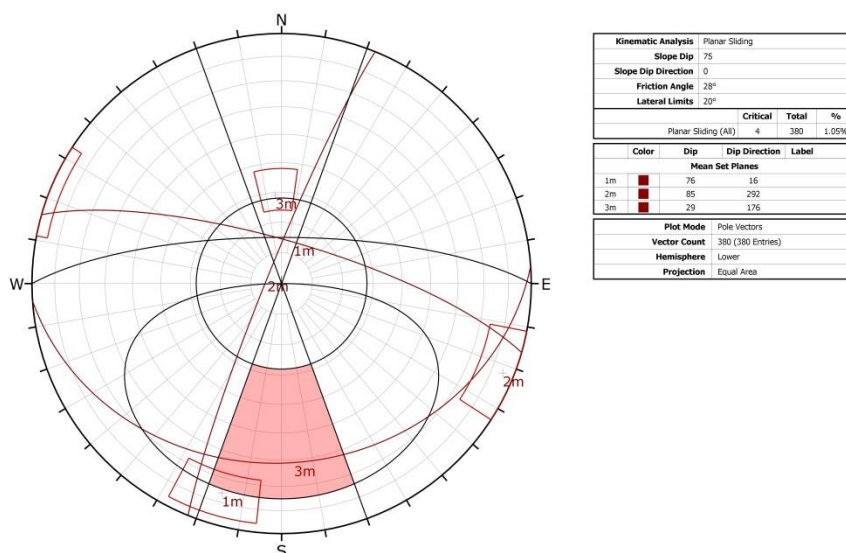


Figura 75 – Identificação de possíveis instabilidades por escorregamento planar no trecho t_4

Relativamente a esta análise a percentagem de risco é igual a 1,05%. É importante lembrar que está a ser considerado um pendor médio de 75° . A família $1m$ tem azimuth propício à ocorrência de deslizamento planar e, quando considerado um pendor do talude maior tem-se consequentemente uma envoltória *daylight* maior, aumentando a percentagem de risco. Na Figura 76 apresenta-se a análise cinemática relativa à ocorrência de deslizamento em cunha cuja percentagem de risco é 9,23%.

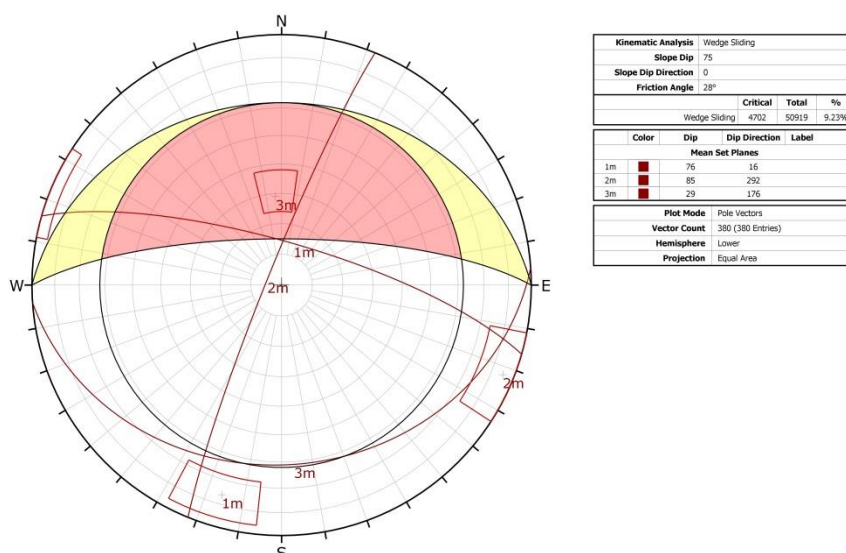


Figura 76 – Identificação de possíveis instabilidades por deslizamento em cunha no trecho t_4

Note-se que esta análise prévia dá apenas uma noção da possibilidade de ocorrência destas situações de instabilidade em cada trecho. Obviamente que nem todos os taludes ao longo do percurso entre os

pontos A e B apresentam o mesmo pendore e um azimute igual a 0° . Deve ainda ter-se em consideração que nem todos os maciços ao longo de cada trecho têm classificação *GSI* igual, algo que foi aqui admitido.

6.3.2. SITUAÇÕES DE ESTUDO

Foram consideradas 64 situações de taludes ao longo do percurso de 20,5 Km. A Figura 77 representa esquematicamente essas situações, estando estas coloridas de acordo com a classificação *SMR* referida em 2.3.

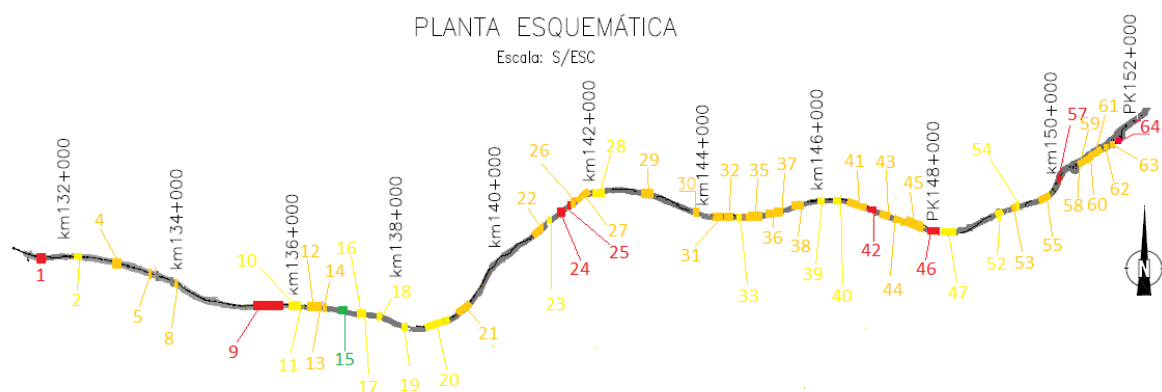


Figura 77 – Planta esquemática das situações identificadas ao longo do percurso

Estas situações verificam-se ao longo de uma extensão de cerca de $1/3$ do percurso, mais precisamente ao longo de 6,7 Km.

Foi feita uma seleção destas situações para que o estudo se concentrasse num número mais restrito de zonas. A seleção das situações em causa foi feita de acordo com vários critérios.

O primeiro critério de seleção tem a ver com a eliminação das zonas que não estão identificadas com ocorrência de escorregamento planar ou rotura em cunha.

O segundo, e mais importante, prende-se com as orientações das discontinuidades registadas no Quadro 13. Considerando os dados das orientações das famílias em cada trecho e as orientações dos taludes, compreendemos que existem zonas que estão inicialmente identificadas, nas quais os dados são incompatíveis com o tipo de rotura que se pretende estudar. Deste modo, algumas situações não se tornam representáveis nos programas *RocPlane*, no caso de escorregamento planar, ou no *Swedge*, no caso de deslizamentos em cunha.

O terceiro critério tem em consideração a classificação *SMR*, sendo apenas considerados os casos correspondentes a uma classificação IV e V.

Foi, por último, tida em conta a possibilidade de observação direta do maciço no local. Nalgumas situações o maciço encontra-se coberto de vegetação não se tornando possível a sua observação. Para o estudo em causa são consideradas zonas de maior interesse aquelas em que a observação e reconhecimento do maciço foram possíveis.

Apresentados estes pontos, passa-se então a identificar as situações seleccionadas, tanto no que diz respeito a escorregamento planar, bem como a rotura em cunha. O Quadro 23 resume as situações que

são estudadas com detalhe nos trechos t_2 , t_3 e t_4 . Relativamente ao trecho t_1 , perante os dados disponíveis relativamente às descontinuidades existentes, não é possível um estudo mais detalhado.

Quadro 23 – Situações de instabilidade estudadas

Trecho	Situação	Km	Mecanismos de instabilidade	Classificação SMR	Classificação GSI
t_2	14	136+520 - 136+560	Escorregamento planar	IV	B
	24	141+250 - 141+360	Deslizamento em cunhas	V	B
t_3	29	142+800 - 142+975	Escorregamento planar	IV	A
	31	144+050 - 144+220	Escorregamento planar	IV	A
	32	144+270 - 144+450	Escorregamento planar	IV	A
	35	144+665 - 144+915	Escorregamento planar	IV	A
t_4	42	146+740 - 146+845	Deslizamento em cunha	V	B
	46	147+820 - 148+150	Escorregamento planar	V	A
	57	150+160 - 150+175	Deslizamento em cunha	V	B
	58	150+715 - 150+790	Deslizamento em cunha	IV	B
	59	150+790 - 150+890	Deslizamento em cunha	IV	B
	60	150+950 - 151+000	Deslizamento em cunha	IV	B
	63	151+250 - 151+400	Escorregamento planar	IV	B
	64	151+460 - 151+535	Deslizamento em cunha	V	B

6.3.4. OUTRAS SITUAÇÕES DE INTERESSE

Para além das situações apresentadas, a situação 9 desperta também interesse. Para além de ser uma situação com classificação *SMR* igual a V e de indicada como uma zona potencial de deslizamento em cunha, trata-se de um talude com uma extensão total de 370 metros cuja altura varia entre 15 a 20 metros. Esta situação verifica-se entre os Km 165+240 e Km 135+610 situando-se por isso no trecho t_1 . Aquando da visita ao local desperta particular interesse a observação da estabilização da zona, no entanto, como se verifica na análise cinemática relativa ao trecho t_1 , as famílias de descontinuidades mergulham preferencialmente para Sul de acordo com os dados disponíveis, tendo este talude mergulho para Norte. Considerou-se assim não realizar nenhuma análise da estabilidade relativamente a esta situação. Na Figura 78 pode-se observar uma fotografia da situação 9.



Figura 78 – Situação 9: Meios de estabilização

A intervenção é feita com diversos meios de estabilização tornando, por isso, a situação mais interessante. Para além da utilização de ancoragens, rede de dupla torção e rede de cabos pré esforçada, podem-se ainda observar tubos de drenagem no maciço. Na fotografia da Figura 79 identificam-se as diferentes técnicas de estabilização aplicadas no talude.

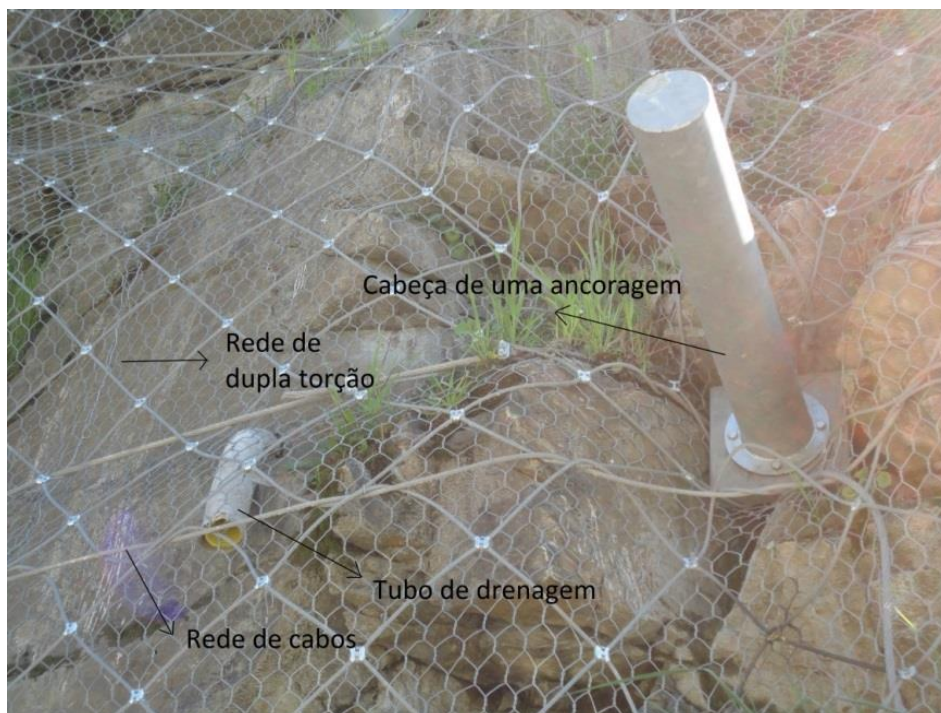


Figura 79 – Situação 9: Pormenor dos meios de estabilização

6.4. ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

No presente capítulo são descritos alguns meios de estabilização que se pretendem simular com recurso aos programas informáticos. Dá-se particular destaque à aplicação de ancoragens e pregagens, fazendo-se posteriormente uma breve descrição dos restantes meios de estabilização. Não são simuladas no caso de estudo redes de alta resistência, dado não se dispor de dados relativos à quantificação da pressão que as mesmas transmitem à face do talude.

6.4.1. ANCORAGENS

A ancoragem é um elemento de estabilização ativo visto tratar-se de um elemento pré-tensionado, transmitindo uma força ativa aplicada na face do talude. Na Figura 80 encontra-se um esquema representativo da ancoragem.

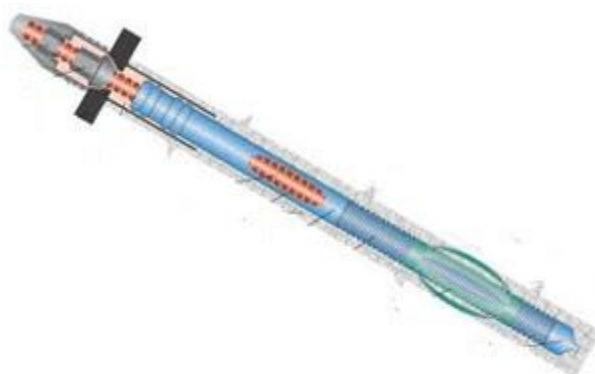


Figura 80 – Esquema representativo de uma ancoragem

No decorrer deste trabalho, para a simulação deste meio de estabilização nos programas informáticos, recorre-se a características de ancoragens retiradas de catálogos da *DSI* (DYWIDAG, 2013). No Quadro 24 encontram-se as características relativas às ancoragens simuladas no caso de estudo.

Quadro 24 – Características das ancoragens simuladas (DYWIDAG, 2013)

Type of Bar	Nominal Diameter [mm]	Steel Grade [kN/mm ²]	Yield Load [kN]	Ultimate Load [kN]
THREADBAR® with right-hand thread	26,5	950/1050WR	525	580
	32		760	850

A estes elementos (ancoragens) poderá estar associada uma rede de cabos, fixada pelos mesmos, tal como indicado na Figura 79 referente à situação 9. Contudo, tornando-se difícil a quantificação da sua ação, não são simuladas no presente trabalho.

6.4.2. PREGAGENS

As pregagens são varões de aço selados em todo o comprimento que atravessam a superfície de rotura. Estes varões constituem um elemento passivo resistente, já que a sua capacidade só será mobilizada no

caso de se verificar um deslocamento relativo do bloco delimitado pela descontinuidade que constitui a superfície de rotura. Na Figura 81 encontra-se um esquema representativo de uma pregagem.



Figura 81 – Esquema representativo de uma pregagem

As pregagens serão dimensionadas com aço A 500 NR com um diâmetro de 25 mm, sendo as suas características de acordo com um catálogo da *DSI* indicadas no Quadro 25.

Quadro 25 – Características das pregagens simuladas (DYWIDAG, 2013)

Type of Bar	Nominal diameter [mm]	Steel Grade [kN/mm ²]	Max. Diameter Over Ribs [mm]	Cross-Sectional Area A [mm ²]	Load at Yield [kN]	Ultimate Load [kN]
GEWI [®] bar with left-hand thread	25	500/550	28	491	246	270

6.4.3. REDE DE DUPLA TORÇÃO

A rede de dupla torção permite a queda controlada de blocos rochosos de menores dimensões, limitando a sua trajetória e a energia potencial, e impedindo que estes atinjam a via de circulação. Este meio de estabilização é, portanto passivo, não exercendo a rede qualquer pressão sobre o talude. Com o objetivo de manter a malha estendida, são normalmente colocados tubos de aço na extremidade inferior da rede.

6.4.4. DRENOS SUB-HORIZONTAIS

Este meio de estabilização tem como principal objetivo a drenagem do maciço rochoso. A sua aplicação efetua-se em situações onde a eventual ocorrência de instabilidade esteja associada à presença de água no interior do maciço, o que tem como consequência o desenvolvimento de pressões de água ao longo das descontinuidades, tal como descrito em 6.2.5.2.

7

ANÁLISE DETERMÍNISTICA

7.1. GENERALIDADES

Como já foi referido em 4.2. a análise determinística permite, perante determinadas condições do talude, determinar se este é ou não estável. Atribuindo valores a parâmetros geométricos, físicos e resistentes relativos ao talude, é possível definir a condição de estabilidade caracterizada por um coeficiente de segurança. A interpretação do coeficiente de segurança é um pouco subjetiva, podendo ser considerado satisfatório para diferentes valores perante diferentes situações. Deste modo, seguem-se os coeficientes globais de segurança tipicamente usados em geotecnia representados no Quadro 26.

Quadro 26 – Valores típicos de coeficientes globais de segurança usados na Engenharia Geotécnica (Terzaghi & Peck, 1948, 1967) Fonte: (Matos Fernandes, 2011)

Tipo de rotura	Item	Valores de F
Corte	Obras de aterro	1,3 - 1,5
	Muros de suporte, escavações	1,5 - 2,0
	Fundações	2,0 - 3,0
Percolação	Levantamento hidráulico	1,5 - 2,0
	Gradiente de saída	2,0 - 3,0
Carga de rotura de estacas	Ensaio de carga	1,5 - 2,0
	Fórmulas dinâmicas	3,0

Apesar de os programas informáticos da *Rocscience* trabalharem com toneladas os valores podem ser inseridos noutras unidades desde que o sistema de unidades seja consistente. Posto isto, as unidades usadas no cálculo são *kiloNewtons* (kN) pelo que, nas imagens ao longo dos capítulos seguintes, sempre que se lê “Ton”, deve ser entendido como kN.

7.1.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO TALUDE E PLANOS DE DESCONTINUIDADES

A geometria do talude é definida de acordo com cada uma das situações em análise. No que toca aos planos de descontinuidades, são definidos para cada caso consoante o trecho de estrada em que se insere a situação, de acordo com o Quadro 14. São portanto usados para as descontinuidades os valores médios de cada família de descontinuidades.

7.1.2. DEFINIÇÃO DO MODELO E PARÂMETROS RESISTENTES

Os modelos a seguir na análise são, como foi referido, o modelo de Barton-Bandis e o de Mohr-Coulomb. Dá-se particular destaque ao critério de Barton-Bandis visto traduzir mais fielmente o comportamento mecânico das descontinuidades rochosas, sendo portanto usado para o cálculo de todas as situações analisadas. O cálculo por intermédio de um critério de Mohr-Coulomb equivalente utilizando coesão e ângulo de atrito equivalentes ou instantâneos (c_i e ϕ_i) será demonstrado para um caso característico.

7.1.2.1. Parâmetros resistentes para o modelo de Barton-Bandis

Para o critério de Barton-Bandis é usado o valor médio do parâmetro JRC e do ângulo de atrito residual. Relativamente ao JCS , são tomados, tal como referido em 6.2.5., o valor de 45 MPa para maciços do tipo A e 20 MPa para maciços do tipo B. Os valores usados na análise determinística são apresentados no Quadro 27.

Quadro 27 – Parâmetros de resistência para análise determinística usando o modelo de Barton-Bandis

Análise Determinística			
Modelo Barton-Bandis	JRC	JCS (kPa)	ϕ_r (°)
Tipo A	4	45000	22
Tipo B		20000	

7.1.2.2. Parâmetros resistentes para o modelo de Mohr-Coulomb

Para a análise determinística segundo o modelo de Mohr-Coulomb, são tomados os valores médios da coesão e do ângulo de atrito, ou seja, os valores destes parâmetros obtidos por regressão linear da envolvente de Barton-Bandis quando $JRC = 4$, tanto para maciços do tipo A como para maciços do tipo B. Tanto para maciços do tipo A como para maciços do tipo B, a regressão linear tem $r^2 = 0,9996$. No Quadro 28 encontram-se os respetivos valores.

Quadro 28 – Parâmetros de resistência para análise determinística usando o modelo de Mohr-Coulomb (obtidos por regressão linear)

Análise Determinística		
Modelo Mohr-Coulomb (linear)	c (kPa)	ϕ (°)
Tipo A	8,5	29,3
Tipo B	8,3	27,9

Os parâmetros coesão instantânea c_i e ângulo de atrito instantâneo ϕ_i no modelo de Mohr-Coulomb serão apresentados mais adiante visto não serem os mesmos para as diferentes condições, como referido em 6.2.3.

7.2. ANÁLISE DE CASOS DE ESTUDO

7.2.1. ESCORREGAMENTO PLANAR

No que toca ao estudo das situações nas quais há possibilidade de ocorrência de escorregamento planar, apesar de analisadas com pormenor todas as situações selecionadas em 6.3.2., será apenas demonstrada com grande pormenor a situação 32, visto ser uma situação bastante característica e representativa do escorregamento planar. Posteriormente serão mencionadas as restantes situações de estudo em cada trecho sendo apresentados os resultados para cada uma delas. Serão consideradas nos cálculos, para além de forças gravíticas, situações extremas resultantes das pressões de água e de sismos. Neste capítulo procede-se ainda à simulação das medidas de estabilização do talude (ancoragens e pregagens) e cálculo dos coeficientes de segurança nas novas condições.

7.2.1.1. Análise detalhada da situação 32

A situação 32, com classificação *SMR* igual a IV, ocorre entre os Km 144+270 e Km 144+450. O talude da situação 32 apresenta uma extensão total de 180 metros e uma altura média de 8 metros. O talude de escavação apresenta um pendor de 70° e um azimuth numa direção aproximadamente paralela em relação ao Norte, isto é, azimuth aproximadamente igual a 0. A família de descontinuidades que provoca o deslizamento é a família *1m* pertencente ao trecho t_3 . Esta família tem um pendor médio de 30° e um azimuth de 16° . Deste modo verificam-se as condições impostas por Hoek e Bray (1999) para ocorrência de deslizamento planar mencionadas em 3.2. O maciço apresenta uma classificação *GSI* do tipo A, correspondendo os parâmetros de resistência aos do Quadro 27 para o critério de Barton-Bandis e aos do Quadro 28 para o critério de Mohr-Coulomb.

Na Figura 82 encontra-se uma fotografia referente à situação 32 bem como a sua localização no percurso.



Figura 82 – Fotografia da situação 32

Na Figura 83 encontra-se a planta referente à mesma situação.

PLANTA
SITUAÇÃO 32
km 144+270 a 144+450

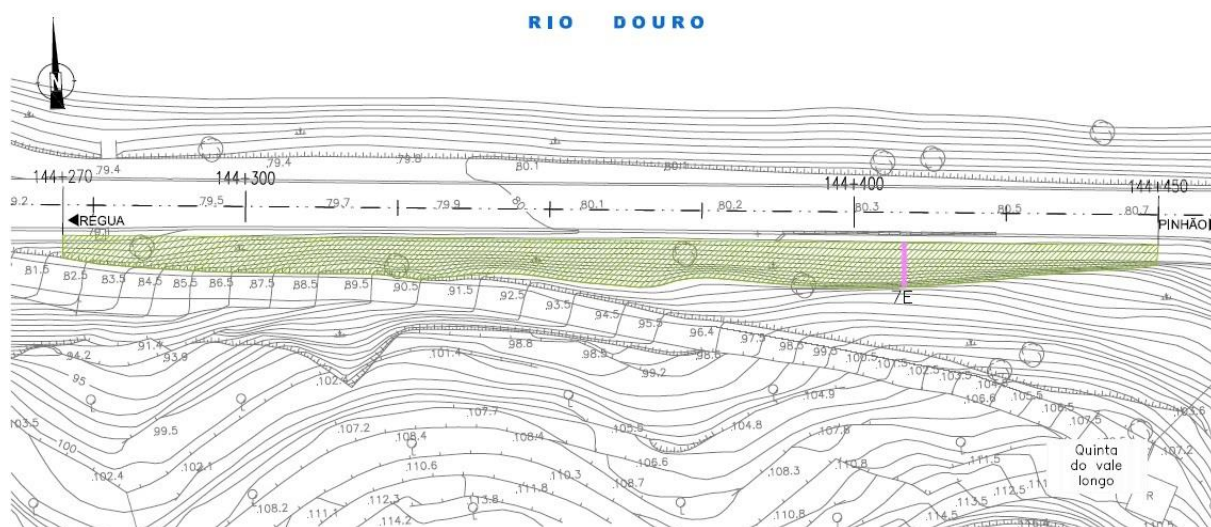


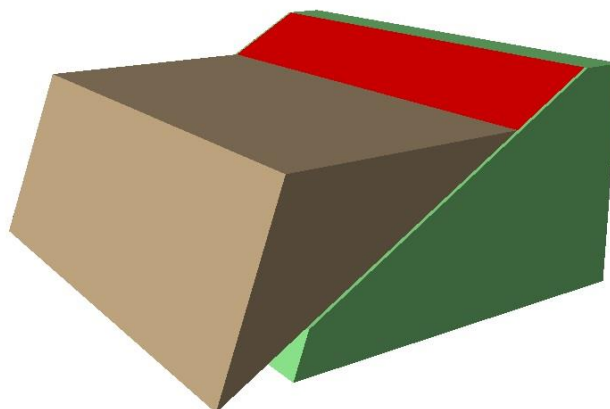
Figura 83 – Planta da situação 32

As características do talude de escavação que respeita à situação 32 encontram-se resumidas no Quadro 29.

Quadro 29 – Características do talude de escavação da situação 32

Trecho	Km	Extensão [m]	Altura [m]	Classificação atribuída em pontos	Classificação SMR	Classificação GSI	Medidas de estabilização simuladas
t_3	144+270 - 144+450	180	8	243	IV	A	Pregagens

A Figura 84 apresenta o esquema do talude e do respetivo plano de deslizamento associado ao escorregamento representados no *RocPlane*.



Perspective

Figura 84 – Esquema representativo da situação 32 com recurso ao *RocPlane*

Sendo o maciço do tipo A, para o critério de Barton-Bandis admite-se que $JRC = 4$, $JCS = 45000$ kPa e $\phi_r = 22^\circ$. Assumindo então, para as características anteriormente descritas, que atuam exclusivamente forças gravíticas o coeficiente de segurança é igual a 1,15, tomando a força desestabilizadora f_d um valor de 547 kN/m e a força estabilizadora f_r valor 628 kN/m. Na Figura 85 representa-se o corte transversal da situação 32 nestas condições.

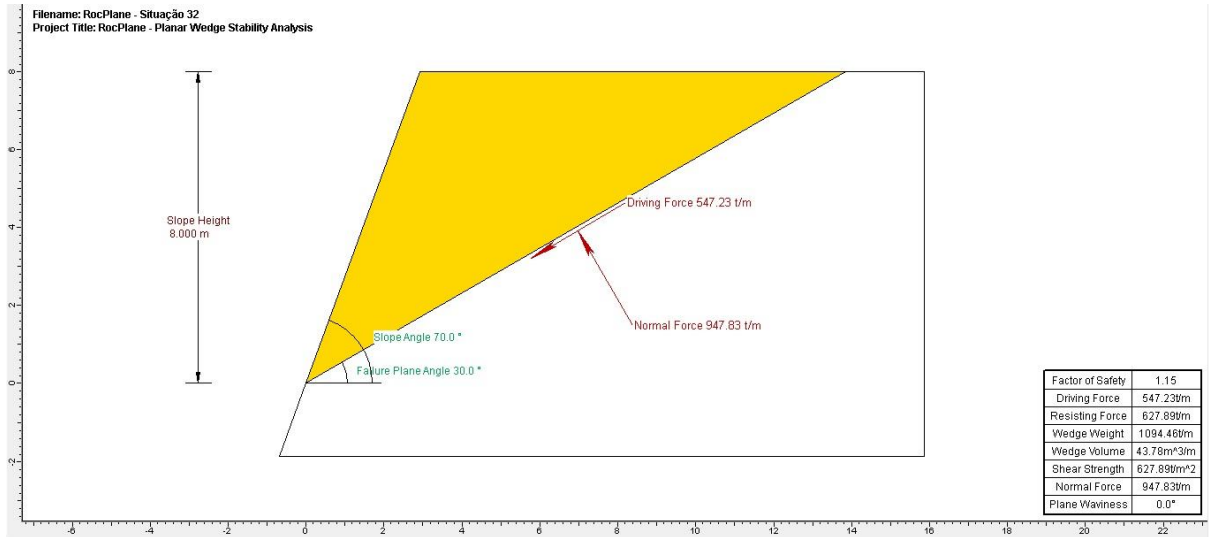


Figura 85 – Situação 32: Cálculo de estabilidade mediante atuação de forças gravíticas (BB)

Para a mesma situação, mas admitindo que a descontinuidade se encontra completamente preenchida por água, devido por exemplo a longos períodos de precipitação, o coeficiente de segurança passa a ser $FS = 0,79$. Apesar de a força desestabilizadora f_d continuar a ser 547 kN/m, o valor da força resistente f_r baixa para 431 kN/m devido à presença de água na descontinuidade. Assim, segundo a equação 8 podemos assumir que a diminuição de FS, se justifica por uma diminuição da força resistente. O bloco deslizante apresenta-se na Figura 86, admitindo para a pressão hidrostática um diagrama triangular.

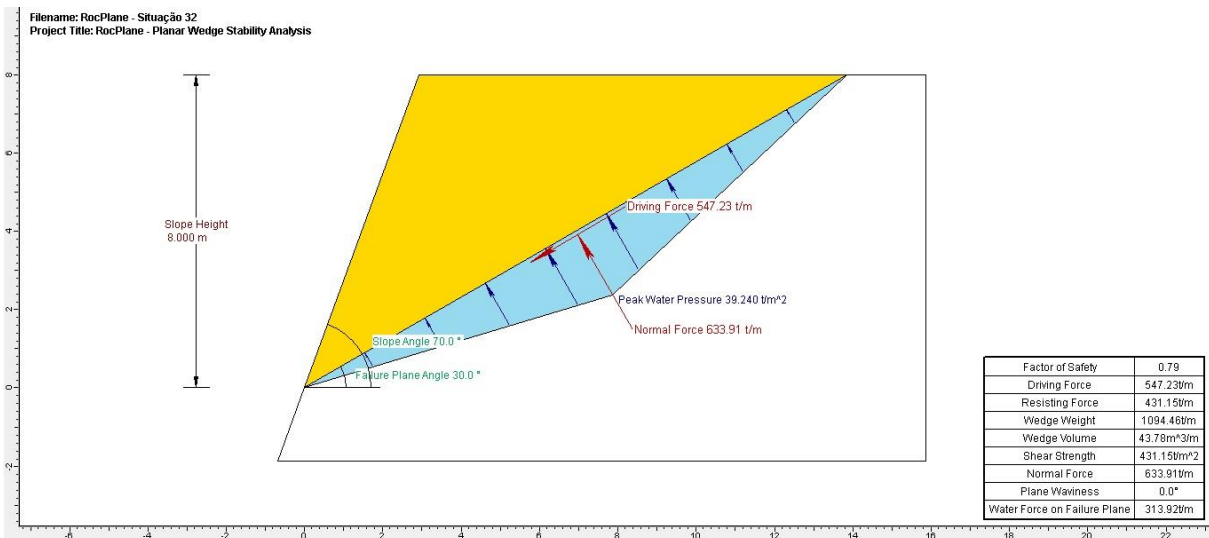


Figura 86 – Situação 32: Cálculo de estabilidade na presença de pressão de água (BB)

Considerando a ação sísmica mencionada em 6.2.3. devido ao coeficiente sísmico horizontal ($k_h = 0,08$) o coeficiente de segurança é de 0,96. Neste caso, a diminuição do coeficiente de segurança é justificada, como se verifica pela Equação 12, devido a um incremento da força desestabilizadora f_d para 623 kN/m conjuntamente com uma diminuição da força resistente, que toma valor 600 kN/m. Na Figura 87 são traduzidas as condições da aplicação da ação sísmica.

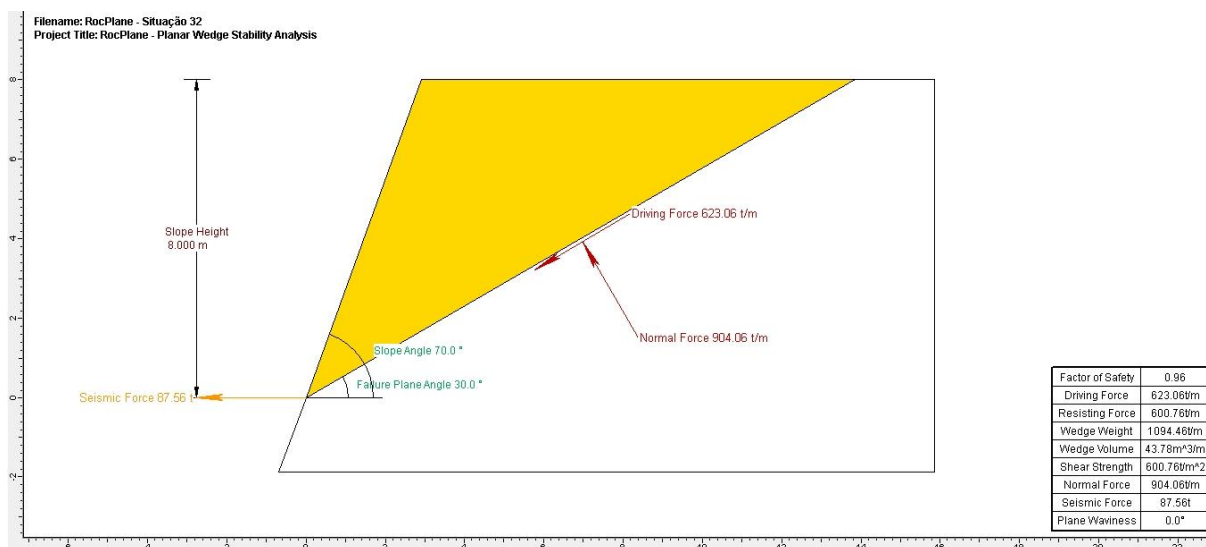


Figura 87 – Situação 32: Cálculo de estabilidade na presença de uma ação sísmica (BB)

Quando considerada a ação conjunta da pressão hidrostática e ação sísmica (situação mais crítica mas muito improvável na simultaneidade destas ações) o coeficiente de segurança assume o valor $FS = 0,65$, que, como seria de esperar, é mais baixo que os anteriores. Traduz-se num aumento da força desestabilizadora f_d devido unicamente à ação sísmica e num decréscimo da força resistência f_r . A variação da força resistente resulta do somatório do somatório das ações da pressão da água e sísmica. Assim, as forças desestabilizadora e estabilizadora assumem os valores 623 kN/m e 403 kN/m, respetivamente. A Figura 88 representa a situação 32 nas referidas condições.

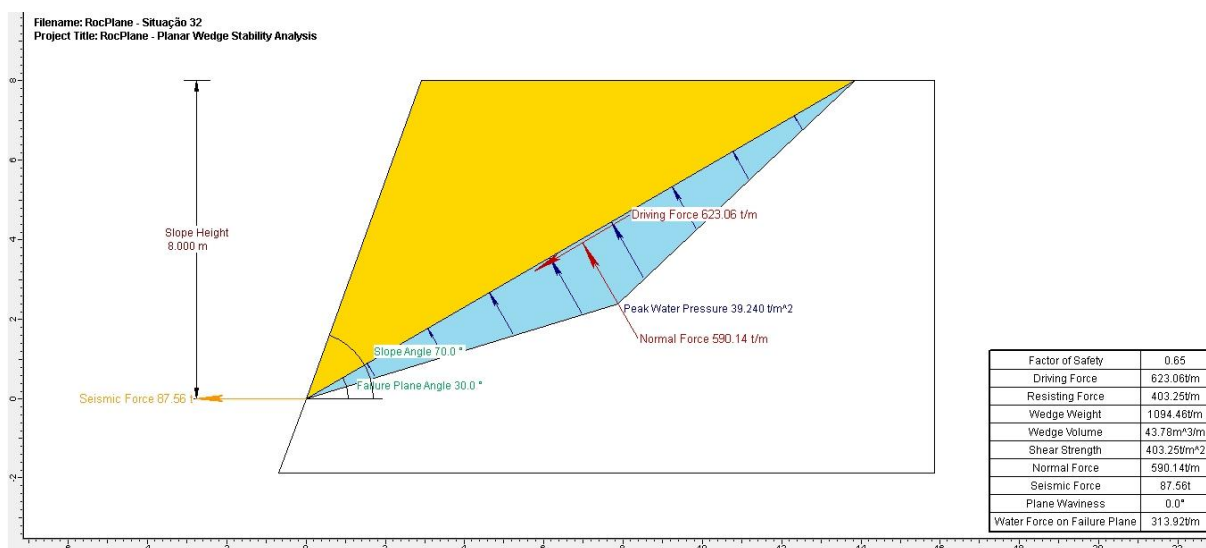


Figura 88 - Situação 32: Cálculo de estabilidade na presença de pressão de água e ação sísmica em simultâneo (BB)

Quando a análise é feita segundo o critério de Mohr-Coulomb, mantém-se a geometria do talude mas os valores usados como parâmetros de resistência são alterados para valores de acordo com o Quadro 28 para um maciço do tipo A, isto é, uma coesão igual a 8,5 kPa e um ângulo de atrito 29,3°. Depois de feitos os cálculos obtêm-se os resultados expressos no Quadro 30 comparativamente aos obtidos pelo critério de Barton-Bandis.

Quadro 30 – Resultados da análise determinística para a situação 32 (BB e MC)

Situação 32	Forças Gravíticas		FG + Água		FG + Forças Sísmicas		FG + Água + Forças Sísmicas	
Critério	BB	MC	BB	MC	BB	MC	BB	MC
f_r [kN/m]	628	667	431	491	601	643	403	467
f_d [kN/m]	547	547	547	547	623	623	623	623
FS	1,15	1,22	0,79	0,90	0,96	1,03	0,65	0,75

Como se percebe pela análise do quadro, os valores da força desestabilizadora para ambos os critérios é igual, variando apenas de acordo com as condições analisadas. Relativamente à força resistente, varia de acordo com os parâmetros resistentes usados, sendo este o valor que determina a variação do coeficiente de segurança quando usados os diferentes critérios.

Aplicando o critério de Mohr-Coulomb com coesão e ângulo de atrito instantâneos, estando aplicada no bloco deslizante a mesma tensão normal, será de esperar que os resultados coincidam com os obtidos através do critério de Barton-Bandis.

Para determinar o valor médio da coesão e do ângulo de atrito instantâneos assume-se o valor médio de JRC (4). Como foi referido, sempre que as condições variam, ou seja, sempre que há variação da tensão normal aplicada no bloco, estes parâmetros têm que ser recalculados. Calcula-se então, para exemplificar, o ângulo de atrito instantâneo para quando no bloco atuam apenas forças gravíticas. Para $JRC = 4$, obtém-se o valor de 947,83 kN/m para a força normal ao bloco e 627,89 kN/m para a força de resistência ao corte das paredes das descontinuidades. Considerando o comprimento da secção $8 \div \sin 30^\circ = 16$ m tem-se uma tensão normal $\sigma_n = 59,24$ kPa e uma tensão de corte $\tau = 39,24$ kPa. Calcula-se então o ângulo de atrito instantâneo ϕ_i por aplicação da Equação 27 e Equação 26 lembrando que se trata de um maciço do tipo A ($JCS = 45$ MPa).

$$\frac{d\tau}{d\sigma_n} = \tan \left(4 \cdot \log_{10} \frac{45}{0,05924} + 22 \right) - \frac{\pi \cdot 2}{180 \ln 10} \left[\tan^2 \left(4 \cdot \log_{10} \frac{45}{0,05924} + 22 \right) + 1 \right] = 0,6188$$

$$\phi_i = \arctan(0,59638) = 31,75^\circ$$

A coesão instantânea é obtida pela aplicação da Equação 28.

$$c_i = 0,03924 - 0,05924 \tan 31,75 = 2,58 \text{ kPa}$$

No Quadro 31 são apresentados os valores da coesão e ângulo de atrito instantâneos para as diferentes condições.

Quadro 31 – Valores da coesão instantânea e do ângulo de atrito instantâneo para a situação 32

Situação 32	JRC	σ_n (kPa)	τ (kPa)	c_i (kPa)	ϕ_i (°)
Forças gravíticas	4	59,24	39,24	2,6	31,8
FG + Água		39,62	26,95	1,8	32,5
FG + Forças Sísmicas		56,50	37,55	2,5	31,8
FG + Água + Forças Sísmicas		36,88	25,20	1,6	32,6

Depois de apresentadas com detalhe as várias condições que se podem verificar no talude que respeita à situação 32 resumem-se no Quadro 32 os coeficientes de segurança para cada uma das situações.

Quadro 32 – Situação 32: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições e critérios

Fatores de Segurança				
Situação 32	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	1,15	0,79	0,96	0,65
MC	1,22	0,90	1,03	0,75
MC (c_i, ϕ_i)	1,15	0,79	0,96	0,65

Utilizando o critério de Mohr-Coulomb obtêm-se resultados aproximados aos de Barton-Bandis, o que se justifica pela regressão linear apresentar um r^2 muito próximo de 1. Relativamente à aplicação do critério de Mohr-Coulomb aplicando a coesão e o ângulo de atrito instantâneos são obtidos exatamente os mesmos resultados que no critério de Barton-Bandis.

Importa referir que os valores dos coeficientes de segurança obtidos são função de parâmetros de resistência e de condições de carregamento nos taludes definidos de modo a exemplificar os cálculos de deslizamento planar e não o comportamento dos taludes *in situ*.

Simulam-se então pregagens neste talude cujas características se encontram no Quadro 33.

Quadro 33 – Pregagens relativas à situação 32

Situação	Extensão do talude [m]	Afastamento entre pregagens ($h \times v$) [m]	Comprimento mínimo fora da superfície de deslizamento [m]	Comprimento total das pregagens [m]
32	180	2,00 × 2,00	4,00	6,00

Para aplicação da pregagem, calcula-se primeiramente o comprimento da face vertical do talude.

$$8 \text{ m} \div \sin 70 = 8,51 \text{ m}$$

Portanto, dado que o distanciamento vertical entre pregagens é 2 m, têm-se 4 fiadas horizontais de pregagens.

$$8,51 \text{ m} \div 2 \text{ m} = 4,26 \rightarrow 4 \text{ pregagens}$$

Para um distanciamento horizontal entre pregagens de 2 m, considerando a extensão do talude 180 m, calcula-se o número de pregagens por cada fiada horizontal.

$$180 \text{ m} \div 2 \text{ m} = 90 \rightarrow 90 \text{ pregagens}$$

O número total de pregagens a aplicar no talude será de 360 pregagens.

$$4 \times 90 = 360 \text{ pregagens}$$

Admitindo para cada pregagem, de acordo com o Quadro 25, a capacidade de 246 kN tem-se uma força total de pregagens aplicadas no talude de 88560 kN. Considerando um comprimento unitário, calcula-se o valor total de pregagem aplicado numa vertical.

$$88560 \text{ kN} \div 180 \text{ m} = 492 \text{ kN/m}$$

Simulando no *RocPlane* a pregagem com este valor, considerando a sua direção normal ao talude, obtêm-se os coeficientes de segurança expostos no Quadro 34.

Quadro 34 – Situação 32: Coeficientes de segurança após aplicação de pregagens segundo diferentes condições e critérios

Fatores de Segurança (Pregagens)				
Situação 32	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	2,15	1,80	1,84	1,53
MC	2,18	1,86	1,88	1,60
MC (c_i, ϕ_i)	2,15	1,80	1,84	1,53

Perante a medida de estabilização simulada, os coeficientes de segurança apresentam valores satisfatórios quando comparados aos propostos no Quadro 26.

7.2.1.2. Análise das situações estudadas em cada trecho

Após o estudo exaustivo da situação 32, apresentam-se agora as restantes situações estudadas em cada trecho. Visto no trecho t_1 não se identificar nenhuma situação de instabilidade cujos dados permitam o seu estudo, inicia-se pelo trecho t_2 .

- Trecho t_2

No trecho t_2 é objeto de estudo apenas a situação 14 cujas características do talude de escavação se encontram no Quadro 35.

Quadro 35 – Situações de potencial deslizamento planar estudadas no trecho t_2

Escorregamento planar – Trecho t_2							
Situação	Km	Extensão [m]	Altura [m]	Classificação atribuída em pontos	Classificação SMR	Classificação GSI	Medidas de estabilização simuladas
14	136+520 - 136+560	40	4 - 6	213	IV	B	-

Situação 14

O talude da situação 14 está representado na Figura 89 encontra-se entre o Km 136+520 e o Km 136+560. Com uma extensão de 40 metros e uma altura média de 5 metros, o talude de escavação referente à situação 14 tem um mergulho de 45° para Norte (azimute igual a 0°). Está localizado no trecho t_2 , sendo a potencial rotura planar provocada pela família $1m$ de descontinuidades existentes neste trecho cujo pendor médio é igual a 32° e o seu azimute médio 357° ($360^\circ - 357^\circ < 20^\circ$). O maciço está identificado, segundo a classificação *GSI* como do tipo B.

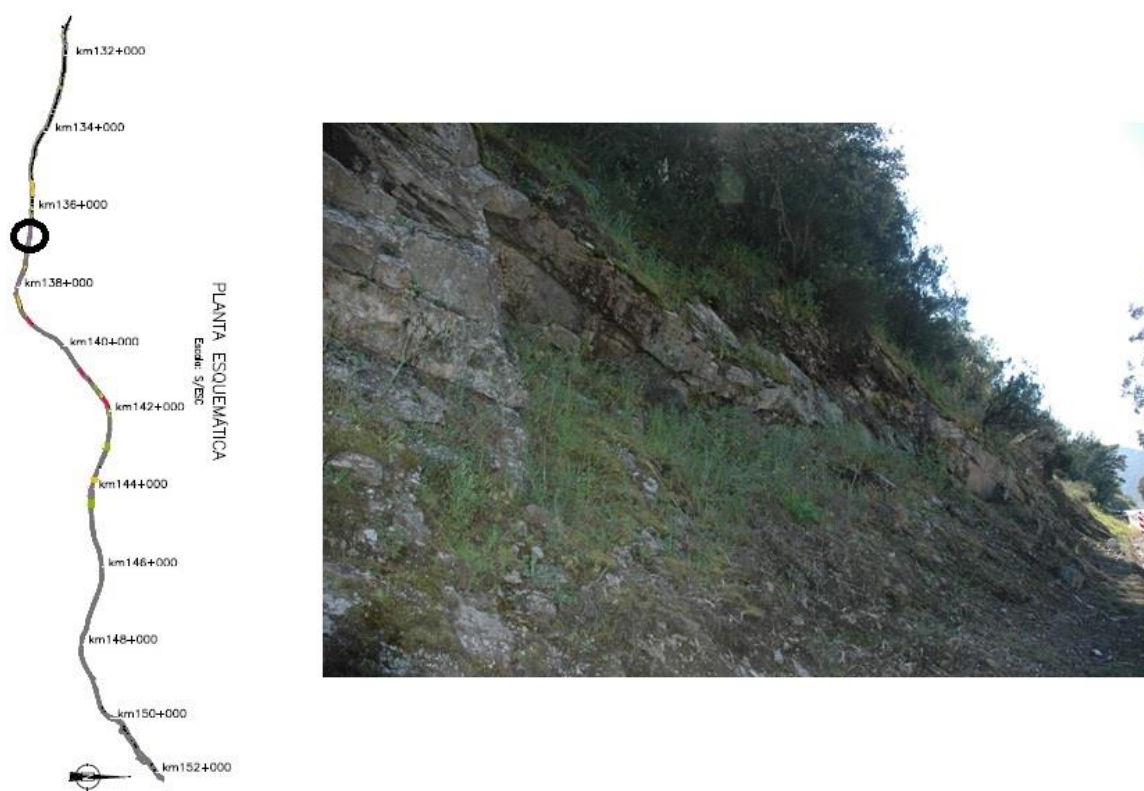


Figura 89 – Fotografia da situação 14

Seguindo o mesmo raciocínio de cálculo para as várias condições sob o ponto de vista do critério de Barton-Bandis, obtêm-se os resultados expostos no Quadro 36, lembrando que se trata de um estudo simplificado, não se traduzindo pelos resultados o real estado do talude.

Quadro 36 – Situação 14: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições

Situação 14	Fatores de Segurança			
	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	1,09	0,32	0,92	0,24

Para a situação 14 verificamos que os valores dos coeficientes de segurança segundo o critério de Barton-Bandis apresentam-se baixos. Para a atuação exclusiva do peso próprio o coeficiente de segurança é superior 1, no entanto, é considerado baixo tendo em conta que para taludes permanentes se consideram satisfatórios coeficientes de segurança entre 1,5 e 2 (Matos Fernandes, 2011). Visto serem registados valores mais baixos para a presença de água pode ser considerada aplicação de drenagem do maciço. a aplicação de drenos permite anular as pressões de água remetendo para a situação de atuação exclusiva de forças gravíticas.

- Trecho t_3

Analisa-se agora as situações de potencial ocorrência de deslizamento planar estudadas no trecho t_3 cujas características dos taludes de escavação se encontram no Quadro 37.

Quadro 37 – Situações de potencial deslizamento planar estudadas no trecho t_3

Escorregamento planar – Trecho t_3							
Trecho	Km	Extensão [m]	Altura [m]	Classificação atribuída em pontos	Classificação SMR	Classificação GSI	Medidas de estabilização simuladas
29	142+800 - 142+975	175	6-8	159	IV	A	Pregagens
31	144+050 - 144+220	170	10-12	309	IV	A	-
35	144+665 - 144+915	250	15	321	IV	A	-

Situação 29

Na situação 29 trata-se um talude com uma extensão total de 175 metros e uma cuja altura média é 7 metros. A face do talude de escavação tem um pendore de 60° e um azimute de 15°, sendo a inclinação da face superior do talude 20°. A potencial rotura planar é motivada pela família 1m de descontinuidades existentes neste trecho cujo pendore médio é igual a 30° e o seu azimute médio 16°. O maciço está identificado, segundo a classificação GSI como do tipo A. Na fotografia da Figura 90 apresenta-se o talude correspondente à situação 29.



Figura 90 – Fotografia da situação 29

A análise determinística da situação 29 segundo o critério de Barton-Bandis culmina nos resultados apresentados no Quadro 38.

Quadro 38 – Situação 29: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições

Fatores de Segurança				
Situação 29	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
B-B	1,17	0,21	0,98	0,14

Para as condições de atuação exclusiva de forças gravíticas os coeficientes de segurança são superiores a 1. Na análise da situação extrema de preenchimento com água das descontinuidades igual a 100%, os coeficientes de segurança baixam para valores menores que 1. Os resultados obtidos não significam necessariamente que o talude se encontra instável, lembrando-se que as condições de presença de água e forças sísmicas consideradas são extremas e improváveis, não traduzindo o comportamento real do talude.

A medida simulada para a estabilização do talude referente a esta situação são pregagens. As pregagens serão dimensionadas de acordo com as características do Quadro 39.

Quadro 39 – Pregagens relativas à situação 29

Situação	Extensão do talude [m]	Afastamento entre pregagens (h x v) [m]	Comprimento mínimo fora da superfície de deslizamento [m]	Comprimento total das pregagens [m]
29	175	3,25 x 3,25	3,00	4,00

Para uma face do talude com extensão vertical de 8,1 m, aplicam-se duas fiadas de pregagens horizontais. Dada a extensão horizontal do talude de 175 m, cada fiada horizontal terá 53 pregagens, o que dará um total de 106 pregagens aplicadas. Nestas condições, considerando a força de cada pregagem 246 kN (Quadro 25), tem-se um total de 26076 kN aplicados no talude. Considerando a mesma extensão vertical para um comprimento unitário, são aplicados ao talude 149 kN. Nestas condições, recorrendo ao *RocPlane*, obtêm-se os coeficientes de segurança do Quadro 40.

Quadro 40 – Situação 29: Coeficientes de segurança após aplicação de pregagens segundo diferentes condições

Situação	Fatores de Segurança (Pregagens)			
	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
29				
BB	1,38	0,43	1,17	0,33

Os coeficientes de segurança aumentam de acordo com as pregagens simuladas. Ainda que se revelem insuficientes para atingir risco de instabilidade nulo. Não se pretende com este cálculo demonstrar que as medidas simuladas são insuficientes para estabilizar o talude, mas comparar a situação sob diferentes condições e mediante a simulação de meios de estabilização, neste caso pregagens.

Situações 31 e 35

A fotografia da Figura 91 é referente ao talude no qual se verifica a situação 31. Esta pode ocorrer à passagem do Km 144+050 e prolonga-se por uma extensão total de 170 metros.

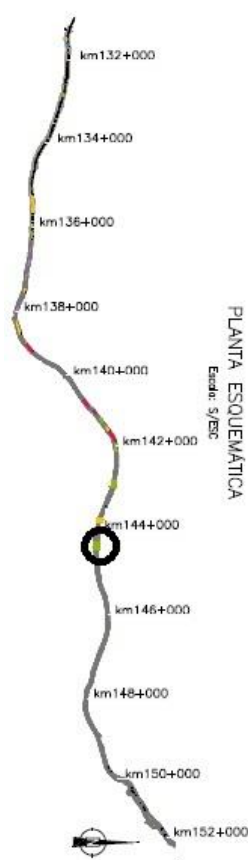


Figura 91 – Fotografia da situação 31

O talude de escavação referente à situação 31 apresenta um mergulho de 60° com uma direção praticamente para Norte. A rotura planar poderá ocorrer devido à existência da família de descontinuidades $1m$ (a mesma da situação anterior). Esta família apresenta um pendor médio de 30° e um azimuth médio de 16° havendo por isso possibilidade de escorregamento planar. Relativamente à classificação *GSI* o talude é do tipo A.

A situação 35 remete-nos para uma situação idêntica às situações 31 e 32. No que toca ao maciço apresenta as mesmas características tendo classificação *GSI* maciço tipo A. Também a família de descontinuidades que poderá levar ao deslizamento é a mesma. Apesar de estas condições serem as mesmas, no que diz respeito à geometria do talude, verificam-se algumas diferenças. O talude de escavação apresenta uma extensão de 250 metros, uma altura média de 15 metros e um mergulho de 75° .

Na Figura 92 encontra-se uma fotografia relativa à situação 35.



Figura 92 – Fotografia da situação 35

Os resultados do cálculo determinístico para as situações 31 e 35 encontram-se no Quadro 41. Mais uma vez verificam-se os coeficientes de segurança mais baixos quando considerada a ação da água, ação que poderá ser minimizada perante a aplicação de drenos.

Quadro 41 – Situações 31 e 35: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições

Fatores de Segurança					
Situação	Modelo	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
31	BB	1,14	0,21	0,95	0,13
35		1,10	0,29	0,92	0,21

- Trecho t_4

Passando a analisar o trecho t_4 no que toca ao escorregamento planar, identificam-se duas situações de interesse, cujas características se apresentam no Quadro 42.

Quadro 42 – Situações de potencial deslizamento planar estudadas no trecho t_4

Escorregamento planar – Trecho t_4							
Situação	Km	Extensão [m]	Altura [m]	Classificação atribuída em pontos	Classificação SMR	Classificação GSI	Medidas de estabilização simuladas
46	147+820 - 148+150	330	10	489	V	A	Ancoragens
63	151+250 - 151+400	50	4-5	381	IV	B	-

Situação 46

Inicialmente são identificadas 3 situações de potencial escorregamento planar com classificação *SMR* igual a V (situações 42, 46 e 64), no entanto, após uma análise mais detalhada percebe-se que a situação 46 é a única na qual poderá verdadeiramente ocorrer. Para a situação 42, talude com mergulho 75° , a família de descontinuidades paralela ao talude apresenta um mergulho de 76° , não podendo por isso ocorrer escorregamento ao não ser respeitada a primeira condição imposta por Hoek e Bray (1999) para a ocorrência de rotura planar mencionada em 3.2. Por sua vez, na situação 64, nenhuma das famílias existentes no trecho tem um azimute “suficientemente paralelo” para a ocorrência de deslizamento, isto é, a diferença entre azimutes do talude e famílias de descontinuidades é superior a 20° , não sendo assim respeitada a terceira condição para a ocorrência de rotura planar.

A situação 46, identificada na fotografia da Figura 93, apresenta um talude com uma extensão de 330 metros e uma altura média de 10 metros. O talude de escavação tem um mergulho de 85° e um azimute correspondente de 20° . O escorregamento planar poderá ser provocado pela família $1m$ de descontinuidades existentes neste trecho cujo pendora médio é igual a 76° e o azimute médio 16° ($20^\circ - 16^\circ < 20^\circ$). O maciço está identificado, segundo a classificação *GSI*, como do tipo A.

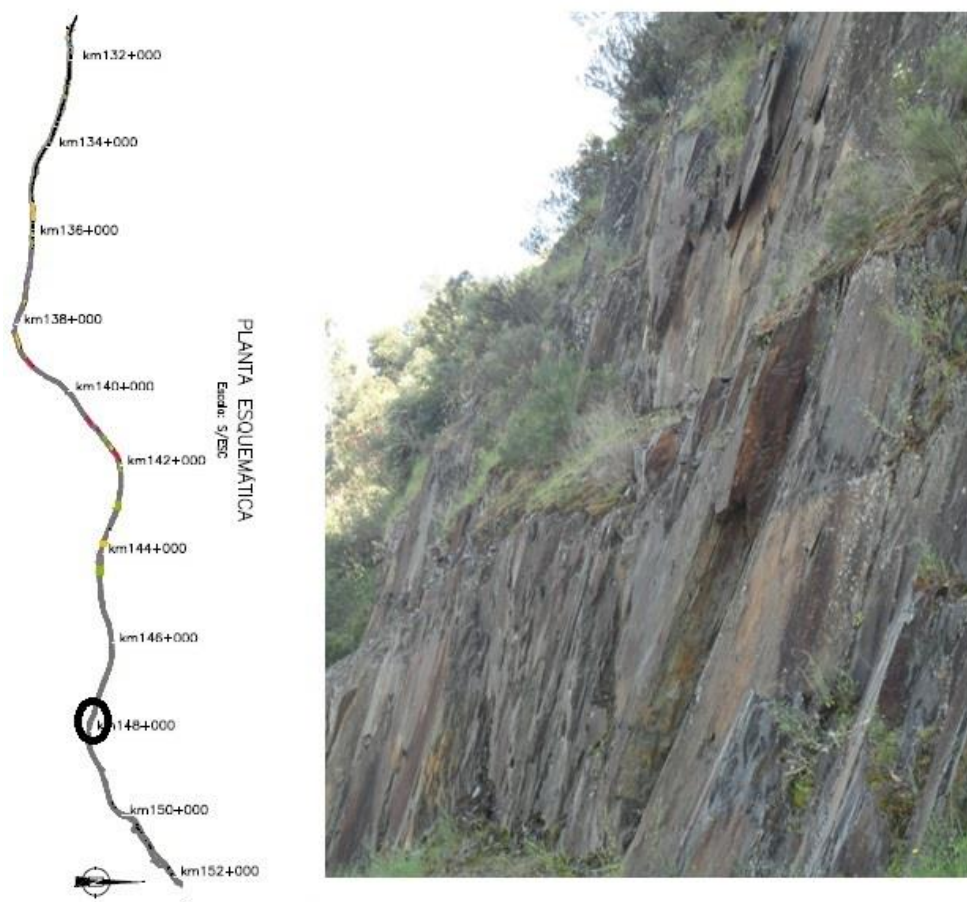


Figura 93 – Fotografia da situação 46

De acordo com as características identificadas recorreu-se ao *RocPlane* para o cálculo dos coeficientes de segurança que se encontram resumidos no Quadro 43.

Quadro 43 – Situação 46: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições

Fatores de Segurança				
Situação 46	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	0,20	0,00*	0,14	0,00*

Nesta situação, a geometria do talude e as condições de carregamento assumidas no cálculo conduziram a resultados demasiado baixos dos FS o que indicia que os pressupostos assumidos na caracterização do modelo do talude podem não ser muito realistas. Para as situações mais críticas, quando as descontinuidades são preenchidas completamente por água, o coeficiente de segurança assume o valor 0 (assinalado com *). Este valor corresponde a uma anulação da tensão normal na superfície das descontinuidades (Equação 29). Assim, o valor 0 significa a perda de contacto entre o maciço e o bloco formado. Este valor pode também ser justificado pela inclinação das descontinuidades ser muito elevada neste trecho levando à formação de blocos de pequenas dimensões, como demonstra a Figura 94.

RocPlane Analysis
 Document Name: RocPlane - Situação 46
 Job Title: RocPlane - Planar/Wedge Stability Analysis
 View: PERSPECTIVE
 Safety Factor: 0.198041

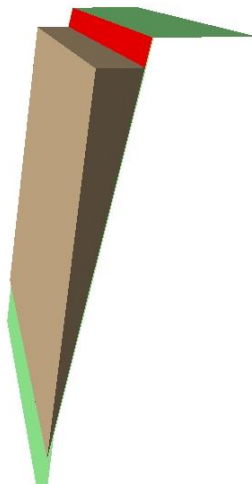


Figura 94 – Representação do bloco formado na situação 46

Para a situação 46 simula-se a aplicação de ancoragens cujas características referentes à colocação se encontram no Quadro 44.

Quadro 44 - Ancoragens relativas à situação 46

Situação	Extensão do talude [m]	Comprimento livre / Comprimento de selagem [m]	Afastamento entre ancoragens (h × v) [m]
46	330	c.l. = 5,00 / c.s. = 6,00	3,50 × 3,00

A simulação é feita utilizando ancoragens com diâmetro nominal 26,5 mm de acordo com o Quadro 24, ou seja, cada ancoragem aplica ao talude uma força de 525 kN. Assim, para uma extensão vertical do talude de 10,08 m e uma extensão horizontal de 330 m, temos a aplicação de 282 ancoragens (3 fiadas horizontais e 94 verticais) com uma força total de 148050 kN aplicada na face do talude. Para um bloco com extensão horizontal unitária temos a aplicação de 448 kN. Para este valor, obtêm-se os coeficientes de segurança expressos no Quadro 45.

Quadro 45 – Situação 46: Coeficientes de segurança após aplicação de pregagens segundo diferentes condições

Fatores de Segurança (Ancoragens)				
Situação 46	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	3,52	1,75	3,33	1,62

Após a simulação das ancoragens, os coeficientes de segurança são, naturalmente, superiores.

Situação 63

A situação 63, última analisada neste lote, surge entre o Km 151+250 e o Km 151+400 e apresenta-se na fotografia da Figura 95.



Figura 95 – Fotografia da situação 63

Com uma extensão total de 50 metros e uma altura média de 4,5 metros, o talude onde é identificada a situação 63 apresenta um pendor de 80° e um azimuth de 20° . Este talude tem uma classificação *GSI* do tipo B e é intersetado pela família *1m* de descontinuidades cujo pendor médio é 76° e azimuth médio 16° . Após análise pelo critério de Barton-Bandis usando os parâmetros de acordo com o tipo de maciço identificado, chega-se aos resultados expressos no Quadro 46.

Quadro 46 – Situação 63: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições

Fatores de Segurança				
Situação 63	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	0,20	0,00*	0,14	0,00*

Relativamente à análise dos resultados, é válido o concluído para a situação anterior (situação 46).

7.2.2. DESLIZAMENTO EM CUNHA

À semelhança do que acontece na análise do escorregamento planar, será também esta análise explicada de forma detalhada para uma das situações, sendo posteriormente indicados os valores dos coeficientes de segurança para as restantes situações analisadas em cada trecho. O caso exposto detalhadamente será a situação 24, visto ter a particularidade de se poderem formar diferentes cunhas

para o mesmo talude. Também para as situações de deslizamento em cunha são simuladas ancoragens e pregagens. Tal como foi já dito em alguns casos referentes à análise de escorregamento planar, os valores dos coeficientes de segurança obtidos são função de parâmetros de resistência e de condições de carregamento nos taludes definidos de modo a exemplificar os cálculos de deslizamento em cunha e não o comportamento dos taludes *in situ*.

7.2.2.1. Análise detalhada da situação 24

A situação 24 tem uma classificação $SMR = V$ e verifica-se entre os Km 141+250 e Km 141+360. O talude tem uma extensão total de 110 metros e uma altura de 10 metros estando representado na fotografia da Figura 96.

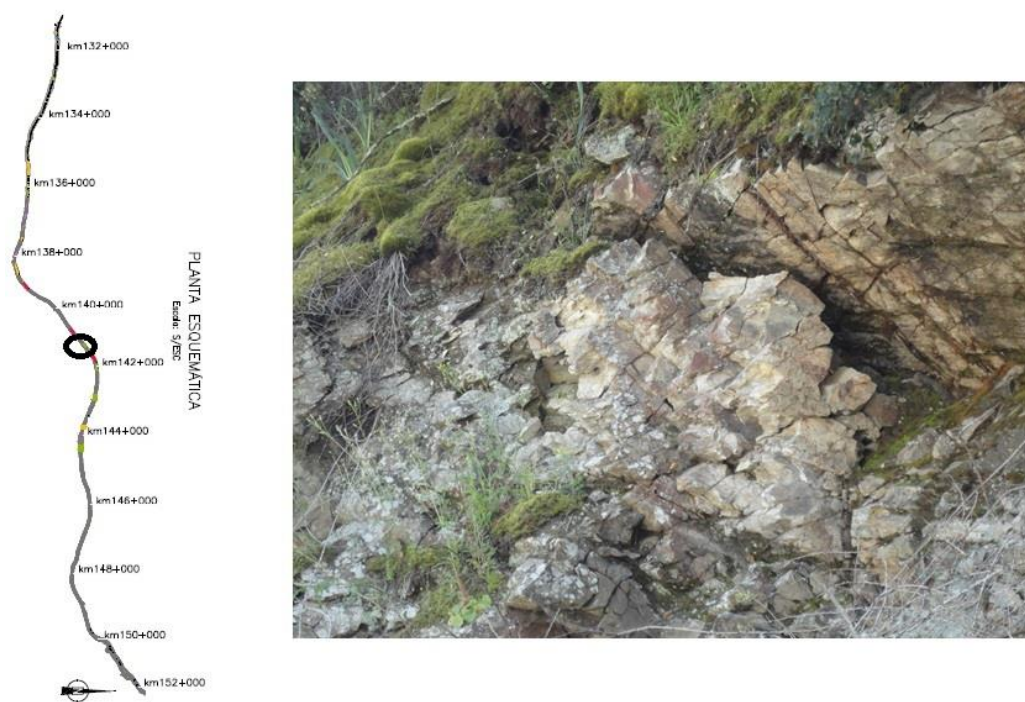


Figura 96 – Fotografia da situação 24

A face do talude de escavação tem um pendor de 75° e à superfície do terreno é atribuído o valor de 15° . O azimute que caracteriza o talude é igual a 315° . As características encontram-se no Quadro 47.

Quadro 47 – Características do talude de escavação da situação 24

Trecho	Km	Extensão [m]	Altura [m]	Classificação atribuída em pontos	Classificação SMR	Classificação GSI	Medidas de estabilização simuladas
t_2	141+250 - 141+360	110	10	255	V	B	Pregagens

A planta referente a esta situação encontra-se na Figura 97, permitindo compreender a orientação do talude para a análise do deslizamento.

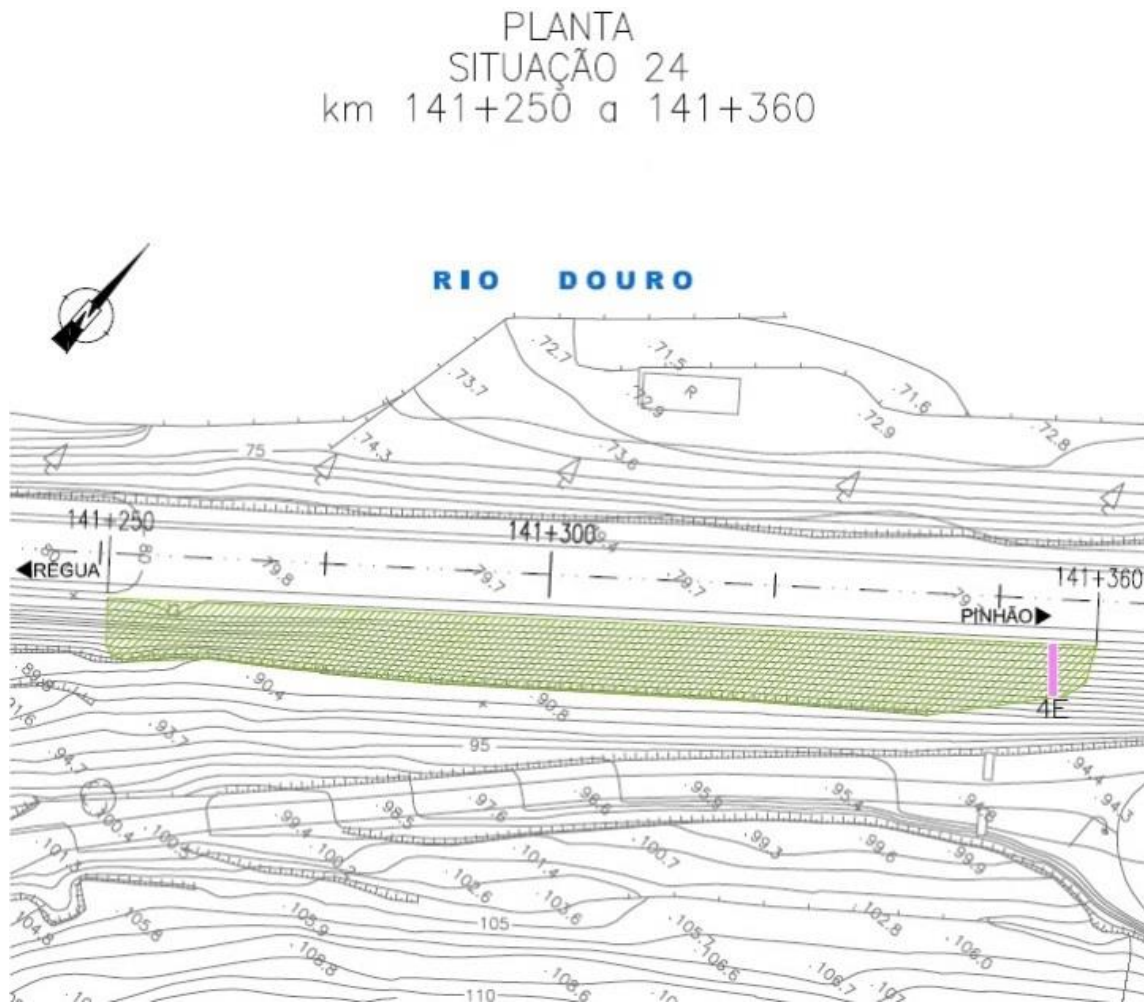


Figura 97 – Planta relativa à situação 24

No talude da situação 24 a formação de cunha pode dar-se devido à interseção de várias famílias. O primeiro caso de formação de cunha identificado acontece devido à interseção das famílias $1m$ e $4m$ pertencentes ao trecho t_2 . A família $1m$ tem um pendor de 32° e um azimuth de 357° . A família $4m$ tem um pendor 18° e o seu azimuth é 290° . A representação estereográfica da situação 24 encontra-se representada na Figura 98 na qual a família $1m$ é dada por *joint 2* e a família $4m$ é dada por *joint 1*.

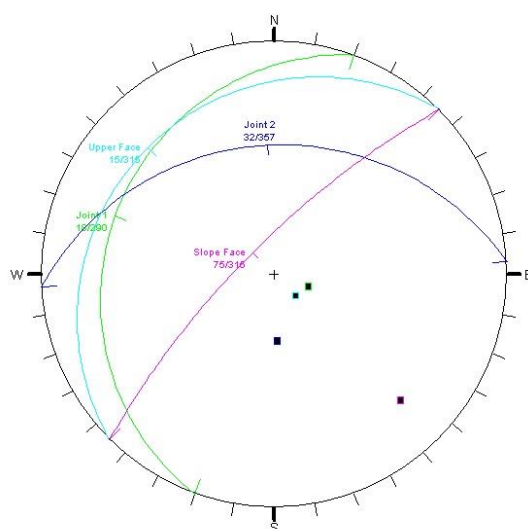


Figura 98 – Representação dos planos referentes ao talude e às descontinuidades 1m e 4m

Perante estes dados, o *Swedge* identifica o deslizamento segundo a linha de interseção das duas descontinuidades. Relembrando o teste de Markland com o refinamento de Hocking percebe-se que a direção de interseção das duas descontinuidades se encontra entre a direção do talude (*slope face*) e da família de descontinuidades 4m (*joint 1*). A cunha formada tem o aspeto representado na Figura 99.

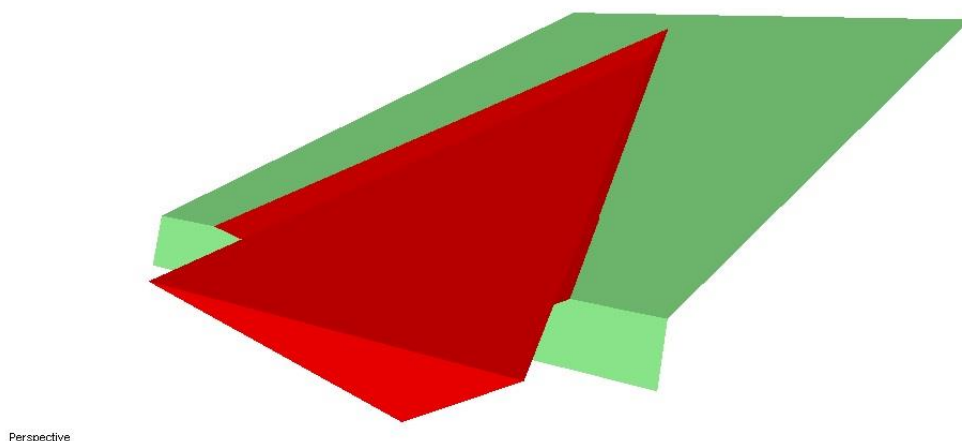


Figura 99 – Situação 24: Cunha formada pela interseção das famílias 1m e 4m de descontinuidades

Calculando o coeficiente de segurança pelo critério de Barton-Bandis obtém-se o resultado $FS = 1,94$ comprovando-se a pré-análise feita no *Dips* aquando da explicação do mesmo. Ora, para este caso, dado a inclinação da linha de interseção das duas descontinuidades ($\alpha_i = 17,84^\circ$) ser inferior à inclinação do ângulo de atrito ($\phi = 27,5^\circ$), não se cumpre uma das condições impostas por Hoek e Bray (1999) para ocorrência de deslizamento.

O segundo caso de formação de cunha para o mesmo talude acontece por interseção de descontinuidades pertencentes à família 1m, já caracterizada, e a família 3m que apresenta um pendor médio de 86° e um azimuth de 274° . Assim, pela análise da representação estereográfica obtida através do *Swedge* representada na Figura 100 percebe-se que a direção da linha de interseção das duas famílias de descontinuidades é exterior às direções da face do talude (*slope face*) e da família 1m de descontinuidades (*joint 2*). Perante este caso, segundo Hocking, o deslizamento acontece segundo o plano de descontinuidades da família 1m, como previsto pela análise cinemática feita no *Dips*.

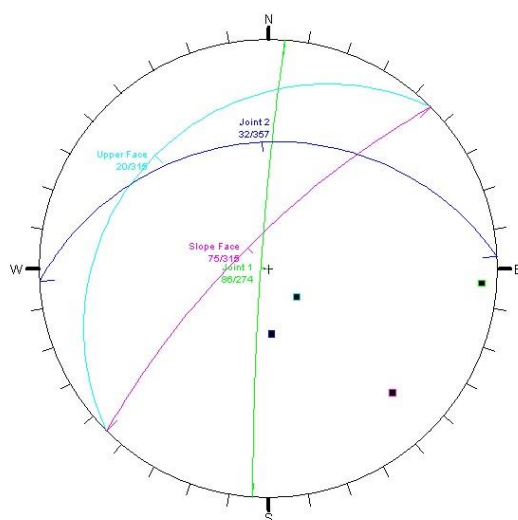
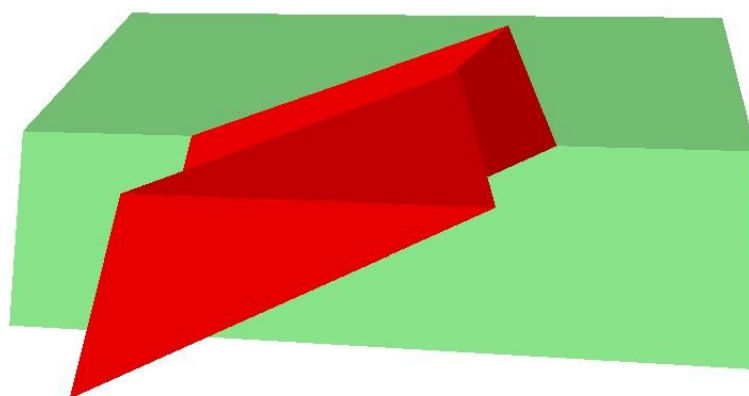


Figura 100 – Representação dos planos referentes ao talude e às discontinuidades 1m e 3m

A cunha formada nas condições expostas anteriormente é representada na Figura 101.



Perspective

Figura 101 – Situação 24: Cunha formada pela interseção das famílias 1m e 3m de discontinuidades

Fazendo a análise segundo o critério de Barton-Bandis para a condição da atuação de forças gravíticas tem-se um coeficiente de segurança $FS = 1,03$ sendo a força resistente 3451 kN a força destabilizadora 3361 kN. O cálculo é repetido para as condições de presença de pressões da água, presença de forças sísmicas e simultaneidade das anteriores tanto para o critério de Barton-Bandis como para o critério de Mohr-Coulomb.

No caso do deslizamento em cunha, para que se faça o cálculo determinístico usando como parâmetros resistentes a coesão instantânea e o ângulo de atrito instantâneo devem ser tidos em conta os planos das duas discontinuidades, isto porque, em cada um dos planos a tensão normal será diferente. Isto significa que para cada plano terão que ser considerados valores de c_i e de ϕ_i diferentes. No que toca a este caso particular, dado que o deslizamento ocorre apenas segundo um dos planos de discontinuidades (família 1m), a tensão normal é nula no outro plano. Calculando então os valores c_i e de ϕ_i para o plano de discontinuidades da família 1m obtêm-se os resultados expressos no Quadro 48, por aplicação das equações 26, 27 e 28 para cada uma das condições.

Quadro 48 – Valores da coesão instantânea e do ângulo de atrito instantâneo para o plano de descontinuidades da família 1m da situação 24

Situação 24	JRC	σ_n (kPa)	τ (kPa)	c_i (kPa)	ϕ_i (°)
Forças gravíticas	4	47,42	30,21	2,0	30,7
FG + Água		24,42	16,26	1,1	31,9
FG + Forças Sísmicas		45,06	28,80	1,9	30,8
FG + Água + Forças Sísmicas		22,06	14,78	1,0	32,1

No Quadro 49 apresentam-se os resultados das análises nas diferentes condições, tanto para o critério de Barton-Bandis como para o critério de Mohr-Coulomb.

Quadro 49 – Situação 24: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições e critérios (1m e 3m)

Fatores de Segurança				
Situação 24	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	1,02	0,50	0,86	0,41
MC	1,13	0,65	0,96	0,55
MC (c_i, ϕ_i)	1,02	0,50	0,86	0,41

Simulam-se pregagens como meio de estabilização do talude da situação 24, cujas características estão de acordo com o Quadro 50.

Quadro 50 – Pregagens relativas à situação 24

Situação	Extensão do talude [m]	Afastamento entre pregagens (H × V) [m]	Comprimento mínimo fora da superfície de deslizamento [m]	Comprimento total das pregagens [m]
24	110	3,50 × 3,25	2	3

Dimensionam-se então pregagens para um talude com extensão vertical 10,35 m e extensão horizontal de 110 m. Importa referir que para este caso, a pregagem deve ser aplicada não perpendicularmente ao talude, mas na direção oposta ao escorregamento, ou seja, a 177° (357°-180°). Na horizontal serão colocadas 3 fiadas de pregagens.

$$10,35 \div 3,25 = 3,18 \rightarrow 3 \text{ pregagens}$$

Cada fiada de pregagens terá 31 pregagens.

$$110 \div 3,50 = 31,43 \rightarrow 31 \text{ pregagens}$$

Tem-se portanto um total de 93 pregagens. Sendo que cada pregagem é do tipo referido no Quadro 25, considera-se que o valor que cada um destes elementos transmite ao talude 246 kN. Temos então uma força de estabilização total aplicada ao talude de 22878 kN que, para um comprimento unitário corresponderá a 208 kN/m.

$$93 \text{ pregagens} \times 246 \text{ kN} = 22878 \text{ kN}$$

$$22878 \text{ kN} \div 110 \text{ m} = 208 \text{ kN/m}$$

Para além da colocação prevê-se também a aplicação de um sistema de proteção de talude. Apesar de o *Swedge* permitir ao utilizador a aplicação de pressão sobre a face do talude, visto serem desconhecidas as forças induzidas pela proteção do talude, considera-se no presente trabalho a aplicação exclusiva de pregagens.

No Quadro 51 encontram-se os valores referentes aos coeficientes de segurança para as diferentes condições e critérios considerados aquando da aplicação de pregagens.

Quadro 51 – Situação 24: Coeficientes de segurança após aplicação de meios de estabilização segundo diferentes condições e critérios (1m e 3m)

Situação 24	Fatores de Segurança (Pregagens)			
	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	1,07	0,54	0,91	0,45
MC	1,19	0,70	1,01	0,60
MC (c_i, ϕ_i)	1,07	0,55	0,91	0,45

Ainda que os resultados obtidos após a simulação das pregagens não sejam superiores a 1 para todas as condições, verifica-se um aumento dos mesmos. As intervenções nos taludes muitas vezes (quase sempre) pretendem minimizar o risco, e não anulá-lo. No entanto, neste caso, poderia recorrer-se a uma nova simulação, alterando, por exemplo, o distanciamento entre pregagens de forma a obter coeficientes de segurança superiores.

7.2.2.2. Análise das situações estudadas em cada trecho

Após a análise detalhada da situação 24, apresentam-se agora as restantes situações nas quais há potencial risco de deslizamento planar. Estas situações identificam-se nos trechos t_2 e t_4 .

- Trecho t_2

Começa por se abordar o trecho t_2 , no qual se estuda apenas a situação 42 e cujas características se encontram no Quadro 52.

Quadro 52 – Situações de potencial deslizamento em cunha estudadas no trecho t_2

Deslizamento em cunha – Trecho t_2							
Situação	Km	Extensão [m]	Altura [m]	Classificação atribuída em pontos	Classificação SMR	Classificação GSI	Medidas de estabilização simuladas
42	146+740 - 146+845	115	12-24	429	V	B	Ancoragens

Situação 42

A situação 42 refere-se a um talude cuja avaliação *SMR* é igual a V. A altura média do talude é 18 metros e tem uma extensão de 115 metros. O talude de escavação apresenta um mergulho de 80° para Norte. A inclinação da superfície do terreno é 20°.

A formação de cunha neste caso deve-se à interseção das famílias de descontinuidades *1m* e *2m* pertencentes ao trecho t_2 . A família *1m* tem um pendor de 76° e um azimute de 16° e a família *2m* tem um pendor de 85° e um azimute de 292°. O deslizamento pode ocorrer segundo a linha de interseção das duas descontinuidades que tem um pendor de 75,6° e um azimute de 2,1°. A classificação *GSI* do maciço é do tipo B sendo, portanto, usados os valores dos parâmetros resistentes referentes a este tipo de maciço para o critério de Barton-Bandis.

A fotografia da Figura 102 mostra uma parte do referido talude.



Figura 102 - Fotografia da situação 42

Os fatores de segurança encontram-se no Quadro 53 sendo que os valores iguais a 0 se justificam por anulação da força resistente devido à pressão da água.

Quadro 53 – Situação 42: Coeficientes de segurança segundo diferentes condições (Modelo de Barton-Bandis)

Fatores de Segurança				
Situação 42	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	0,23	0,00	0,16	0,00

Para a estabilização do talude da situação 42 simula-se a aplicação de ancoragens cuja distribuição se encontra no Quadro 54.

Quadro 54 – Ancoragens relativas à situação 42

Situação	Extensão do talude [m]	Comprimento livre / Comprimento de selagem [m]	Afastamento entre ancoragens ($h \times v$) [m]
42	45	c.l.= 5,00 / c.s.= 6,00	5,50 × 3,50
	30	c.l.= 5,00 / c.s.= 6,00	3,50 × 3,50
	40	c.l.= 10,00 / c.s.= 6,00	2,25 × 2,25

No primeiro trecho de extensão vertical 18,27 m e extensão horizontal de 45 m serão aplicadas 40 ancoragens, 5 fiadas horizontais e 8 verticais, o que corresponde a uma densidade de ancoragens de 0,055 ancoragens/m². No segundo trecho de 30 m serão aplicadas 40 ancoragens com a mesma distribuição das anteriores, o que corresponderá a uma densidade 0,073 ancoragens/m². Para o último trecho, prevê-se a aplicação de 128 ancoragens, 16 fiadas verticais com 8 ancoragens cada, o que corresponde a uma densidade de 0,175 ancoragens/m². Posto isto, serão aplicadas no total 208 ancoragens. Sendo estas dimensionadas para um diâmetro nominal de 32 mm, de acordo com o Quadro 24 temos que cada uma transmitirá ao talude 760 kN, tendo-se portanto uma força total transmitida ao talude de 158080 kN. Esta força corresponde a uma ancoragem única com uma capacidade de 1506 kN/m. No Quadro 55 apresentam-se os coeficientes de segurança após a aplicação de ancoragens.

Quadro 55 – Situação 42: Coeficientes de segurança após aplicação de meios de estabilização segundo diferentes condições

Fatores de Segurança (Ancoragens)				
Situação 42	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	2,63	0,03	2,50	0,00

Relativamente à atuação de forças gravíticas e consideração da ação sísmica as ancoragens solucionam a instabilidade. Considerando que a aplicação de drenos remete as situações que consideram a presença de água para atuação exclusiva de forças gravíticas, esta é uma boa solução a aplicar pela análise feita no presente estudo. Lembra-se que esta análise não pretende traduzir as condições reais do talude. Neste caso são consideradas as descontinuidades completamente preenchidas por água.

- Trecho t_4

Analisa-se agora as situações relativas à potencial ocorrência de deslizamento em cunha no trecho t_4 , que se encontram no Quadro 56.

Quadro 56 – Situações de potencial deslizamento em cunha estudadas no trecho t_4

Deslizamento em cunha – Trecho t_4							
Trecho	Km	Extensão [m]	Altura [m]	Classificação atribuída em pontos	Classificação SMR	Classificação GSI	Medidas de estabilização simuladas
57	150+160 - 150+175	15	4	164	V	B	-
60	150+950 - 151+000	50	8-10	381	IV	B	-
64	151+460 - 151+535	75	10	255	V	B	-

Em todos os casos apresentados, a formação da cunha será devida à interseção dos planos de descontinuidade das famílias $1m$ e $2m$ pertencentes a este trecho.

Situação 57

A situação 57 é uma situação muito comum no percurso em estudo. Trata-se de um talude com socacos de plantações associadas à exploração vinícola, como sugere a fotografia da Figura 103.

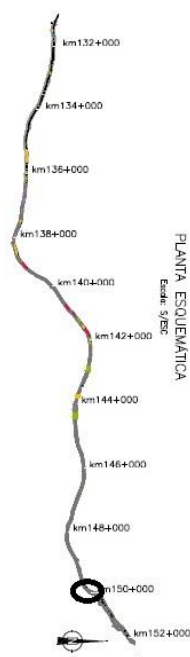


Figura 103 – Fotografia da situação 57 (Google Street View)

É um talude como uma extensão de 15 metros e uma altura de apenas 4 metros. A face do talude de escavação é praticamente vertical, apresentando um pendore de 85° e azimuth 335° .

Esta situação, assim como grande parte dos deslizamentos em cunha na EN 222, é caracterizada por interseção de descontinuidades com pendores muito elevados, e por isso formando cunhas cuja linha de interseção das descontinuidades tem inclinação aproximadamente igual à da face do talude resultando nos modelos a formação de cunhas de pequenas dimensões. Na presença de água estas cunhas perdem facilmente o contacto com as paredes do plano de descontinuidade, apresentando coeficientes de segurança iguais a 0.

Situações 58, 59 e 60

As situações 58, 59 e 60 pertencem ao mesmo talude, sendo este separado em 3 partes para análise mais detalhada em cada uma. As três situações apresentam a mesma classificação *SMR*, igual a IV. Dada a similaridade das três situações apresenta-se aqui apenas a 60. Trata-se de uma extensão do talude de 50 metros entre o Km 150+950 e Km 151+000. Parte deste talude encontra-se na fotografia da Figura 104.

A face do talude de escavação tem um mergulho de 85° e a superfície do terreno uma inclinação de 20° . O azimuth é igual a 315° . O maciço tem uma classificação do *GSI* tipo B.

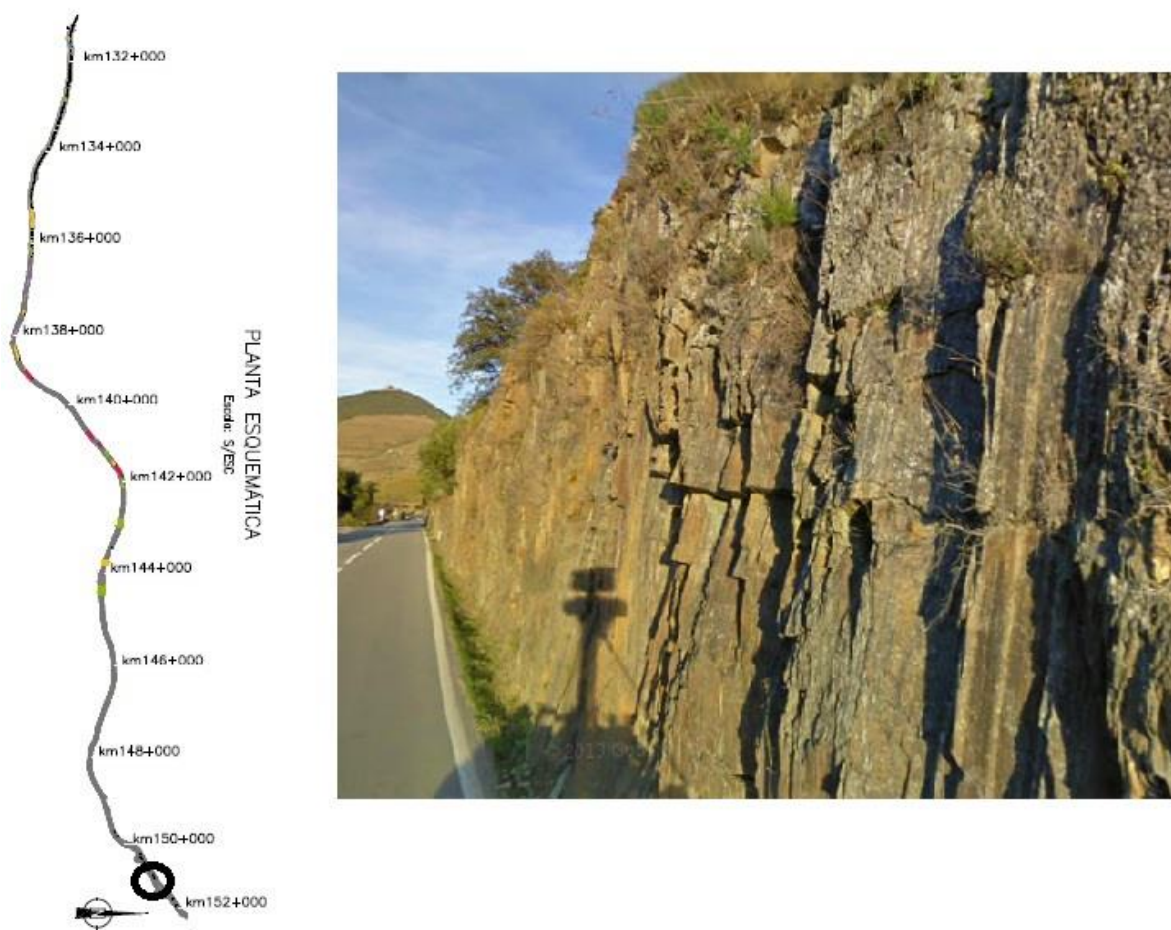


Figura 104 – Fotografia da situação 60 (Google Street View)

Situação 64

A situação 64 tem uma classificação *SMR* igual a V e refere-se a um talude com extensão de 75 metros e altura média 10 metros, identificado na fotografia da Figura 105.

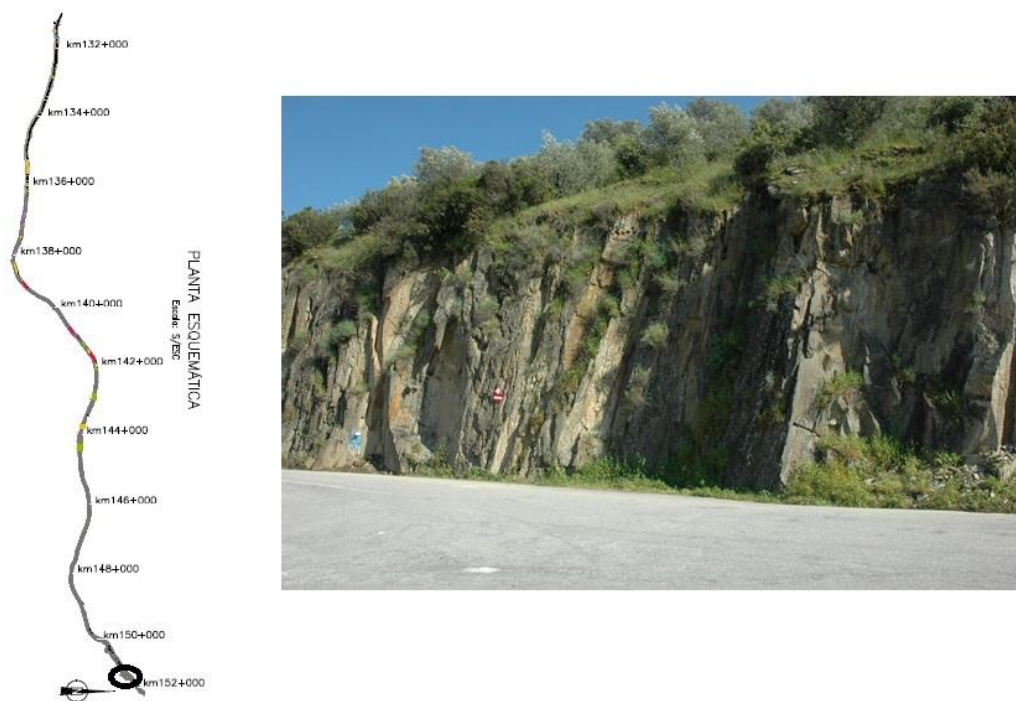


Figura 105 – Fotografia da situação 64

Trata-se de um talude de escavação com pendor 85° e azimuth 320° . A face superior do talude é um socalco, apresentado, por isso, uma inclinação de 0° . A cunha forma-se devido à interseção das famílias $1m$ e $2m$ pertencentes ao trecho t_4 . O maciço tem uma classificação *GSI* do tipo B, assumindo portanto valores de parâmetros resistentes de acordo com esta classificação.

Apresentam-se agora, no Quadro 57 os coeficientes de segurança relativos às diferentes condições nas situações de potencial deslizamento em cunha do trecho t_4 .

Quadro 57 – Coeficientes de segurança segundo diferentes condições no trecho t_4

Situação	Modelo	Fatores de Segurança	
		Forças Gravíticas	FG + Forças Sísmicas
57	BB	0,24	0,17
58			
59			
60		0,23	0,16
64			

Para todas as situações analisadas neste trecho, as famílias de descontinuidades que dão origem à formação da cunha são as mesmas, tendo, como já foi referido, pendores muito elevados. Por este motivo, formam-se cunhas cuja linha de interseção das descontinuidades tem inclinação

aproximadamente igual à da face do talude resultando nos modelos a formação de cunhas de pequenas dimensões, como se apresenta na Figura 106.

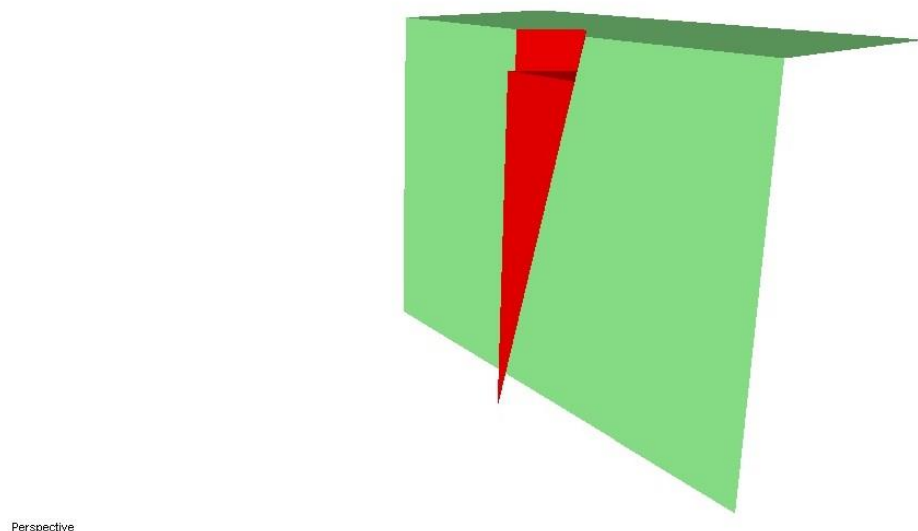


Figura 106 – Representação de um caso de formação de cunha no trecho t_4

Este aspeto justifica os baixos valores dos coeficientes de segurança obtidos. Na presença de água estas cunhas perdem facilmente o contacto com as paredes do plano de descontinuidade, apresentando coeficientes de segurança iguais a 0. Ora, estas situações não tratam deslizamentos em cunha característicos, mas pequenos desmoronamentos, que facilmente são controlados com recurso à rede de dupla torção.

8

ANÁLISE PROBABÍLISTICA

8.1. GENERALIDADES

A análise probabilística, também baseada em métodos de equilíbrio limite, considera a probabilidade de ocorrência de rotura de um talude sujeito a várias condições. Para esta análise é necessário conhecer as funções de distribuição para cada um dos parâmetros considerados como variáveis aleatórias, em detrimento do uso de um valor médio (análise determinística). Para as funções de distribuição, são definidos o valor da média e desvio padrão, sendo realizado a partir delas o cálculo da probabilidade de rotura. A informação introduzida permitirá a determinação do valor mais frequente de cada parâmetro, bem como as probabilidades de ocorrência no campo de possíveis valores que pode assumir. São obtidas na análise probabilística as funções de densidade de probabilidade e distribuição de probabilidade do coeficiente de segurança.

Como referido no capítulo 5, aquando da apresentação dos programas *RocPlane* e *Swedge*, a geração da amostra poderá ser feita de acordo com o método de Monte Carlo ou Hipercubo Latino. O método de Monte Carlo gera amostras aleatoriamente para uma gama de valores muito elevada gerando por isso, para além dos valores válidos, valores muito baixos ou muito altos, valores extremos que levarão a uma instabilidade numérica. O método de amostragem Hipercubo Latino dá resultados comparáveis aos de Monte Carlo, no entanto usa menos amostras, uma vez que se baseia na amostragem estratificada com seleção aleatória. A amostragem estratificada tem como objetivo representar a população com amostras de pequena dimensão. Deste modo é possível reduzir o número de simulações para uma dada precisão dos resultados, ou visto de outro modo, aumentar a precisão dos resultados para um dado número de simulações. Para determinar qual o método de amostragem a utilizar, recorre-se a uma demonstração da *Rocscience* na qual são representados os gráficos que da variação da coesão e do ângulo de atrito para cada um dos métodos quando geradas 1000 amostras (*Rocscience*, 2013b). Na Figura 107 e Figura 108 representa-se a frequência da coesão numa amostragem gerada pelo método de Monte Carlo e Hipercubo Latino, respetivamente, e na Figura 109 e Figura 110 representa-se a frequência relativa do ângulo de atrito.

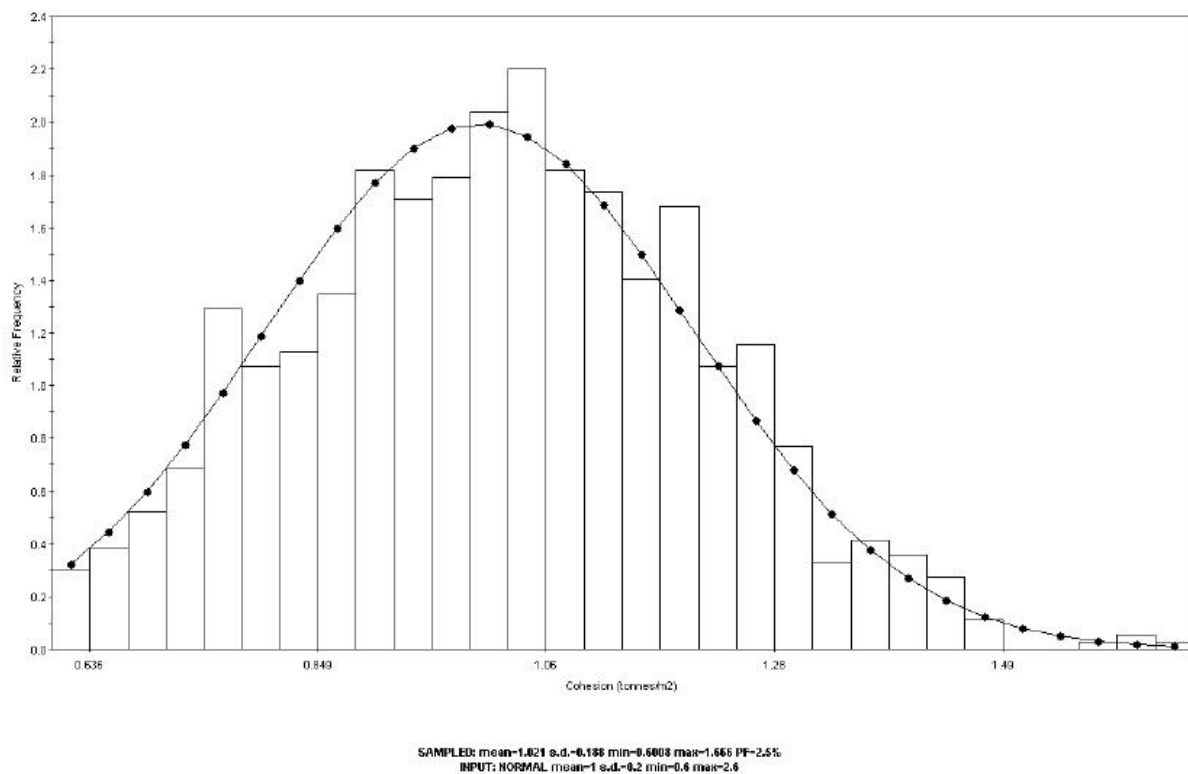


Figura 107 – Frequência relativa da coesão para o método de Monte Carlo

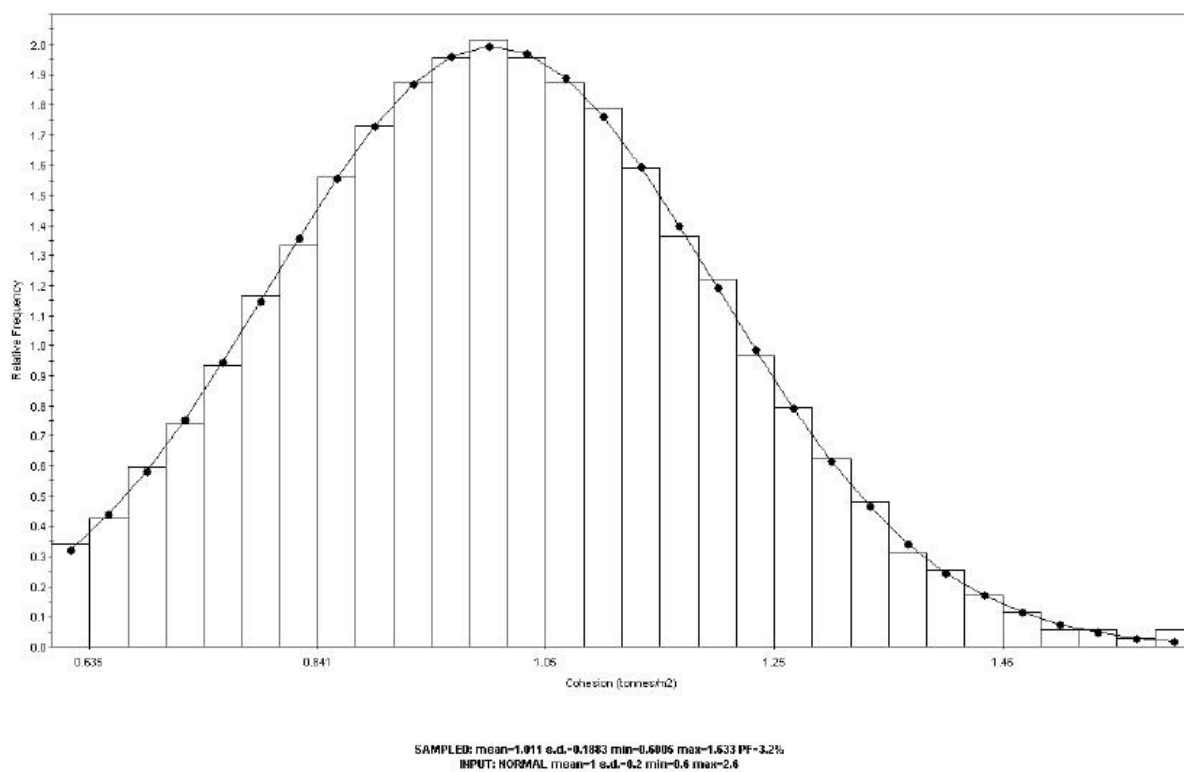


Figura 108 – Frequência relativa da coesão para o método do Hipercubo Latino

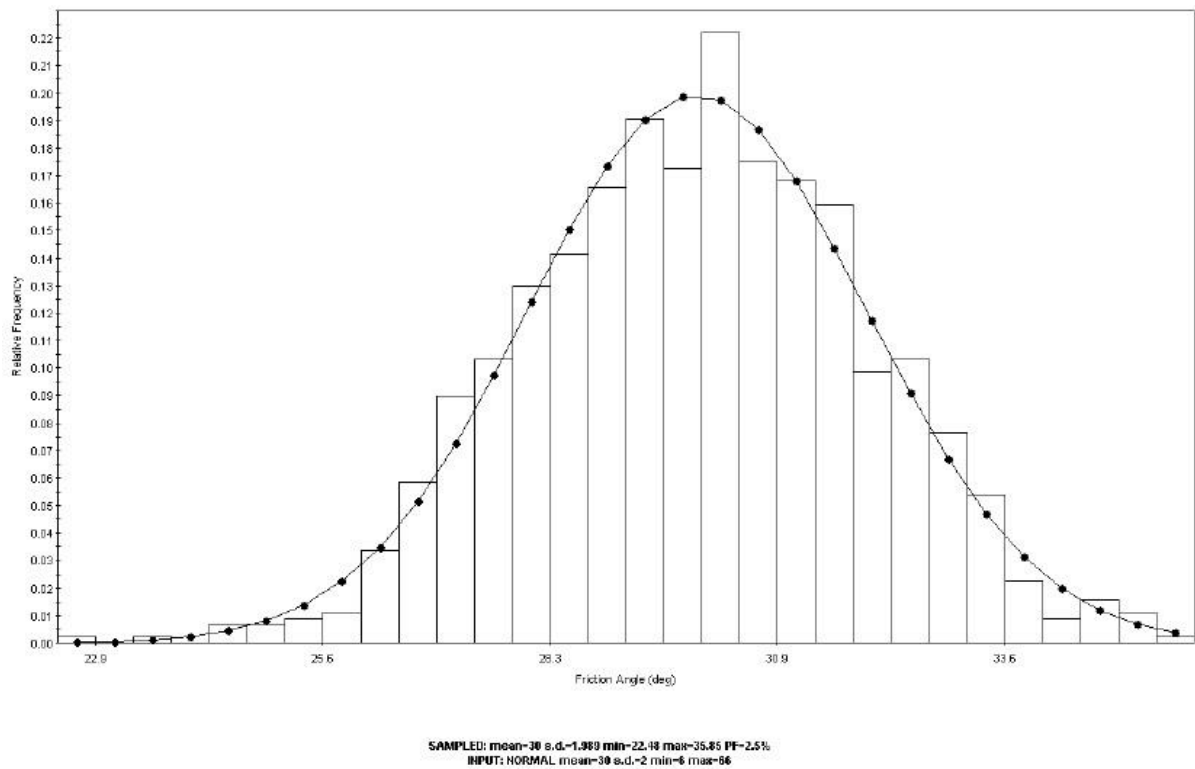


Figura 109 – Frequência relativa do ângulo de atrito para o método de Monte Carlo

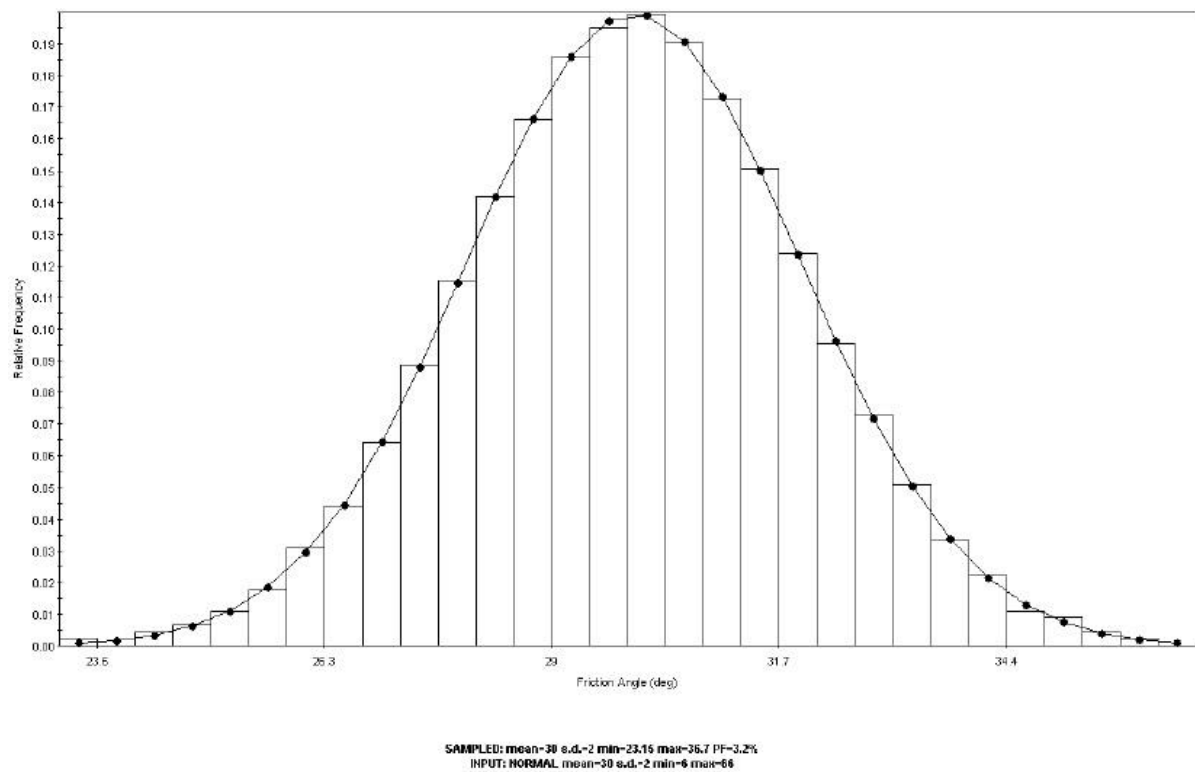


Figura 110 – Frequência relativa do ângulo de atrito para o método do Hipercubo Latino

Pela análise dos gráficos anteriores percebe-se que quando a dimensão da amostra é relativamente baixa (1000 amostras) o método do Hipercubo Latino traduz melhores resultados do que o método de

Monte Carlo, aproximando-se mais da curva normal. Quanto maior for o número de amostras, maior será a convergência de rotura. Para um número de amostras geradas superior a 30000, a probabilidade de rotura obtida é considerada um valor completamente credível.

Exposto isto, opta-se no presente trabalho pela geração das amostras com recurso ao método do Hipercubo Latino.

8.2. LEI DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL

Como mencionado em 8.1, para o cálculo da análise probabilística é estritamente necessário definir uma lei de distribuição para cada um dos parâmetros que se pretende fazer variar. Ao longo deste capítulo serão assumidas distribuições para os valores do pendor da descontinuidade no caso de escorregamento planar, e para os valores do pendor e azimuth das descontinuidades no caso de deslizamento em cunha. Também são assumidas leis de distribuição normal para alguns parâmetros resistentes do maciço, JRC no caso da análise pelo modelo de Barton-Bandis (o ângulo de atrito residual (ϕ_r) e JCS mantêm-se constantes), e ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c) no caso da análise pelo modelo de Mohr-Coulomb. Apesar da existência de vários tipos de leis, tais como exponencial, uniforme, logarítmica, entre outras, perante a análise dos dados e no âmbito do presente trabalho é razoável atribuir aos parâmetros em questão distribuições normais. Os casos serão analisados com maior detalhe no Capítulo 8.3.

De acordo com o anteriormente exposto faz-se uma breve explicação da lei de distribuição normal. A distribuição normal é aplicável quando um parâmetro assume valores em que o valor médio é o de ocorrência mais comum. Para as propriedades que possuem distribuição normal, a função densidade de distribuição, para os parâmetros com distribuição normal, é dada pela Equação 30.

$$f(x) = \frac{1}{SD\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \bar{x}}{SD} \right)^2 \right] \quad (30)$$

Na equação 19, $\bar{x}$ representa o valor médio, determinado pela Equação 31.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{x=1}^n x}{n} \quad (31)$$

SD (*Standard Deviation*) representa o desvio padrão e é dado pela Equação 32.

$$SD = \left[\frac{\sum_{x=1}^n (x - \bar{x})^2}{n} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (32)$$

A extensão horizontal da curva da Figura 111 representa é medida pelo desvio padrão e representa a dispersão dos valores. A principal propriedade desta curva é que a área por ela delimitada é igual a 1. Isto significa que a probabilidade de os parâmetros em estudo se situarem entre os extremos é 100%. Verifica-se também que 68% dos valores se situam no intervalo definido por um desvio padrão em torno da média e que 95% dos valores se situam no intervalo definido por dois desvios padrão em torno da média.

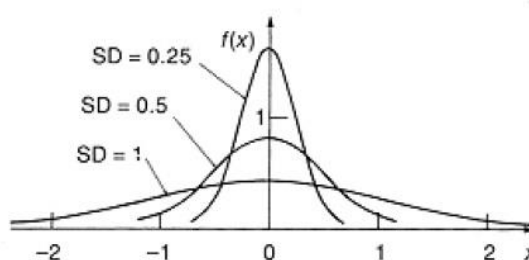


Figura 111 – Propriedades da distribuição normal: Densidade da distribuição normal com média $\bar{x} = 0$ e vários desvios padrão (SD)

Na aplicação desta curva ao caso prático, a mais achatada ($SD = 1$) representaria uma maior dispersão de resultados e, por isso, uma maior incerteza comparativamente à curva que tem $SD = 0,25$. A função distribuição permite o cálculo do valor do parâmetro definido pela distribuição normal com base na probabilidade de ocorrência. Para a função de distribuição $\Phi(z)$ representada na Figura 112, com média $\bar{x} = 0$ e desvio padrão $SD = 1$, a média é o valor que tem probabilidade de ser superior a 50% do conjunto de valores. De um modo análogo, podemos afirmar que um valor tem a probabilidade de ser superior a 84% do conjunto de valores é igual à média mais um desvio padrão.

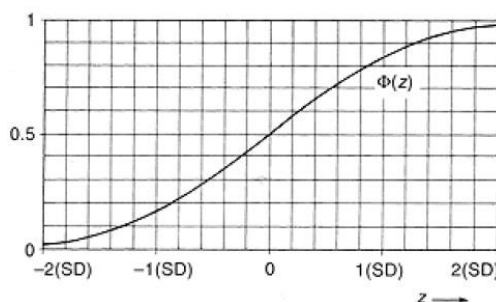


Figura 112 – Propriedades da distribuição normal: Função distribuição $\Phi(z)$ da distribuição normal com média $\bar{x} = 0$ e desvio padrão $SD = 1$

8.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO TALUDE E PLANOS DE DESCONTINUIDADE

A definição da geometria do talude é, à semelhança da análise determinística, tratada particularmente para cada caso, sendo que não é tomada nenhuma distribuição para parâmetros relacionados com a mesma.

Relativamente aos planos de descontinuidade, são tomadas distribuições normais de acordo com os intervalos de variação indicados no Quadro 13 para cada uma das famílias. Torna-se então necessário indicar tanto para o pendor como para o azimute o valor máximo e mínimo relativos e o desvio padrão.

No Quadro 58 estão indicados os valores do pendor (*Dip*) médio, mínimo e máximo relativos e desvio padrão. O desvio padrão é calculado de acordo com as características já enunciadas da curva de distribuição normal, ou seja, aproximadamente um terço dos extremos. Como exemplo, demonstra-se o cálculo para a família *1m* do trecho t_1 . O valor médio do pendor para esta família é, pelo Quadro 13, igual a $80^\circ S$ sendo o seu intervalo de variação $85^\circ N - 72^\circ S$. Estes valores do intervalo diferem da média 15° e 8° respetivamente, como se demonstra pelas expressões:

$$(90^\circ - 85^\circ\text{N}) + (90^\circ - 80^\circ\text{S}) = 5^\circ + 10^\circ = 15^\circ$$

$$80^\circ\text{S} - 72^\circ\text{S} = 8^\circ$$

Visto considerar-se a aplicação de uma distribuição normal, é feita a média dos dois extremos para que o máximo e mínimo relativo sejam considerados iguais, ou seja:

$$\text{Máx/Min}_{\text{relativo}} = \frac{15^\circ + 8^\circ}{2} = 11,5^\circ$$

Relativamente ao desvio padrão, como foi já referido, considera-se ser aproximadamente um terço do valor do Máx/Min_{relativo}:

$$SD = \frac{\text{Máx/Min}_{\text{relativo}}}{3} = \frac{11,5^\circ}{3} = 3,83^\circ$$

Quadro 58 – Valores relativos ao pendor das descontinuidades para o cálculo probabilístico

Trecho	Família	Pendor Médio	Min/Max Relativo	Desvio Padrão
t_1	1m	80	11,5	3,83
	2m	75	10,5	3,50
t_2	1m*	32	11	3,67
	2m	86	12,5	4,17
	3m	86	15	5,00
	4m	18	10	3,33
t_3	1m	30	25	8,33
	2m	87	13,5	4,50
Dt ₄	1m	76	17,5	5,83
	2m	85	17,5	5,83
	3m	29	11	3,67

Como se percebe pela consulta dos intervalos de variação do Quadro 58, a família 1m* do trecho t_2 , apresenta uma dispersão de valores um pouco anormal, dado que um dos seus valores extremos se afastam muito do valor médio. Posto isto, foi decidido adotar para ambos os extremos o valor do que se encontra mais próximo e deste modo, à semelhança do que acontece nos restantes casos, considerar uma variação de acordo com uma distribuição normal.

Quanto aos azimutes (*Dip direction*) das descontinuidades, o valor médio, mínimo e máximo relativos e desvio padrão são calculados pelo mesmo procedimento usado para o cálculo dos pendores, apresentando-se o seu resultado no Quadro 59.

Quadro 59- Valores relativos ao azimute das descontinuidades para o cálculo probabilístico

Trecho	Família	Azimute Médio	Min/Max Relativo	Desvio Padrão
t_1	1m	248	9,5	3,17
	2m	191	11	3,67
t_2	1m	357	27,5	9,17
	2m	317	20	6,67
	3m	274	17,5	5,83
	4m	290	22,5	7,50
t_3	1m	16	12,5	4,17
	2m	130	30	10,00
t_4	1m	16	15	5,00
	2m	292	12,5	4,17
	3m	176	12,5	4,17

8.2.2. DEFINIÇÃO DO MODELO E PARÂMETROS RESISTENTES

Para além da variação dos valores do pendor e do azimute, na análise probabilística é também considerada uma variação dos parâmetros de resistência tanto para o critério de Barton-Bandis como para o critério de Mohr-Coulomb. Para este efeito, serão consideradas distribuições normais em torno dos valores médios tanto para maciços com classificação *GSI* do tipo A como do tipo B. O desvio padrão será, uma vez mais, considerado aproximadamente um terço da variação.

8.2.2.1. Parâmetros resistentes para o modelo de Barton-Bandis

Para o critério de Barton-Bandis é considerada de acordo com uma distribuição normal a variação do parâmetro *JRC*. Os parâmetros *JCS* e ângulo de atrito residual mantêm-se constantes e iguais aos valores usados no cálculo determinístico. Os parâmetros encontram-se resumidos no Quadro 60.

Quadro 60 – Parâmetros de resistência e lei de distribuição para o modelo de Barton-Bandis

Análise Probabilística						
Barton-Bandis	Parâmetro	Distribuição	Média	Mínimo	Máximo	Desvio Padrão
Tipo A	JRC	Normal	4	2	6	0,67
	JCS (kPa)	-	45000	-	-	-
	ϕ_r (°)	-	22	-	-	-
Tipo B	JRC	Normal	4	2	6	0,67
	JCS (kPa)	-	20000	-	-	-
	ϕ_r (°)	-	22	-	-	-

8.2.2.2. Parâmetros Resistentes para o Modelo de Mohr-Coulomb

Relativamente ao critério de Mohr-Coulomb são consideradas as variações da coesão e do ângulo de atrito para os maciços do tipo A e os maciços do tipo B. Recordando o Quadro 28, recorre-se ao valor médio calculado anteriormente sendo os valores máximos e mínimos os valores obtidos por uma regressão linear do critério de Barton-Bandis quando JRC é igual a 2 e a 6, respetivamente. O valor do desvio padrão será obtido da mesma forma que para os anteriores parâmetros. As distribuições utilizadas e a variação dos parâmetros são indicadas no Quadro 61.

Quadro 61 – Parâmetros de resistência e lei de distribuição para o modelo de Mohr-Coulomb

Análise Probabilística						
Mohr-Coulomb	Parâmetro	Distribuição	Média	Mínimo	Máximo	Desvio Padrão
Tipo A	c (kPa)	Normal	8,5	3,9	14,2	1,72
	ϕ (°)	Normal	29,3	25,6	32,9	1,21
Tipo B	c (kPa)	Normal	8,3	3,8	13,5	1,62
	ϕ (°)	Normal	27,9	24,9	30,8	0,97

Pretendendo-se a utilização dos parâmetros coesão e ângulo de atrito instantâneos, será necessário, tal como no cálculo determinístico, avaliar cada situação sob as diferentes condições, pois para uma variação da tensão normal, serão obtidos diferentes valores de c_i e de ϕ_i e as respetivas variações serão também diferentes. Será portanto apresentado o cálculo para um exemplo concreto no decorrer da análise probabilística.

8.3. ANÁLISE DE CASOS DE ESTUDO

8.3.1. ESCORREGAMENTO PLANAR

À semelhança do que ocorre na análise determinística dos casos nos quais pode ocorrer escorregamento planar, faz-se uma primeira análise mais detalhada à situação 32 utilizando o critério de Barton-Bandis e o critério de Mohr-Colomb. Para as restantes situações são apresentados as probabilidades de rotura para as diferentes condições analisadas pelo critério de Barton-Bandis.

8.3.1.1. Análise detalhada da situação 32

Considerando então constantes os valores relativos à geometria do talude, fazem-se variar de acordo com uma lei de distribuição normal os valores do pendor e azimute da família de descontinuidades $1m$ do trecho t_3 de acordo com o Quadro 58 e Quadro 59, respetivamente. Relativamente aos parâmetros de resistência, numa primeira análise e tendo em conta o maciço ser do tipo A, fazem-se variar de acordo com o Quadro 60 os valores relativos ao critério de Barton-Bandis. Considerando esta variação de valores quando atuam apenas forças gravíticas obtém-se uma probabilidade de rotura $PF = 33\%$. Na Figura 113 apresenta-se o resultado da distribuição de probabilidades.

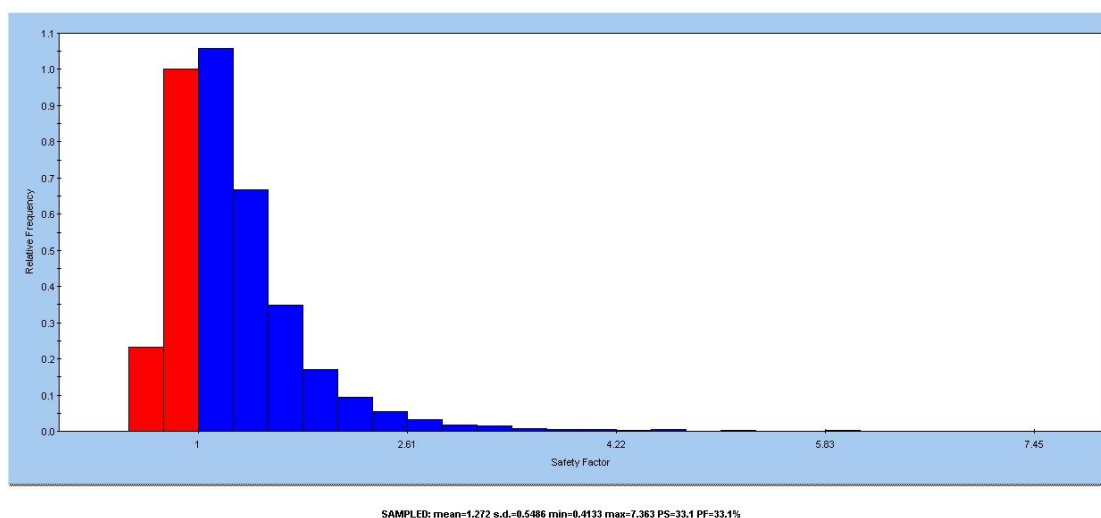


Figura 113 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura mediante atuação de forças gravíticas (BB)

Considerando a presença da pressão de água, não variando esta de acordo com nenhuma lei estatística, chega-se ao valor de probabilidade de rotura $PF = 71\%$. Como é natural, com a diminuição dos parâmetros de resistência, o valor de FS tende a diminuir, sendo o seu valor mais frequente 0,88. Tal situação verifica-se na distribuição da Figura 114.

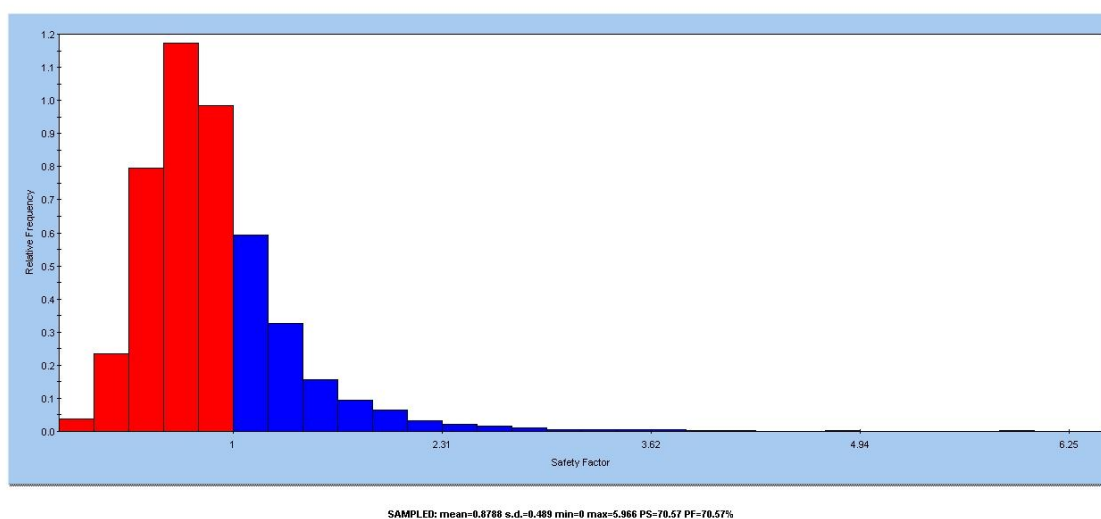


Figura 114 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água (BB)

Para um coeficiente sísmico constante $k_h = 0,08$ o gráfico da densidade de probabilidade tem o aspeto apresentado na Figura 115 tomando o valor da probabilidade de rotura $PF = 55\%$.

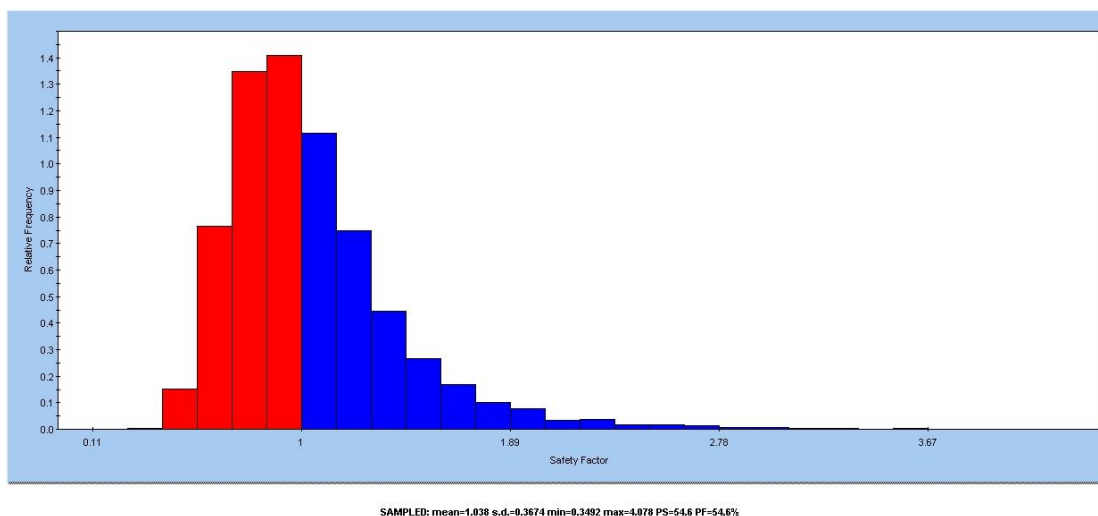


Figura 115 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de uma ação sísmica (BB)

Sobrepondo os efeitos anteriormente mencionados, situação muito improvável de ocorrer, a probabilidade de rotura aumenta naturalmente. Toma o valor de $PF = 85\%$ sendo que FS passa a ter como valor mais frequente 0,70, como indicado na Figura 116.

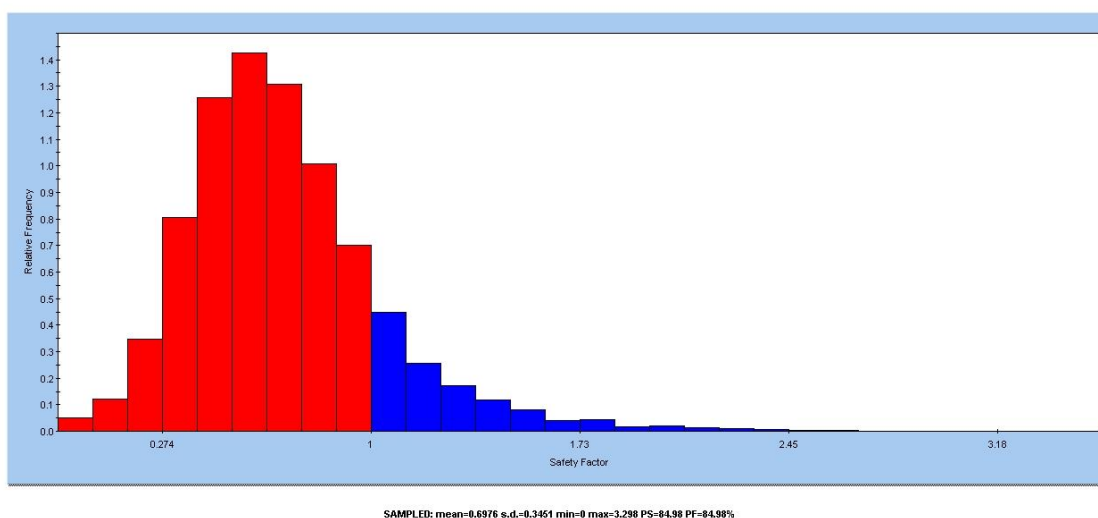


Figura 116 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água e ação sísmica em simultâneo (BB)

Considerando agora a análise probabilística utilizando o modelo de Mohr-Coulomb, para o qual os parâmetros variam de acordo com o Quadro 61, tem-se uma probabilidade de rotura $PF = 22\%$ quando atuam exclusivamente forças gravíticas. Para esta probabilidade a média da distribuição assume um valor igual a 1,35. O gráfico das densidades de probabilidade para este caso apresenta-se na Figura 117.

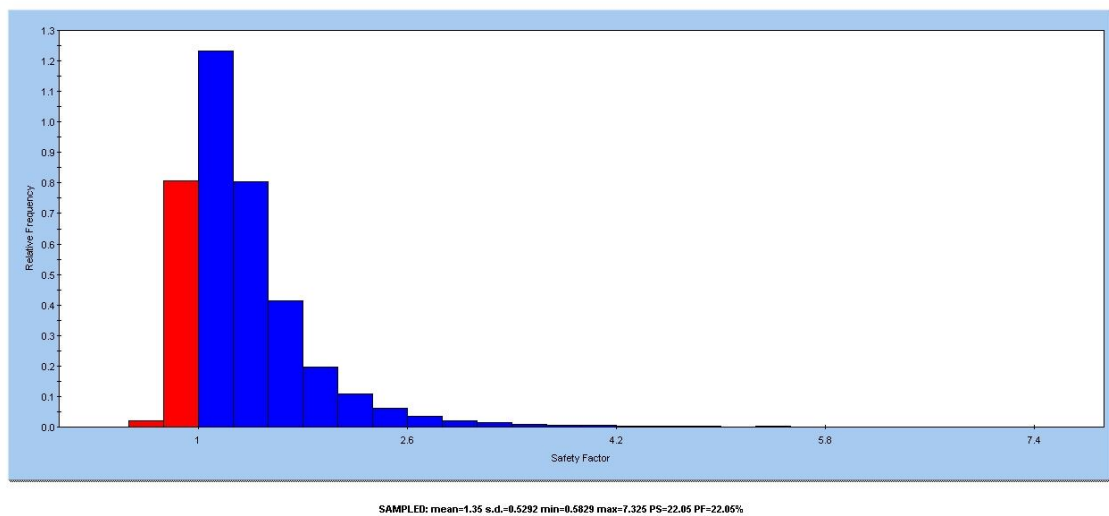


Figura 117 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura mediante atuação de forças gravíticas (MC)

Quando considerada a ação da pressão da água o valor da probabilidade de rotura aumenta para $PF = 61\%$. A Figura 118 representa a análise probabilística nas referidas condições.

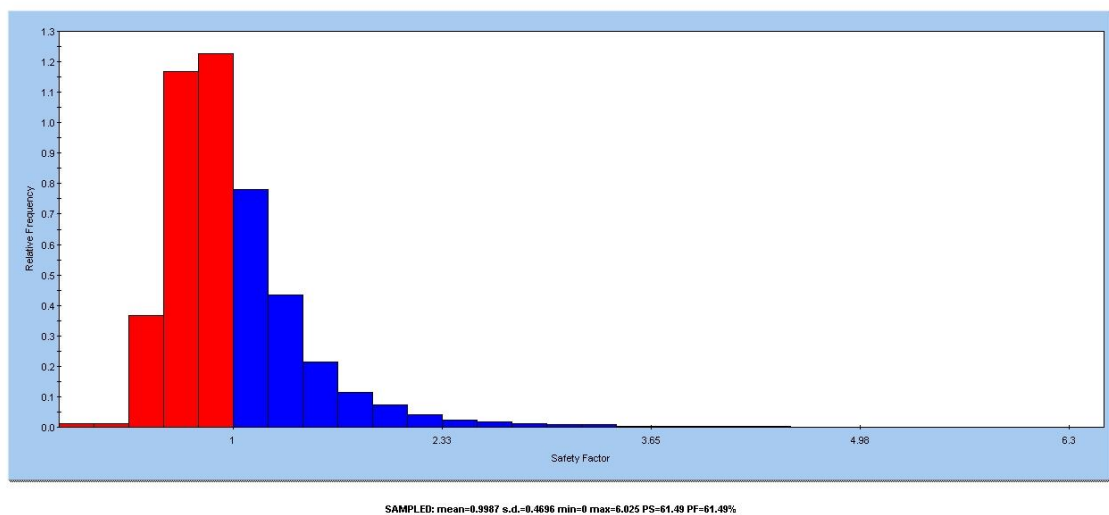


Figura 118 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água (MC)

Considerando novamente a força sísmica constante, mas agora para o critério de Mohr-Coulomb obtém-se uma probabilidade de rotura $PF = 45\%$, tal como indicado na Figura 119.

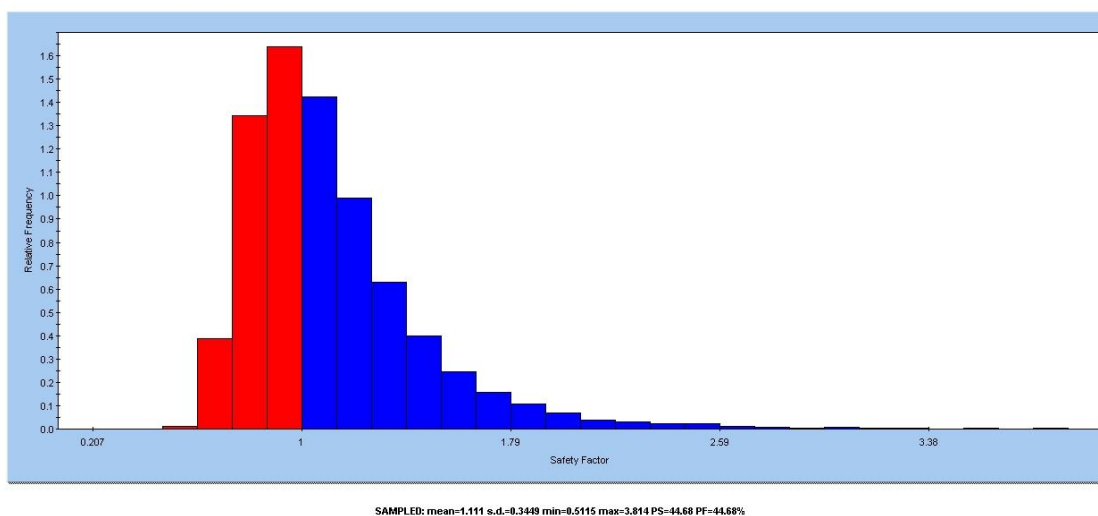


Figura 119 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de uma ação sísmica (MC)

Por último, considerando a situação mais gravosa, mas muito improvável, quando o peso próprio, a ação da pressão da água e a força sísmica atuam simultaneamente, a probabilidade de rotura aumenta, naturalmente, em relação às anteriores situações tomando o valor $PF = 79\%$. Para esta probabilidade de rotura o valor mais frequente para o coeficiente de segurança é $FS = 0,81$. Esta análise é apresentada na Figura 120.

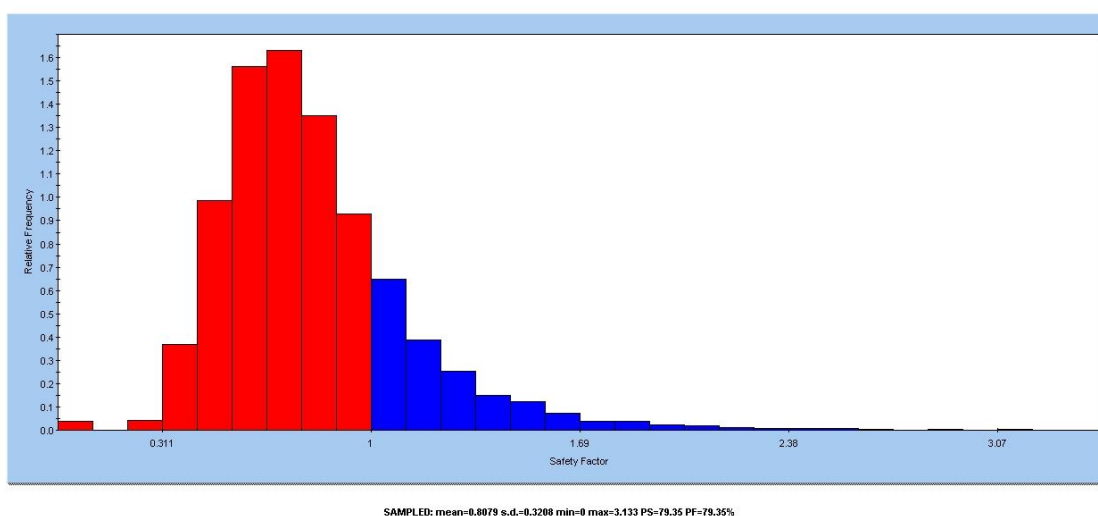


Figura 120 – Situação 32: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de pressão de água e ação sísmica em simultâneo (MC)

Como referido anteriormente, pretendendo agora a utilização dos parâmetros coesão e ângulo de atrito instantâneos, é necessário definir o valor médio e a variação de cada parâmetro para cada uma das condições estudadas. Utilizando como valores médios os valores dos parâmetros c_i e ϕ_i anteriormente calculados para $JRC = 4$ e para mínimo relativo e máximo relativo os mesmos parâmetros calculados para JRC igual a 2 e a 6, respetivamente, constrói-se Quadro 62. Os parâmetros seguem distribuições normais e o desvio padrão será, tal como para as anteriores situações, um terço do desvio médio dos extremos em relação ao valor mais frequente.

Quadro 62 – Situação 32: Valores de c_i e ϕ_i a usar no cálculo probabilístico

Situação 32	σ_n (kPa)	JRC	τ (kPa)	c_i (kPa)	SD	ϕ_i (°)	SD
Forças gravíticas	59,24	2	31,18	1,1	1,12	26,9	1,62
		4	39,24	2,6		31,6	
		6	48,46	4,5		36,6	
FG + Água	39,62	2	21,16	0,8	0,39	27,2	1,75
		4	26,95	1,8		32,5	
		6	33,64	3,1		37,7	
FG + Forças Sísmicas	56,50	2	29,79	1,1	0,54	26,9	1,63
		4	37,55	2,5		31,8	
		6	46,42	4,3		36,7	
FG + Água + Forças Sísmicas	36,88	2	19,75	0,7	0,36	27,3	1,75
		4	25,20	1,6		32,6	
		6	31,52	2,9		37,8	

Feito o cálculo probabilístico nas referidas condições obtêm-se, uma vez mais, resultados condizentes com o modelo de Barton-Bandis. Não são apresentados os gráficos de densidade de probabilidades quando utilizados c_i e ϕ_i dado serem praticamente iguais aos apresentados para o modelo de Barton-Bandis, como seria de esperar (note-se que a geração de amostras é aleatória).

Os valores da probabilidade de rotura calculados para o critério de Barton-Bandis e para o critério de Mohr-Coulomb nas diferentes condições encontram-se resumidos no Quadro 63.

Quadro 63 – Situação 32: Probabilidades de rotura segundo diferentes condições e critérios

Probabilidades de Rotura				
Situação 32	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
BB	33%	71%	56%	85%
MC	22%	61%	45%	79%
MC (c_i ; ϕ_i)	33%	71%	56%	85%

Quando simulados os mesmos meios de estabilização que na análise determinística para esta situação (pregagens correspondentes a 492 kN/m), obtêm-se resultados cuja probabilidade de rotura é 0% para todas as condições.

8.3.1.2. Análise das situações estudadas em cada trecho

Depois de apresentada pormenorizadamente a situação 32, indicam-se agora no Quadro 64 os resultados obtidos para os valores da probabilidade de rotura nos restantes casos de escorregamento planar. O cálculo é feito pelo modelo de Barton-Bandis e quando válido, simulando os meios de estabilização.

Quadro 64 – Probabilidades de rotura para as situações de escorregamento planar (BB)

Probabilidades de Rotura						
Trecho	Situação	Medida Estabilização Simulada	Forças Gravíticas	FG + Água	FG + Forças Sísmicas	FG + Água + Forças Sísmicas
t_2	14	-	65%	100%	92%	100%
	29	-	30%	89%*	53%	89%*
t_3	31	-	34%	89%*	57%	89%*
	32	-	33%	71%	56%	85%
	35	-	39%	89%*	62%	89%*

Nota:

Encontram-se assinalados com * os casos para os quais há anulação da tensão normal devido à presença de água

Para a compreensão de alguns valores do Quadro 64 torna-se conveniente recordar o conceito de PF (*Probability of Failure*) lembrando que o número total de blocos contabiliza tanto os blocos cujo deslizamento é cinematicamente possível como os casos em que não é possível.

$$PF = \frac{\text{Número de blocos que deslizam}}{\text{Número total de blocos}}$$

Relativamente à única situação analisada no trecho t_2 , a situação 14, obtêm-se probabilidades de rotura significativas. Tal como tinha sido concluído na análise determinística, a aplicação de drenos no maciço poderá remeter as situações mais críticas (presença de água) para a situação analisada com atuação exclusiva de forças gravíticas.

No trecho t_3 , os resultados apresentam probabilidades de rotura mais significativas apenas perante a presença de água.

Relativamente ao trecho t_4 , como se concluiu no capítulo relativo ao deslizamento planar na análise determinística, trata-se da formação de blocos muito reduzidos, sendo que perante a presença de pressões de água há anulação das tensões normais e uma perda de contacto entre o bloco e o maciço, não ocorrendo deslizamento. Posto isto, não faz sentido o cálculo para estas situações.

Em jeito de conclusão da análise ao Quadro 64, refere-se que os resultados obtidos são consequência dos parâmetros e suas variações admitidas e das geometrias atribuídas aos taludes. Os resultados obtidos aquando da consideração das pressões de água é consequência da ação extrema da mesma considerada no cálculo sendo que se consideram as descontinuidades completamente preenchidas por água. Assim, os resultados não traduzem necessariamente as condições do talude *in situ*.

8.3.2. DESLIZAMENTO EM CUNHA

Relativamente à análise probabilística dos casos do deslizamento em cunha procede-se de modo idêntico ao do deslizamento planar, tendo, claro está, que considerar a variação segundo a lei de distribuição normal para as duas descontinuidades. Também as leis de variação dos parâmetros de resistência têm que ser selecionadas para ambas as descontinuidades.

8.3.2.1. Análise detalhada da situação 24

Atentando então no caso já enunciado anteriormente, a situação 24, considera-se o deslizamento em cunha provocado pela interseção das famílias $1m$ e $3m$. Para ambas as famílias, o valor do pendor e do azimuth variam de acordo com leis de distribuição normais considerando os valores médios e desvio padrão do Quadro 58 e Quadro 59, respetivamente.

Considerando na análise probabilística o modelo de Barton-Bandis, é considerada a lei de distribuição normal para o valor de JRC de acordo com o Quadro 60, lembrando que em relação à classificação GSI se trata de um maciço do tipo B. Quando atuam exclusivamente forças gravíticas, a probabilidade de deslizamento é $PF = 38\%$ sendo o gráfico da densidade de probabilidades representado na Figura 121.

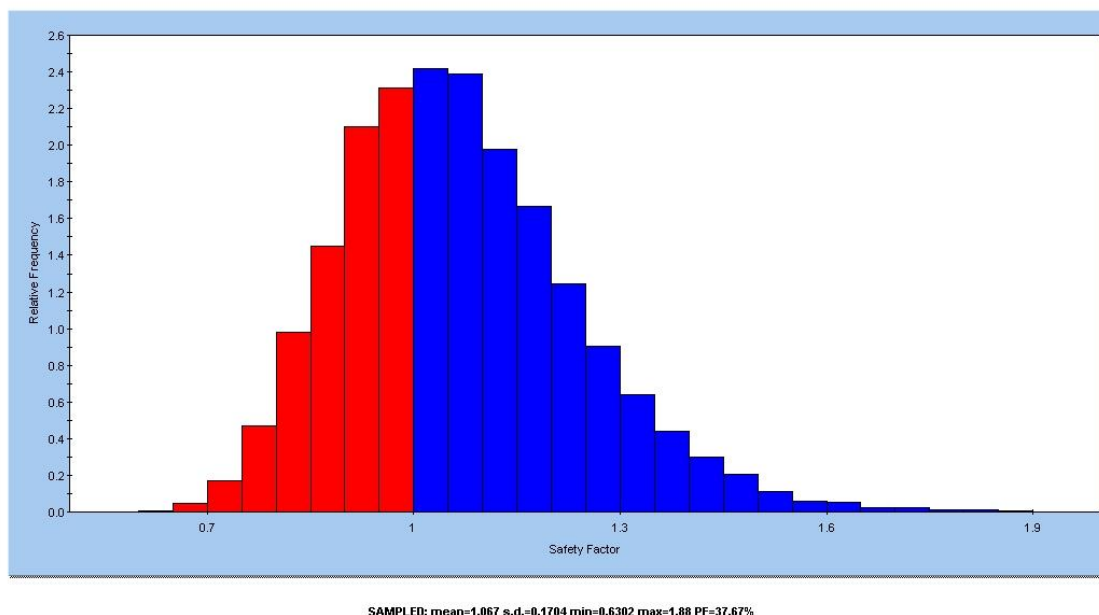


Figura 121 – Situação 24: Cálculo da probabilidade de rotura mediante atuação de forças gravíticas (BB)

Quando considerada a atuação da pressão da água ocupando completamente as descontinuidades, obtém-se uma probabilidade de rotura de aproximadamente 100%. Ora este valor, é um valor teórico, de acordo com os pressupostos anteriormente mencionados no qual se considera o preenchimento total das descontinuidades por água, não traduzindo uma situação real *in situ*.

Considerando agora a força sísmica horizontal devido a um coeficiente $k_h = 0,08$ obtém-se uma probabilidade de deslizamento de 78%. O respetivo gráfico da densidade encontra-se na Figura 122.

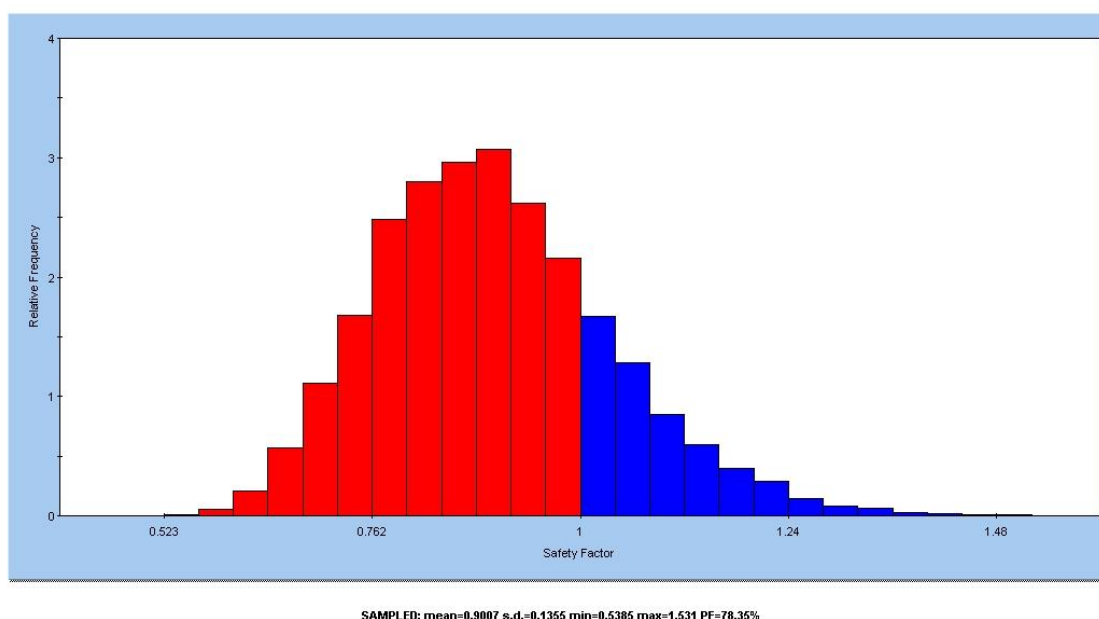


Figura 122 – Situação 24: Cálculo da probabilidade de rotura na presença de uma ação sísmica (BB)

Considerada a atuação simultânea da pressão da água e da ação gravítica tem-se, naturalmente, uma probabilidade de rotura $PF = 100\%$, sendo válida a justificação já dada relativamente à presença da pressão de água.

Para o cálculo das probabilidades de rotura para a mesma situação, mas utilizando o modelo de Mohr-Coulomb, faz-se variar a coesão e o ângulo de atrito de acordo com o Quadro 61. Os gráficos têm forma idêntica aos do anterior critério, pelo que, não se apresentam para este caso. Relativamente ao cálculo em termos de coesão e ângulo de atrito instantâneos, segue-se o modelo apresentado no cálculo probabilístico relativamente ao deslizamento planar, tendo, claro está, que ser considerada a variação do modelo separadamente para cada plano de descontinuidade. Para o presente caso é apenas considerado um dos planos visto o deslizamento ocorrer segundo esse plano. Desta feita, não se procedeu ao cálculo visto ter sido já demonstrado não só o processo mas também que os resultados obtidos são iguais aos do critério de Barton-Bandis. Os resultados da análise probabilística utilizando o modelo de Barton-Bandis e de Mohr-Coulomb apresentam-se no Quadro 65.

Quadro 65 – Situação 24 (famílias 1m e 3m): Probabilidades de rotura segundo diferentes condições e critérios

Probabilidades de Rotura			
Situação 24 (1m e 3m)	Critério de rotura	Forças Gravíticas	FG + Forças Sísmicas
-	BB	38%	78%
	MC	10%	41%
Pregagens	BB	23%	69%
	MC	4%	29%

Como foi referido, quando considerada a presença de água, e mediante os modelos e pressupostos assumidos obtêm-se probabilidades de rotura extremamente elevadas, não correspondendo estas necessariamente às condições do talude *in situ*.

Apesar de se verificar o que foi referido na análise determinística, que seria necessário simular novamente os meios de estabilização para obter probabilidades de rotura mais baixas, lembra-se também que o objetivo da aplicação de meios de estabilização em obras de engenharia é na maioria das vezes reduzir as probabilidades de rotura, e não anulá-las completamente, algo que se verifica neste caso. Relativamente aos valores de probabilidade de rotura calculados quando considerada a presença de água, mantêm-se extremamente elevados. É importante recordar que o resultado da análise probabilística no *Swedge* quando aplicadas pregagens pode apresentar diferenças associadas ao facto de serem atribuídas distribuições às orientações das famílias de descontinuidades levando à formação de diferentes cunhas e direções de deslizamento, mantendo-se constante a direção e inclinação da pregagem (para este caso, normal ao talude e com azimute 177°).

8.3.2.2. Análise das situações estudadas em cada trecho

Relativamente ao trecho t_2 , analisa-se a situação 42 na qual os valores vão de encontro aos obtidos na análise determinística. As probabilidades de rotura são elevadas, no entanto, tal como para a análise determinística, estamos perante uma análise simplificada, não se pretendendo a análise da estabilidade do talude, mas a comparação entre diferentes abordagens. Quando considerada a presença de água tem-se uma probabilidade de rotura para a qual à uma anulação da tensão normal. Mediante a simulação de ancoragens, verifica-se uma diminuição significativa das probabilidades de rotura sendo que para condições de atuação exclusiva de forças gravíticas se dá uma diminuição da probabilidade de rotura de 78% para 30%.

No que toca à análise do trecho t_4 , de acordo com os dados geométricos assumidos, formam-se cunhas cujas linhas de interseção dos planos de descontinuidades apresentam pendores muito elevados, sendo estes de pequenas dimensões. Na presença de água estas cunhas perdem facilmente o contacto com as paredes do plano de descontinuidade por anulação das tensões, justificando-se assim os elevados valores da probabilidade de rotura. Este fenómeno, como já foi referido, trata-se do destacamento pontual de alguns blocos, não sendo um deslizamento em cunha característico e podendo ser controlado com recurso à rede de dupla torção. Não se apresentam portanto resultados da análise probabilística relativamente a este trecho.

9

CONCLUSÕES

9.1. COMPARAÇÃO ENTRE AS ABORDAGENS

No presente capítulo pretende-se fazer uma comparação e resumo dos resultados obtidos com as diferentes abordagens, cálculo determinístico e cálculo probabilístico.

9.1.1. CRITÉRIOS DE ROTURA, DESCONTINUIDADES E GEOMETRIA DOS TALUDES

Relativamente às orientações das descontinuidades foram utilizados os valores médios do pendor e azimuth das famílias de descontinuidades para a análise determinística. Do ponto de vista probabilístico, foi seguida uma lei de distribuição normal utilizando os valores médios da análise determinística e os valores extremos definidos de acordo com o intervalo de variação de cada orientação. O valor do desvio padrão foi tomado como um terço da média dos desvios dos valores extremos em relação ao valor médio.

No que toca à utilização dos parâmetros de resistência, foi seguido um procedimento análogo. Foram definidos os valores médios para a análise determinística. Na análise probabilística foram consideradas as variações segundo uma distribuição normal sendo o valor médio da distribuição o tomado na análise determinística. Foram identificados os extremos, e o valor do desvio padrão foi considerado um terço do desvio médio dos extremos em relação à média. Para o critério de Barton-Bandis, assumiu-se uma lei de distribuição normal para o JRC , mantendo constantes os valores do JCS e ϕ_r . Para o critério de Mohr-Coulomb consideraram-se distribuições normais da coesão e ângulo de atrito, sendo o valor médio dos parâmetros obtido quando JRC é 4, e os valores mínimo e máximo obtidos quando JRC é 2 e 6, respetivamente. O Quadro 66 resume os valores utilizados nas duas análises, sendo que para a análise determinística é apenas válido o valor da coluna “Média”.

Quadro 66 – Valores dos parâmetros resistentes do critério de Barton-Bandis e Mohr-Coulomb utilizados no cálculo determinístico (média) e probabilístico

Modelo Barton-Bandis	Parâmetro	Média	Mínimo	Máximo	Desvio Padrão
Tipo A	JRC	4	2	6	0,67
	JCS (kPa)	45000	-	-	-
	$\phi_r(^{\circ})$	22	-	-	-
Tipo B	JRC	4	2	6	0,67
	JCS (kPa)	20000	-	-	-
	$\phi_r(^{\circ})$	22	-	-	-
Modelo Mohr-Coulomb	Parâmetro	Média	Mínimo	Máximo	Desvio Padrão
Tipo A	c (kPa)	8,5	3,9	14,2	1,72
	$\phi_r(^{\circ})$	29,3	25,6	32,9	1,21
Tipo B	c (kPa)	8,3	3,8	13,5	1,62
	$\phi_r(^{\circ})$	27,9	24,9	30,8	0,97

Nos cálculos com a coesão e o ângulo de atrito instantâneos os resultados são coincidentes com os do modelo de Barton-Bandis quer na análise determinística quer na análise probabilística. O cálculo foi feito apenas para um dos casos visto ser um processo onde é necessário o cálculo de novos parâmetros para diferentes tensões normais aplicadas no maciço (diferentes condições).

Na análise determinística para obtenção dos parâmetros foram calculados os valores de c_i e ϕ_i analiticamente para JRC igual 4. Relativamente à análise probabilística foram considerados os mesmos valores de c_i e ϕ_i como valores médios e o mínimo e máximo os valores obtidos para c_i e ϕ_i quando JRC é 2 e 6, respetivamente.

A geometria dos taludes foi definida de acordo com os dados fornecidos e, para a análise probabilística, não se admitiram quaisquer variações da mesma.

9.1.2. DESLIZAMENTO PLANAR

Comparando agora as abordagens, no que diz respeito ao deslizamento planar, atenta-se na situação 32, estudada com maior detalhe.

Os resultados das diferentes análises para a situação 32 apresentam-se no Quadro 67. Relativamente ao cálculo probabilístico apresentam-se os valores de FS médio.

Quadro 67 – Análise comparativa das abordagens relativamente ao deslizamento planar na situação 32

Situação 32	Análise	Forças Gravíticas		FG + Água		FG + Forças Sísmicas		FG + Água + Forças Sísmicas	
-	Determinística	1,09		0,32		0,92		0,24	
	Probabilística	33%	1,27	71%	0,88	56%	1,04	85%	0,70
Pregagens	Determinística	2,15		1,80		1,84		1,53	
	Probabilística	0%	2,30	0%	1,92	0%	1,94	0%	1,61

Na análise cinemática feita no *Dips* obtém-se uma percentagem de risco de ocorrência de deslizamento planar de 61%. Esta pré-análise é concordante com os resultados obtidos na análise determinística e probabilística. Também estes são concordantes entre si, obtendo-se resultados da probabilidade de rotura mais elevados quando obtidos coeficientes de segurança mais reduzidos (condições extremas de presença de água). Para esta situação, quando simuladas pregagens obtêm-se novos coeficientes de segurança, naturalmente superiores. Nestas condições as probabilidades de rotura tomam o valor 0%.

9.1.3. DESLIZAMENTO EM CUNHA

Começa por se analisar a situação estudada com maior detalhe, situação 24.

Quadro 68 – Análise comparativa das abordagens relativamente ao deslizamento em cunha na situação 24

Situação 24	Análise	Forças Gravíticas		FG + Água		FG + Forças Sísmicas		FG + Água + Forças Sísmicas	
-	Determinística	1,02		0,50		0,86		0,41	
	Probabilística	38%	1,07	100%*	0,50	78%	0,90	100%*	0,41
Pregagens	Determinística	1,07		0,54		0,91		0,45	
	Probabilística	23%	1,12	100%*	0,55	69%	0,95	100%*	0,46

Nota:

Encontram-se assinalados com * os casos para os quais há anulação da tensão normal devido à presença de água

Relativamente às diferentes abordagens, a situação foi já analisada individualmente para cada uma delas, e quando comparadas, verifica-se uma concordância dos resultados, para fatores de segurança aproximados a 1, os valores de probabilidade de rotura são baixos. O resultado de 100%* quando considerada a presença de água poderá estar associado ao modelo utilizado no cálculo, que é muito penalizador visto considerar que as descontinuidades se encontram completamente preenchidas. Em relação aos valores obtidos quando simuladas pregagens verifica-se um aumento dos coeficientes de segurança e diminuição das probabilidades de rotura em quando comparados aos obtidos sem a simulação das mesmas. No que toca às condições de presença de água, os valores da probabilidade de rotura mantêm-se nos 100%, no entanto, há um aumento do valor médio de FS.

9.2. CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO

Ao longo do trabalho pretendeu-se explicar as metodologias de análise determinística e análise probabilística aplicadas ao deslizamento de blocos fazendo uma comparação dos resultados das duas abordagens. Para este estudo foram considerados como exemplos de cálculo os taludes adjacentes à EN222. Recorreu-se a programas informáticos da *Rocsience* para identificação de possíveis instabilidades (*Dips*) que foram em seguida analisadas segundo as duas abordagens mencionadas. Para esta análise foram consideradas situações cuja potencial instabilidade é o deslizamento planar, tendo-se recorrido à utilização do *RocPlane*, e situações cuja potencial instabilidade é o deslizamento em cunha, sendo utilizado na análise o *Swedge*.

Relativamente à abordagem determinística, cujo resultado é o valor de FS (coeficiente de segurança), o cálculo foi feito utilizando os valores médios para todas as variáveis, tanto relativas à geometria do talude, como relativas aos parâmetros resistentes.

Para o cálculo probabilístico, cujo resultado é PF (probabilidade de rotura), foram tomados os mesmos valores médios que no cálculo determinístico, considerando no entanto, variações de acordo com distribuições normais de parâmetros tanto relativos às orientações das descontinuidades como aos

parâmetros resistentes. Para a geração de amostras no cálculo probabilístico recorreu-se ao método do Hipercubo Latino visto ter sido demonstrado que basta gerar um terço das amostras para obter resultados tão satisfatórios como o método de Monte Carlo.

Na análise segundo as duas abordagens concluiu-se que os resultados obtidos são concordantes, isto é, coeficientes de segurança altos correspondem a probabilidades de rotura baixas e vice-versa. Quando simulados meios de estabilização como ancoragens ou pregagens identifica-se alguma discrepância nos resultados obtidos pelas duas abordagens, mais concretamente nos casos de deslizamento em cunha. Nestas condições, acabou por se credibilizar mais a análise determinística, isto porque, na análise probabilística do *Swedge*, fazem-se variar as orientações das descontinuidades sendo consequentemente geradas diferentes cunhas, no entanto, a direção de aplicação do sistema de estabilização é constante, podendo na geração de algumas amostras ser ineficaz.

Fazendo uma comparação entre os resultados obtidos por ambas as abordagens e na pré-análise no *Dips* conclui-se que deve ser realizada para uma identificação prévia quando conhecidas as características do talude e das descontinuidades. Em geral, para os casos dos taludes com deslizamento planar ou em cunha o *Dips* dá uma boa estimativa cinemática da ocorrência de deslizamentos. Quando foi considerado um talude de orientação e pendor fixos para cada trecho, os resultados afastaram-se devido à grande variação dos pendores e azimutes dos taludes, bem como das orientações das descontinuidades.

Pretendeu-se ainda, em ambas as abordagens, recorrer ao cálculo da resistência ao corte das descontinuidades utilizando diferentes critérios de rotura, nomeadamente o critério de Barton-Bandis, calculado em função dos parâmetros *JRC*, *JCS* e ângulo de atrito residual e o critério de Mohr-Coulomb com a coesão e o ângulo de atrito equivalentes e instantâneos. Comparando os resultados obtidos na análise pelo critério de Mohr-Coulomb, ainda que diferentes, estes aproximam-se, visto serem obtidos por intermédio de regressões lineares através da envolvente de rotura de Barton-Bandis com valores de r^2 praticamente iguais a 1.

Quando comparada a análise em termos de coesão e ângulo de atrito instantâneos com o critério de Barton-Bandis são obtidos os mesmos resultados, sendo no entanto um processo mais penoso visto para cada tensão normal ser necessário o cálculo de c_i e ϕ_i específicos.

Os taludes analisados do percurso estudado da EN 222 são tratados com programas informáticos simples que usam como base métodos de representação estereográfica e de equilíbrio limite. São utilizados valores médios nos cálculos determinísticos e a geometria de cada talude é definida de forma aproximada. Para além disto, recorre-se a simplificações, não considerando por exemplo parâmetros também importantes como a persistência das descontinuidades, que quando apresenta valor reduzido, contribui para um aumento da resistência e consequentemente para um aumento dos coeficientes de segurança e diminuição das probabilidades de rotura. Foram ainda consideradas situações extremas (atuação de pressões de água que preenchem completamente as descontinuidades e ações sísmicas bastante severas) cuja probabilidade de ocorrência é muito reduzida. O estudo feito dá uma ideia geral da influência das diversas condições ocorrentes no maciço, permitindo a comparação entre diferentes abordagens tendo em consideração diferentes critérios de rotura.

9.3. RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Relativamente ao tema estudado no presente trabalho, entende-se que poderão ser efetuados desenvolvimentos futuros de acordo com os seguintes pontos:

a) O EC7 (Eurocódigo 7) prevê coeficientes parciais de segurança para a Abordagem de Cálculo 1 para situações persistentes e transitórias na verificação de segurança do estado limite último tipo GEO.

O estado limite último GEO abrange a rotura ou deformação excessiva do solo, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente. No Quadro 69 encontram-se os coeficientes parciais de segurança a utilizar.

Quadro 69 – Abordagem de cálculo 1 – coeficientes de segurança parciais relativos às ações e às propriedades do terreno (NP EN 1997-1:2010)

Combinação	Ações (γ_F)			Propriedades do terreno (γ_M)		
	Permanente (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	tg ϕ'	c'	c_u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis			
1	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00
2	1,00	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40

Nota:

De acordo com o Anexo Nacional, nos problemas de estabilidade de taludes os coeficientes de segurança parciais a usar na combinação 2 para a tg ϕ' e para c' devem ser tomados iguais a 1,5.

Como se percebe, fazendo uma abordagem pelo critério de Mohr-Coulomb tornam-se de fácil aplicação os coeficientes parciais de segurança relativos à coesão e ao ângulo de atrito, no entanto, foi referido ao longo da dissertação que o critério de Barton-Bandis traduz resultados mais fidedignos para obtenção da tensão de corte nas paredes das descontinuidades, e que este se caracteriza pelos parâmetros JRC , JCS e ϕ_r . Visto o EC7 não prever coeficientes parciais de segurança para os parâmetros mencionados pensa-se ser de interesse a aplicação da coesão e ângulo de atrito instantâneos. Como referido na dissertação, quando conhecida a tensão normal aplicada no plano de descontinuidades podem ser obtidos os parâmetros c_i e tg ϕ_i a partir da tangente à envolvente de rotura de Barton-Bandis. Deste modo, em desenvolvimentos futuros, quando pretendido o cálculo respeitando o EC7 e conhecida tanto a tensão normal no plano da descontinuidade como os parâmetros referentes ao critério de Barton-Bandis, será de todo interesse a aplicação dos coeficientes parciais de segurança aos parâmetros c_i e tg ϕ_i .

b) Como já referido anteriormente, o presente estudo não tem em consideração a persistência das descontinuidades, o que contribui para que os resultados não traduzam situações de taludes *in situ*. Sugere-se então que futuramente se explore a influência deste parâmetro relativamente a este estudo. A persistência define-se como a extensão em área de uma descontinuidade. É um dos parâmetros que maior influência tem no comportamento dos maciços rochosos, no entanto, é um dos mais difíceis de quantificar, dada a dificuldade de medição de tais áreas. A persistência das descontinuidades tem grande incidência na estabilidade dos maciços rochosos sendo particularmente importante em certos problemas de taludes, tal como o presente estudo. Dado que a superfície das descontinuidades é normalmente de baixa resistência, a sua dimensão em face do problema estudado é um fator muito importante. Quando a persistência é baixa, a resistência do maciço fica repartida em duas parcelas, uma correspondente à área da descontinuidade e a outra, normalmente muito superior, correspondente à resistência ao corte das “pontes” de rocha.

c) Durante o presente trabalho, no que toca à análise probabilística, não foi admitida a variação de parâmetros geométricos referentes aos taludes. Vê-se com interesse a atribuição de leis de distribuição a parâmetros como a altura ou inclinação do talude. Este ponto poderá ser tido em conta numa continuação do desenvolvimento deste tema ou em estudos semelhantes.

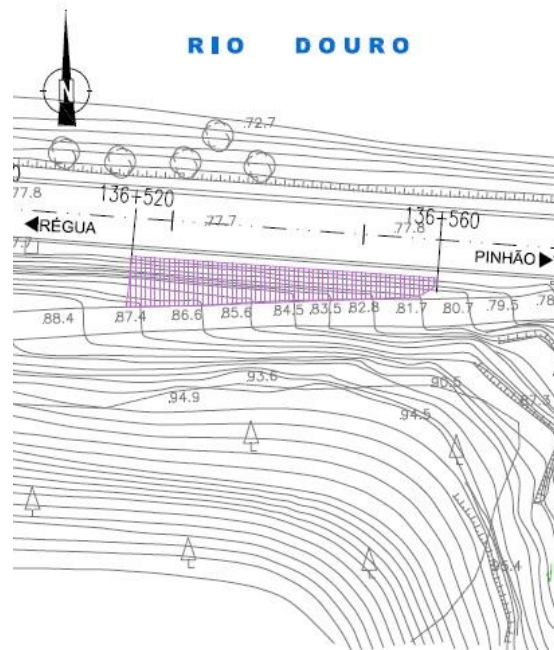
BIBLIOGRAFIA

- Barton, N.R. (1973). *Review of a new shear strength criterion for rock joints*.
- Barton, N.R. (1976). *The shear strength of rock and rock joints*
- Barton, N.R. & Bandis, S.C. (1990). *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In Rock joints, proc. int. symp. on rock joints, . Loen, Norway.*
- Barton, N.R., & Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*: Wiley.
- Carvalho, Cansado. (2010). *Eurocódigo 8 - Ação Sísmica e Edifícios*. LNEC.
- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J. (1967). *Design of surface and near surface construction in rock. . Retrieved from*
http://www.rocscience.com/hoek/corner/3_Rock_mass_classification.pdf
- DYWIDAG. (2013a). DYWIDAG-Systems International - Bar Anchors & Rock Bolts from
<http://www.dywidag-systems.com/emea/products/geotechnic/dywidag-bar-anchors/anchor-types.html>
- Geologia de Engenharia*. (2012). Textos de apoio de Geologia de Engenharia FEUP Celso Lima, José Eduardo Menezes, A. Topa Gomes
- Hoek. (2007). *Practical Rock Engineering*.
- Hoek, E. & Bray, J. (1999). *Rock Slope Engineering Revised Third Edition, Institute of Mining and Metallurgy*. Londres.
- IPMA. (2012). Instituto Português do Mar e da Atmosfera - Escala de Mercalli Modificada (1956). from
<http://www.ipma.pt/pt/enciclopedia/geofisica/escalas.macro/index.html>
- ISRM. (1981). International Society for Rocks Mechanics - Basic geotechnical description of rock masses. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics Abstracts from <http://www.isrm.net/gca/?id=51>
- Marinos, P , & Hoek. (2000). *GSI - A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. Paper presented at the Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos. Vol.2: Introdução à Engenharia Geotécnica*: FEUP Edições.
- Pierson, L.A. & Van Vickle, R. . (1993). *Rockfall Hazard Rating System*.
- Rocscience. (2013a). Dips Utilities - JTDist. from <http://www.rocscience.com/products/1/feature/163>
- Rocscience. (2013b). RocPlane - Planar sliding stability analysis for rock slopes
- Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo. (2002). *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall, Madrid: Pearson Educación.

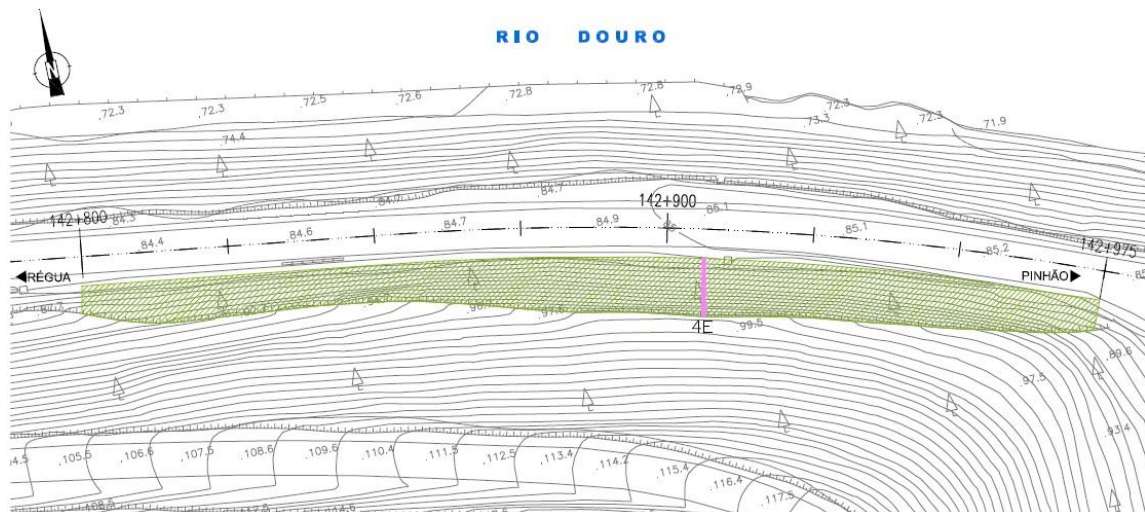
ANEXOS

ANEXO I – PLANTAS DAS SITUAÇÕES ESTUDADAS

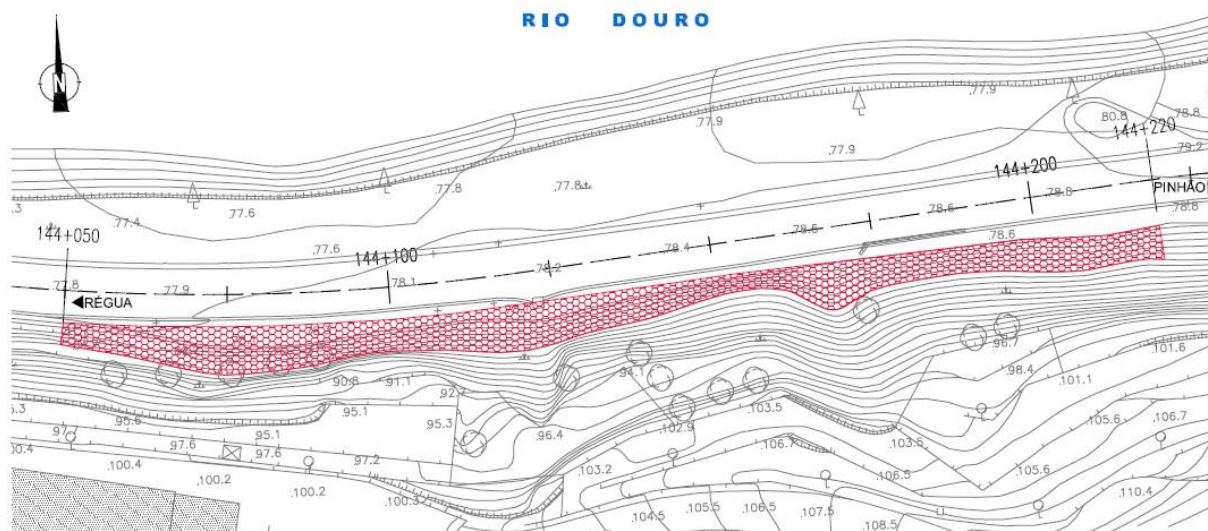
PLANTA
SITUAÇÃO 14
km 136+520 a 136+560
Escala: 1/750

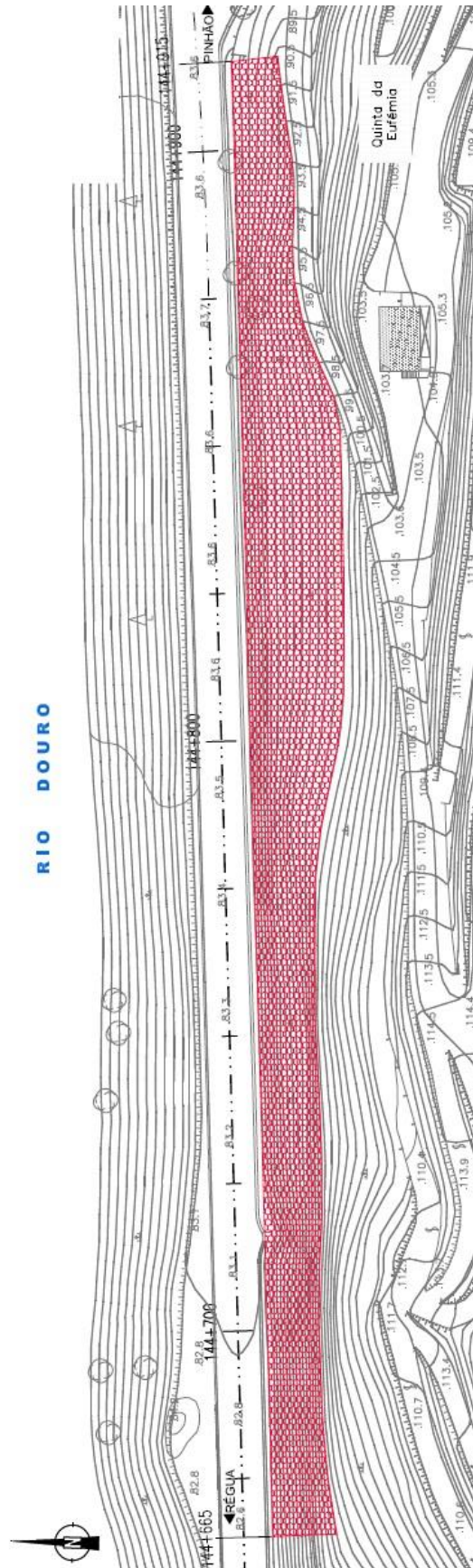


PLANTA
SITUAÇÃO 29
km 142+800 a 142+975
Escala: 1/750



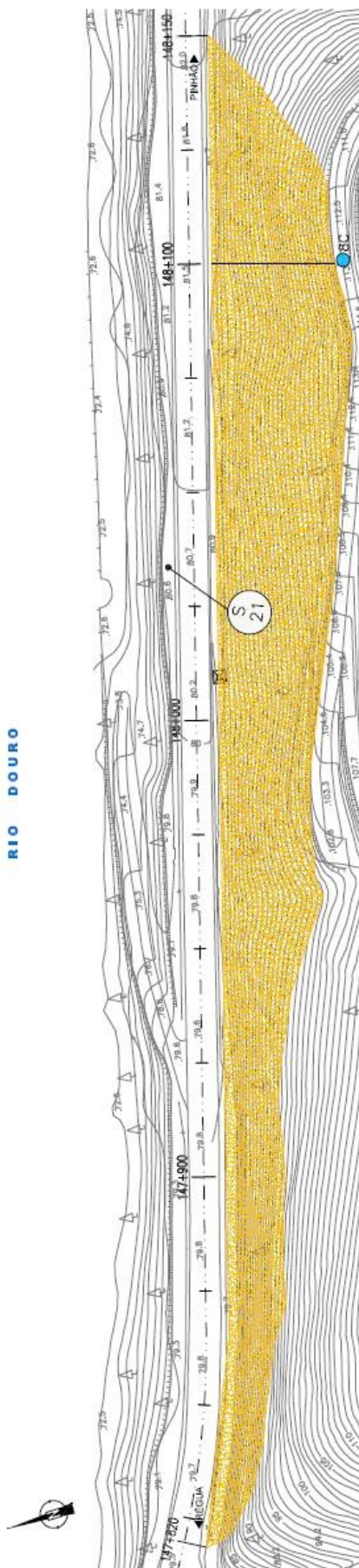
PLANTA
SITUAÇÃO 31
km 144+050 a 144+220
Escala: 1/750



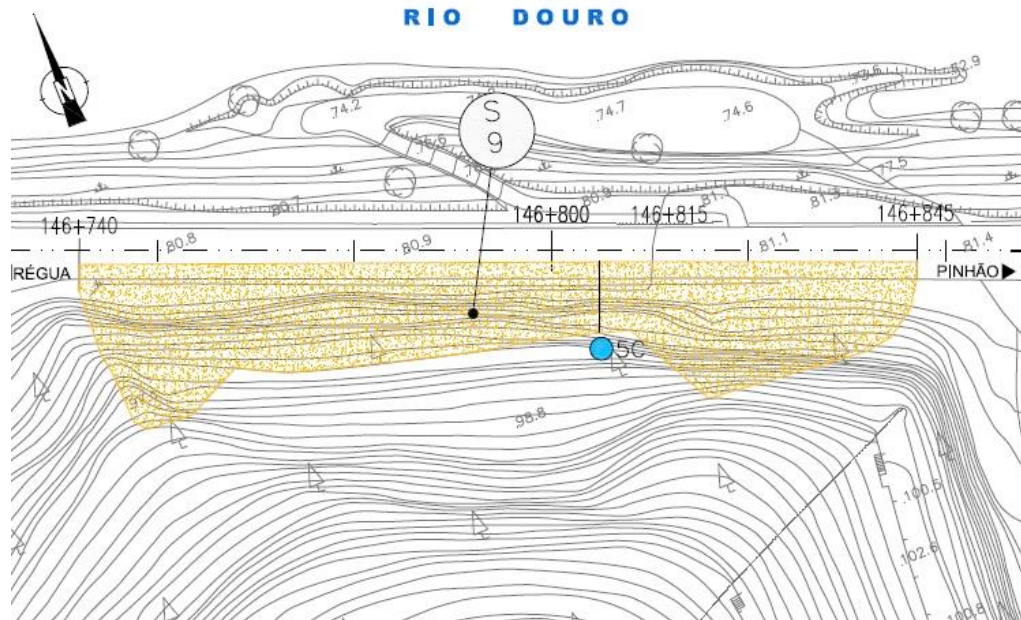


PLANTA
SITUAÇÃO 46
km 147+820 148+150
Escala: 1/750

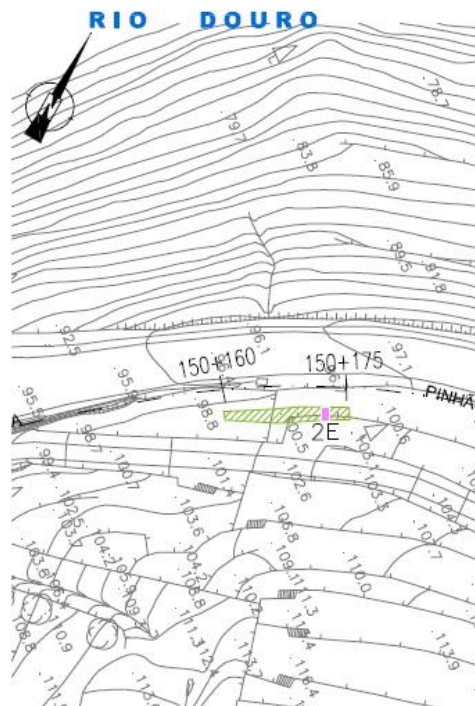
RIO DOURO



PLANTA
SITUAÇÃO 42
km 146+740 a 146+845
Escala: 1/750



SITUAÇÃO 57
km 150+160 a 149+175
Escala: 1/750

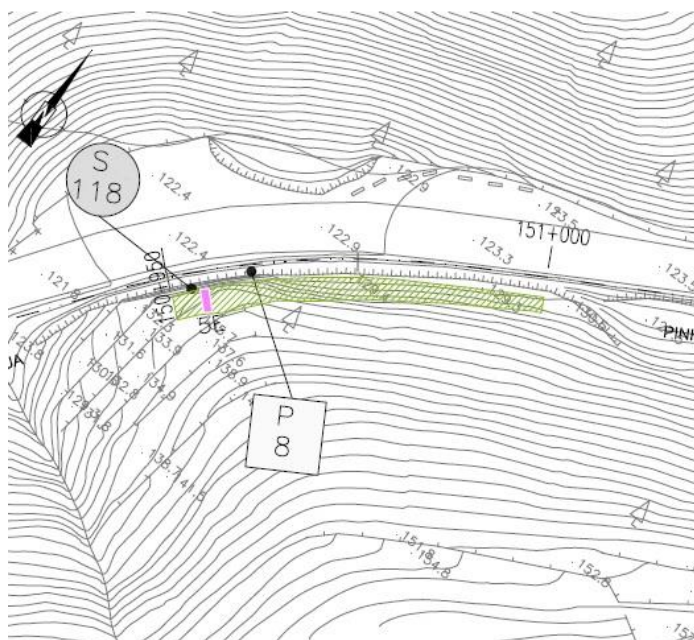


PLANTA
SITUAÇÃO 58
km 150+715 150+790
Escala: 1/750

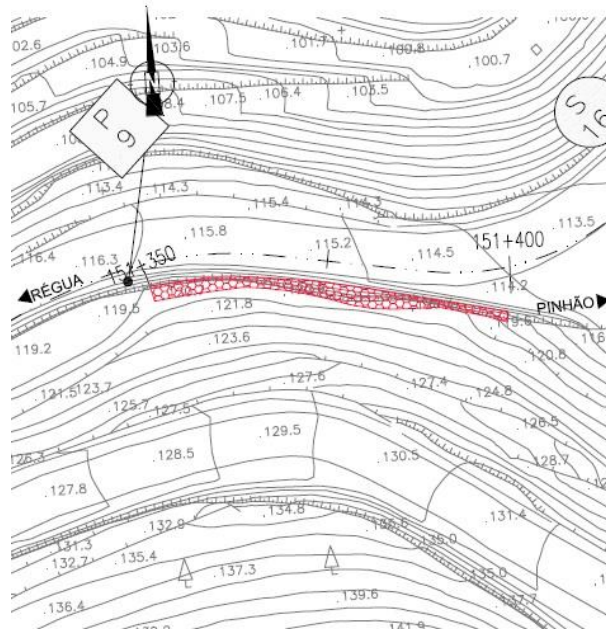


PLANTA
SITUAÇÃO 59
km 150+790 150+890
Escala: 1/750

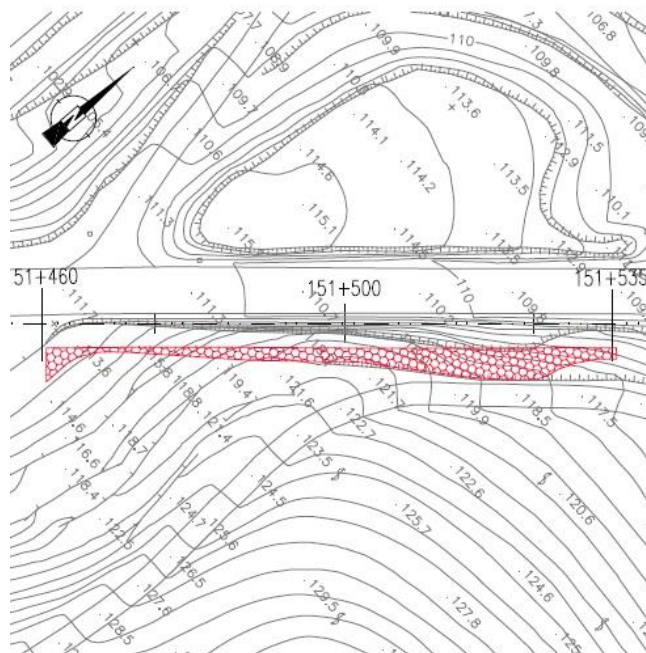
PLANTA
SITUAÇÃO 60
km 150+950 151+000
Escala: 1/750



PLANTA
SITUAÇÃO 63
km 151+350 151+400
Escala: 1/750



PLANTA
SITUAÇÃO 64
km 151+460 151+535
Escala: 1/750



ANEXO II – CATÁLOGO DE ANCORAGENS DYWIDAG SI (DYWIDAG, 2013)

type of bar	Permanent and Temporary Anchor			
	nominal diameter [mm]	steel grade [N/mm ²]	yield load [kN]	ultimate load [kN]
THREADBAR® with right-hand thread	26.5	950/1050WR	525	580
	32	950/1050WR	760	850
	36	950/1050WR	960	1,070
	40	950/1050WR	1,190	1,320
	47	950/1050WR	1,648	1,822
GEWI® Plus bar with right-hand thread	30	670/800	474	565
	35	670/800	645	770
	43	670/800	973	1,162
	57.5	670/800	1,740	2,077
	63.5	670/800	2,122	2,534
GEWI® bar with left-hand thread	40	500/550	628	691
	50	500/550	982	1,080
	63.5	555/700	1,758	2,217

ANEXO III – CATÁLOGO DE ANCORAGENS DYWIDAG SI (DYWIDAG, 2013)

type of bar	nominal diameter [mm]	steel grade [N/mm ²]	max. diameter over ribs [mm]	cross-sectional area A [mm ²]	load at yield [kN]	ultimate load [kN]
GEWI[®] bar with left-hand thread	16	500/550	18	201	101	111
	20	500/550	23	314	157	173
	25	500/550	28	491	246	270
	28	500/550	32	616	308	339
	32	500/550	36	804	402	442
GEWI[®] Plus with right-hand thread	18	670/800	21	254	170	204
	22	670/800	25	380	255	304
	25	670/800	28	491	329	393
	28	670/800	32	616	413	493
	30	670/800	34	707	474	565
GEWI[®] bar with right-hand thread THREADBAR[®] with right-hand thread	16	450/700	18	207	93	145
	15	900/1100	18	177	159	195
	26.5	950/1050WR	31	552	525	580
	32	950/1050WR	36	804	760	850