



**Carla Alexandra
Fernandes Barbosa**

**Soluções para Estabilização de Taludes Sujeitos a
Erosão Superficial.**



**Carla Alexandra
Fernandes Barbosa**

**Soluções para Estabilização de Taludes Sujeitos a
Erosão Superficial.**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro e co-orientação da Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes, Professora Associada da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Dedico esta tese de mestrado a três pessoas muito especiais: à minha mãe, M^a de Fátima Barbosa e às minhas irmãs, Isabel Barbosa e Odete Barbosa. Não imagino a minha vida sem vocês. Obrigada por tudo o que permitiram alcançar.

o júri

presidente

Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Doutora Cristina Maria Bastos Cunha Gomes
professora assistente convidada da Universidade do Minho

Professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Professora Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes
professora associada da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

agradecimentos

A realização da presente tese de mestrado, contou com o apoio e incentivos de professores, amigos e família, razões pelas quais não posso deixar de lhes agradecer.

Assim começo por expressar os meus sinceros agradecimentos às Professoras Margarida Lopes e Maria de Lurdes Lopes, minha orientadora e co-orientadora, respectivamente, não só, pela orientação e partilha de conhecimentos técnico-científicos, mas também, pelo optimismo, confiança e apoio prestado, durante todas as fases de desenvolvimento desta dissertação.

À minha mãe, M^a de Fátima Barbosa, pelo incentivo, amizade e amor incondicional.

Às minhas irmãs, Isabel Barbosa e Odete Barbosa, pela sua cumplicidade, amizade, mas sobretudo por estarem presentes sempre que precisei.

Aos meus cunhados, Pedro Vasconcelos e Luís Marques, pelo apoio e ajuda prestada.

A todos aqueles que contribuíram de forma directa ou indirecta para a realização deste trabalho, muito obrigada.

palavras-chave

Controlo de erosão, estabilização de taludes, geossintéticos, geocélulas, metodologias de dimensionamento, métodos de equilíbrio limite, análise numérica, SLOPE/W.

resumo

Esta tese aborda um problema actual, no domínio da engenharia civil, referente à erosão superficial em taludes e propõe soluções para a sua estabilização. Entre as diversas possibilidades para aumentar a estabilidade de taludes e travar o processo erosivo abordam-se as soluções menos agressivas para o ambiente, em que os geossintéticos desempenham o papel principal.

Este trabalho encontra-se estruturado em três partes. Na primeira, aborda-se o problema da erosão em taludes, cada vez mais premente, e os principais geossintéticos utilizados para o controlo de erosão e os respectivos métodos de dimensionamento. Na segunda, faz-se uma retrospectiva sobre os principais métodos utilizados para analisar a estabilidade de taludes, dando-se particular importância aos métodos de equilíbrio limite (MEL), nos quais o programa SLOPE/W, se baseia para calcular o factor de segurança (FS). Finalmente, analisa-se um problema real de instabilidade referente a uma encosta, situada em Santarém, para a qual foram propostas diferentes soluções para a sua estabilização. Por um lado, dimensionam-se dois sistemas de confinamento celular distintos com alteração da geometria do talude, por outro, na impossibilidade de os modelar numericamente no SLOPE/W, são equacionadas outras soluções e analisadas no SLOPE/W versão 7.03 (2007). Estas últimas propostas, para além do reperfilamento do talude contemplam, por exemplo, a substituição do solo superficial e a inclusão de reforços horizontais em geotêxteis.

keywords

Erosion control, stabilization of slopes, geosynthetics, geocells, design methods, equilibrium limit methods, numerically modeling, SLOPE/W.

abstract

This dissertation approaches an actual problem, in the domain of the civil engineering, regarding the superficial erosion on slopes and some solutions are proposed for their stabilization. Among the several possibilities to increase slope stability and to stop the erosive process less aggressive solutions for the environment were chosen, particularly the ones in which geosynthetics play the main role.

This work is structured in three parts. In the first, the erosion problem on slopes, more and more relevant, is approached and the main geosynthetics used for erosion control with the respective designs methods are presented. Next, it is done a retrospective of the main methods used to analyse the stability of slopes, giving priority to the balance limit equilibrium methods (LEM), on which the program SLOPE/W is based, to compute the factor of safety (FOS). Finally, a real problem of instability is analysed regarding a hillside, located in Santarém, for which different solutions to improve slope stability are proposed. On one side, after a change of geometry of the slope, two different cellular confinement systems are designed, and on the other side, facing the impossibility of modeling numerically these solutions with SLOPE/W, other solutions were set out and analyzed in SLOPE/W version 7.03 (2007). These last proposals, besides the re-shapement of the slope, contemplate also the replacement of the superficial layer of soil and the inclusion of horizontal reinforcements, using geotextiles.

Índice

LISTA DE SÍMBOLOS	XXII
LISTA DE ACRÓNIMOS	XXVII
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1. Motivação	1
1.2. Enquadramento	1
1.3. Objectivos	2
1.4. Estrutura da tese	2
CAPÍTULO 2 GEOSINTÉTICOS EM CONTROLO DE EROÇÃO SUPERFICIAL	5
2.1. Geossintéticos	5
2.1.1. Introdução	5
2.1.2. Tipos de geossintéticos. Definições	5
2.1.3. Funções desempenhadas pelos geossintéticos	9
2.2. Erosão	10
2.2.1. Introdução	10
2.2.2. Erosão hídrica superficial	10
2.2.3. Quantificação da erosão do solo	11
2.2.3.1. Equação universal da perda de solo	11
2.2.3.2. Métodos de carácter conceptual	14
2.3. Geossintéticos em controlo de erosão	14
2.3.1. Sistemas de prevenção e controlo da erosão hídrica	14
2.3.2. Características dos geossintéticos usados em controlo de erosão	17
2.3.2.1. Introdução	17
2.3.2.2. Redes de matéria vegetal (MCN)	18
2.3.2.3. Geotêxtil tecido de malha aberta (OWT)	19
2.3.2.4. Tapetes (ou mantas) de controlo de erosão (ECBs)	19
2.3.2.5. Tapetes de reforço (TRM)	20
2.3.2.6. Geocélulas	21
2.4. Soluções construtivas para controlo de erosão superficial com geossintéticos	23
2.4.1. Solução construtiva com RECPs	23
2.4.1.1. Solução tipo	23
2.4.1.2. Instalação	24
2.4.2. Solução construtiva com geocélulas	26
2.4.2.1. Considerações particulares relativas à fixação e ancoragem:	27
2.4.2.2. Material de enchimento	29
2.4.2.3. Instalação	29
CAPÍTULO 3 METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO	31
3.1. Dimensionamento de soluções com RECPs	31
3.1.1. Considerações sobre o dimensionamento de RECPs temporários	31
3.1.2. Considerações sobre o dimensionamento de RECPs permanentes	31

3.2.	Dimensionamento de soluções com geocélulas	33
3.2.1.	Método de dimensionamento 1	33
3.2.1.1.	Análise da estabilidade ao longo do talude	34
3.2.1.2.	Análise da estabilidade do bloco da crista do talude, onde se realiza a ancoragem	36
3.2.1.3.	Análise da estabilidade no pé do talude	37
3.2.1.4.	Análise da estabilidade da superfície do solo	38
3.2.1.5.	Sistema reforçado com uma geogrelha	38
3.2.2.	Método de dimensionamento 2	40
3.2.2.1.	Terminologia	40
3.2.2.2.	Sequência de cálculo	42
 CAPÍTULO 4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE		 51
4.1.	Introdução	51
4.1.1.	Métodos probabilísticos	52
4.1.2.	Métodos determinísticos	52
4.2.	Métodos de equilíbrio limite (MEL)	53
4.2.1.	Introdução	53
4.2.2.	Método Ordinário ou Sueco(MO)	56
4.2.3.	Métodos de Bishop	56
4.2.4.	Métodos de Janbu	57
4.2.4.1.	Método de Janbu simplificado (MJS)	58
4.2.4.2.	Método de Janbu generalizado (MJG)	59
4.2.4.3.	Método de Janbu directo (MJD)	60
4.2.5.	Método de Sarma	61
4.2.6.	Método de Morgenstern-Price (MM-P)	61
4.2.7.	Método de Spencer (MS)	62
4.2.8.	Equilíbrio limite geral (ELG)	63
4.3.	Métodos de elementos finitos (MEF)	64
4.3.1.	Introdução	64
4.3.2.	Tipos de análise de estabilidade de taludes por elementos finitos	64
4.3.2.1.	Métodos directos	65
4.3.2.2.	Métodos indirectos	65
4.4.	Programas computacionais	65
4.4.1.	SLOPE/W	66
 CAPÍTULO 5 ANÁLISE DE UM CASO DE ESTUDO		 67
5.1.	Descrição e contextualização do problema	67
5.2.	Prospecção geotécnica	68
5.3.	Determinação dos parâmetros de cálculo relativos ao solo	70
5.3.1.	Correlações empíricas	70
5.3.2.	Retroanálise	71
5.3.2.1.	Modelação do terreno seco	73
5.3.2.2.	Modelação do terreno com água	74
5.4.	Soluções para estabilizar o talude	75
5.4.1.	Alteração da geometria do talude	75
5.4.2.	Sistemas de confinamento com geocélulas	76
5.4.2.1.	Método 1 – Geocélulas directamente aplicadas sobre o talude	77
5.4.2.2.	Método 2 – Geocélulas aplicadas sobre um geotêxtil	79
5.4.2.3.	Análise e discussão de resultados	85
5.4.3.	Soluções modeladas no SLOPE/W	87

5.4.3.1.	Descrição das soluções	87
5.4.3.2.	Seleção dos métodos de análise	89
5.4.3.3.	Análise e discussão de resultados	92
CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTUROS		95
6.1.	Conclusões	95
6.2.	Desenvolvimentos futuros	97
BIBLIOGRAFIA		99
APÊNDICE A EQUILÍBRIO DE FORÇAS E DE MOMENTOS		I
APÊNDICE B REGISTO FOTOGRÁFICO DO CASO DE ESTUDO		V

Índice de Figuras

CAPÍTULO 2

Figura 2.1.	Classificação dos geossintéticos em função da sua estrutura (Pinho Lopes, 2006)	6
Figura 2.2.	Exemplos de geocompósitos: (a) geocompósito de drenagem; (b) geocompósito de reforço (Pinho Lopes, 2006)	6
Figura 2.3.	Exemplo de uma geomanta (MPZ ¹ , 2007)	7
Figura 2.4.	Geomembranas: (a) lisa; (b) texturada (Pinho Lopes, 2006)	7
Figura 2.5.	Geotêxteis não tecidos com ligação: (a) mecânica; (b) térmica (Pinho Lopes, 2006)	7
Figura 2.6.	Estrutura típica de geotêxteis tecidos: (a) em multifilamentos de PET; (b) com fitas de PP (Pinho Lopes, 2006)	8
Figura 2.7.	Estrutura de um geotêxtil tricotado (Pinho Lopes, 2006)	8
Figura 2.8.	Geogrelha extrudida: (a) folha plástica perfurada; (b) geogrelha uniaxial; (c) geogrelha biaxial (Pinho Lopes, 2006)	8
Figura 2.9.	Estrutura típica de uma geogrelha tecida (Pinho Lopes, 2006)	8
Figura 2.10.	Exemplo de uma georrede (Pinho Lopes, 2006)	9
Figura 2.11.	Representação de um talude e respectiva terminologia	15
Figura 2.12.	Sistema de classificação para os sistemas de controlo de erosão agrónomicos (adaptado de Ingold e Thomson, 1990)	1
Figura 2.13.	Exemplo de aplicação de geocélulas em talude para controlo de erosão (Vidal, 2004)	17
Figura 2.14.	OWT tecido com fibras de coco (RoLanka International)	19
Figura 2.15.	Exemplos de ECBs: (a) em palha; (b) em aparas brandas de madeira; (c) em fibra de coco (adaptado Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual, 2005)	20
Figura 2.16.	TRM permanente: (a) tecido com fibras de coco e polipropileno; (b) tecido com fibras sintéticas (RoLanka)	21
Figura 2.17.	Exemplo de geocélulas com materiais de enchimento, (Agrária Verde)	22
Figura 2.18.	Esquema da solução construtiva utilizando RECPs (Iowa Highway Research Board, 2006)	23
Figura 2.19.	Pormenores de execução da solução proposta na Figura 2.18 (Iowa Highway Research Board, 2006)	24
Figura 2.20.	Vala de ancoragem, (adaptado Pennsylvania Department of Transportation, 2003)	25
Figura 2.21.	Fixação padrão em função da inclinação do talude, (adaptado Pennsylvania Department of Transportation, 2003)	26
Figura 2.22.	Esquema da solução construtiva: geocélulas sobre um geotêxtil (Presto Geosystems ¹ , 2008)	27
Figura 2.23.	Fixação da geocélula ao longo do talude (Vidal, 2004)	28
Figura 2.24.	Colocação dos cabos nas geocélulas (adaptado de MPZ ² , 2007)	28
Figura 2.25.	geocélula aberta formando um painel (vidal, 2004)	29

CAPÍTULO 3

Figura 3.1.	Esquema da solução construtiva: a) geocélulas sobre solo; b) geocélulas sobre geomembrana (adaptado de Rimoldi, P. e Ricciuti, A. 1994)	34
Figura 3.1.	Esquema exemplificativo das forças actuantes na estrutura de protecção contra a erosão proposta pelo Método 2	49

CAPÍTULO 4

Figura 4.1.	Tipos de instabilidade que afectam taludes: a) escorregamento rotacional; b) escorregamento translacional; c) escorregamento limitado por camada resistente; d) escorregamento condicionado por camada fraca; e) corrida de lama; rastejo ou "creep"; f) tombamento.	51
Figura 4.2.	Representação das forças na base da fatia: a) para o MBS e MJS; b) para os MJG, MM-P e MS	54
Figura 4.3.	Apresentação dos métodos mais comuns (adaptado Fredlund e Krahn 1977)	63

CAPÍTULO 5

Figura 5.1.	Localização dos ensaios de penetração dinâmica ligeiros	69
Figura 5.2.	Perfis de cálculo: a) terreno seco; b) nível freático à superfície	72
Figura 5.3.	Análise de sensibilidade para condições de terreno seco	73
Figura 5.4.	Resultado da análise ao perfil seco: factor de segurança de 1,010 e superfície de rotura crítica otimizada para $\phi' = 28^\circ$ e $c' = 5,5$ kPa	73
Figura 5.5.	Análise de sensibilidade com o nível freático à superfície	74
Figura 5.6.	Resultado da análise ao perfil na presença de água: factor de segurança de 1,011 e superfície de rotura otimizada para $\phi' = 28^\circ$ e $c' = 24$ kPa	75
Figura 5.7.	Representação do perfil natural e do perfil alterado com banquetas de 3m	76
Figura 5.8.	Sistema de forças para ancoragem dos tendões.	82
Figura 5.9.	Esquema de cálculo proposto por Koerner (1999) para ancoragens de crista	83
Figura 5.10.	Secção de geocélulas	84
Figura 5.11.	Corte longitudinal tipo, Corte A-A	84
Figura 5.12.	Corte transversal tipo, Corte B-B	85
Figura 5.13.	Solução tipo conforme o Método 2 de dimensionamento	86
Figura 5.14.	SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 1a	89
Figura 5.15.	SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 1b	90
Figura 5.16.	SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 2a	91
Figura 5.17.	SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 2b	91
Figura 5.18.	FS versus λ (não otimizado): a) Caso 1b; b) Caso 2b	93

APÊNDICE A

Figura A.1.	Forças internas actuando sobre uma fatia (Aryal, 2006)	I
Figura A.2.	Análise de um talude com uma superfície de rotura circular (Aryal, 2006)	II

APÊNDICE B

Figura B.1.	Vista geral do talude (orientação Nascente – Poente)	V
Figura B.2.	Vista geral do talude (orientação Sul – Norte)	VI
Figura B.3.	Imagem de pormenor do solo constituinte do talude)	VII
Figura B.4.	Vista geral do talude (orientação Poente – Nascente)	VIII

Índice de Quadros

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1.	Valores do factor de prática de conservação do solo	13
-------------	---	----

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1.	Classificação e aplicabilidade de RECPs de muito curta duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)	32
Quadro 3.2.	Classificação e aplicabilidade de RECPs de curta duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)	32
Quadro 3.3.	Classificação e aplicabilidade de RECPs de muito extensa duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)	33
Quadro 3.4.	Classificação e aplicabilidade de RECPs de longa duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)	33
Quadro 3.5.	Normalização relativa a RECPs permanentes (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)	33

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1.	Características de alguns MEL (adaptado de Cuentas, 2003)	55
-------------	---	----

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1.	Profundidade a partir da qual se prevê a ocorrência de solos muito duros a rijos (Lopes <i>et al.</i> , 2004)	69
Quadro 5.2.	Distribuição granulométrica, valores dos limites de Atterberg e classificação do solo (Lopes <i>et al.</i> , 2004)	70
Quadro 5.3.	Correlações entre a classificação unificada de solos e algumas características dos mesmos (Waltham, 1994).	71
Quadro 5.4.	Parâmetros de cálculo relativos ao solo	74
Quadro 5.5.	Características técnicas das geocélulas utilizadas para o dimensionamento do Método 1 (Tenax, 2008)	77
Quadro 5.6.	Características técnicas das geocélulas utilizadas para o dimensionamento do Método 2 (Presto Geosystems ² , 2008)	77
Quadro 5.7.	FS adoptados para o dimensionamento	78
Quadro 5.8.	Alturas e espaçamento entre estacas pré-definido	78
Quadro 5.9.	Parâmetros de entrada referentes ao talude e aos elementos que constituem a solução de controlo de erosão – Método 1	78
Quadro 5.10.	Resultados da análise à estabilidade da solução de controlo de erosão com geocélulas – Método 1	79
Quadro 5.11.	Parâmetros de entrada referentes ao talude e aos elementos que constituem a solução de controlo de erosão com geocélulas – Método 2	80
Quadro 5.12.	Resultados da análise à estabilidade da solução de controlo de erosão com geocélulas – Método 2	81
Quadro 5.13.	Soluções modeladas no SLOPE/W	87
Quadro 5.14.	Parâmetros de entrada, referentes ao solo do talude	87
Quadro 5.15.	Dados referentes às características dos geotêxteis usados nos reforços	88

Quadro 5.16. Valores de referência para geotêxteis de aterro corrente (friccionais de boa qualidade)	88
Quadro 5.17. Efeitos da otimização no FS	92

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos gregos

α	Inclinação da superfície de deslizamento	[°]
α_t	Inclinação da linha de confiança definida no método MGJ	[°]
$\alpha_{2\%}$	Força por unidade de comprimento obtida do ensaio de tracção correspondente a uma extensão de 2%	[kN]
$(\alpha_{2\%})_1$	Força por unidade de comprimento obtida do ensaio de tracção correspondente a uma extensão de 2% relativamente à análise da estabilidade da superfície do solo	[kN]
β	Declive do talude, em relação à horizontal	[°]
γ	Peso volúmico do solo	[kN/m ³]
γ_a	Peso volúmico do material de cobertura adicional sobre as geocélulas	[kN/m ³]
γ_d	Peso volúmico do solo seco	[kN/m ³]
γ_e	Peso volúmico do material colocado sobre a crista, incluindo o material de enchimento das células	[kN/m ³]
γ_{fn}	Peso volúmico do solo de fundação sob o elemento de talude n	[kN/m ³]
γ_{sat}	Peso volúmico do solo saturado	[kN/m ³]
γ_t	Peso volúmico do solo da vala de ancoragem	[kN/m ³]
δ	Ângulo de atrito na interface do solo de cobertura da cunha activa – subsolo ou na interface geocélula – geogrelha – geomembrana (secção 3.2.1.5)	[°]
θ	Inclinação da resultante das forças entre fatias	[°]
λ'	Distância entre o início e o fim do escoamento superficial	[m]
λ	Factor de escala	---
$\lambda_{c\phi}$	Factor adimensional definido no MJD	---
σ	Tensão normal (total)	[kN]
τ	Resistência ao corte	[kN]
ϕ	Ângulo de atrito	[°]
ϕ_e	Ângulo de atrito na interface sob o elemento de crista	[°]
ϕ_n	Ângulo de atrito na interface do elemento n de talude	[°]
ϕ_{fn}	Ângulo de atrito interno do solo de fundação sob o elemento de talude n	[°]
ϕ_i	Ângulo de atrito na interface solo de enchimento – subsolo ou na interface geocélula – geogrelha – geomembrana	[°]
ϕ_{ia}	Ângulo de atrito da interface material de enchimento – subsolo na crista	[°]
ΔE	Resultante das forças normais entre fatias	---

Símbolos Romanos

a	Variável auxiliar definida na Equação (3.34)	---
b	Variável auxiliar definida na Equação (3.35)	---
b	Largura da fatia	---
b'	N.º de pregos por unidade de largura do talude, distribuído ao longo do seu comprimento L	[m ⁻¹]
b _n	Dimensão especificada para as células no elemento de talude n	[m]
b _G	Dimensão da célula standard	[mm]
c	Variável auxiliar definida na Equação (3.36)	---
c	Coesão (total)	[kPa]
c _a	Adesão entre o solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana	[kPa]
c _c	Coesão do solo de cobertura (total)	[kPa]
c _f	Coesão do solo de fundação	[kN/m ²]
d _n	Diâmetro (ou largura) das estacas de ancoragem usadas no elemento de talude n	[m]
d _p	Espaçamento entre os pregos ao longo do talude	[m]
d _G	Profundidade da célula standard	[mm]
f ₀	Factor de correcção	---
f(x)	Função a ser definida	---
h	Altura da fatia	[m]
h	Espessura do solo de cobertura (Secção 3.2.1.5.)	[m]
h _a	Espessura da cobertura adicional sobre as células	[m]
h _n	Profundidade das células no elemento de talude n	[m]
h _t	Altura desde do ponto médio da base da fatia até dE	
l	Comprimento da base da fatia	[m]
l _{bn}	Comprimento enterrado das estacas – comprimento total menos a profundidade das células	[m]
l _{e1}	Comprimento de crista sob o talude	[m]
l _{e2}	Comprimento de crista sob a plataforma	[m]
l _n	Comprimento das estacas usadas para o elemento n de talude	[m]
m	Parâmetro que depende do ângulo β, Equação 2.3	---
m _α	Variável auxiliar definida na Equação 4.5	---
n	N.º de clips de transferência de carga	---
n _j	N.º de junções por unidade de largura das geocélulas	[m ⁻¹]
n _α	Variável auxiliar definida na Equação 4.8	---
p	Tensão vertical total	[kPa]
p _e	Tensão efectiva no MDJ	[kPa]
p _d	Tensão total no MJD	[kPa]
r _u	Rácio de poro-pressão	
s	Espaçamento entre os tendões	[m]
t	Espessura da geocélula	[m]
t _e	Altura de terras sobre o elemento de crista	[m]
t _s	Espessura total do solo	[m]
t _t	Altura da vala	[m]
u	Pressão intersticial ou pressão neutra	[kPa]
x	Largura do reforço (Capítulo 5)	[m]
x _n	Espaçamento de estacas ao longo do comprimento do elemento de talude n	[m]
y	Comprimento do reforço (Capítulo 5)	[m]
y _n	Espaçamento horizontal de estacas no elemento de talude n	[m]

A	Perda de solo	[ton/ha/ano]
C	Factor de técnica cultural	---
C_a	Força de adesão entre o solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana	[kN]
C_i	Variável auxiliar definida na Equação (2.6)	---
C_p	Força de adesão entre o solo de cobertura da cunha passiva e a geomembrana	[kN]
D_{ext}	Diâmetro exterior	[m]
D_{int}	Diâmetro interior	[m]
E	Força normal entre fatias	[kN]
E_A	Força actuante na cunha activa devido à cunha passiva	[kN]
E_c	Energia cinética da precipitação	[MJ]
E_p	Força actuante na cunha passiva devido à cunha activa	[kN]
F	Força que é transmitida às células por metro de comprimento do talude	[kN/m]
F_f	Factor de segurança baseado no equilíbrio de forças	---
F_m	Factor de segurança baseado no equilíbrio de momentos	---
F_{toec}	Carga aplicada ao elemento de crista no pé deste, devido ao elemento n-1 situado abaixo	[kN/m]
F_{toen}	Carga aplicada à estrutura no pé do talude n, devido ao elemento n-1 situado abaixo	[kN/m]
F_D	Força de escorregamento	[kN]
F_{Dc}	força destabilizadora na crista, devido ao peso total e à carga no pé do elemento de crista	[kN/m]
F_{D1}	Força de escorregamento relativa à estabilidade da superfície do solo	[kN]
F_{Nn}	Força destabilizadora média por unidade de comprimento do talude	[kN/m ²]
F_T	Força transmitida pelos tendões por unidade de largura do sistema	[kN/m]
F_0	Factor de segurança em termos de tensões, segundo Janbu	---
FS	Factor de segurança	---
FS_a	Factor de segurança para o bloco de ancoragem	---
FS_f	Factor de segurança pelo equilíbrio de forças	---
FS_g	Factor de segurança global para a análise da estabilidade ao longo do talude	---
FS_j	Factor de segurança relativo à rotura das junções	---
FS_m	Factor de segurança pelo equilíbrio de momentos	---
$FS_{overall}$	Factor de segurança mínimo – mais baixo de todos os elementos	---
$FS_{(sh)n}$	Factor de segurança para o elemento de talude n, baseado apenas na resistência ao corte	---
$FS_{(sh,cr)n}$	Factor de segurança disponível no elemento de talude n, incluindo a resistência ao corte e a resistência à tracção das células	---
$FS_{(sh,st)n}$	Factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo a resistência ao corte e a resistência das estacas	---
$FS_{(sh,st,cr)n}$	Factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo as resistências ao corte, das estacas e à tracção das células	---
$FS_{(sh,st,te,cr)n}$	Factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo as resistências ao corte, das estacas, dos tendões e à tracção das células	---
FS_t	Factor de segurança para o pé do talude	---
FS_D	Factor de segurança mínimo desejado	---
FS_T	Factor de segurança aplicado à resistência última à tracção dos tendões	---

FS ₁	Factor de segurança relativo à análise de estabilidade do solo de cobertura	---
H	Profundidade de colocação do tubo em que se amarram os tendões	[m]
I ₃₀	Máxima intensidade de precipitação ocorrida em qualquer intervalo de 30 minutos	[mm/h]
J _{min}	Força mínima por junção	[kN/junção]
J _p	Força transversal das junções das geocélulas devido à força aplicada pelos pregos	[kN/junção]
K	Factor de erodibilidade do solo	[ton h/MJmm]
K _p	Coeficiente de impulso passivo no solo de fundação	---
L	Comprimento do talude	[m]
L _c	Comprimento de ancoragem na crista	[m]
L _{livre}	Comprimento máximo sem que seja necessário fazer a transferência de carga	[m]
L _n	Comprimento do elemento de talude n	[m]
L _t	Comprimento da ancoragem no pé do talude	[m]
L _{Gn}	Máximo comprimento não suportado no elemento de talude n	[m]
L'	Factor de comprimento	---
N	Força normal na base que actua na superfície de corte	[kN]
N _{cf}	Número de estabilidade definido no MJD	---
N _p	Força normal efectiva no plano de rotura da cunha passiva	[kN]
N _s	Número de tendões por furo	---
N _m	Número de linhas de estacas a colocar no elemento de talude n	---
N _A	Força normal efectiva no plano de rotura da cunha activa	[kN]
N'	Força normal efectiva	[kN]
P	Factor de prática de conservação	---
P _p	Força passiva que resulta da colocação das geocélulas no pé do talude	[kN]
P _{pn}	Resistência passiva por estaca no elemento de talude n	[kN]
P _{p1}	Força resistente relativa à análise da estabilidade da superfície do solo	[kN]
Q _e	Pressão de terras sobre o elemento de crista	[kN/m ²]
R	Factor de erosividade da precipitação	[MJmm/ha/h/ano]
R _c	Resistência devido à coesão do solo	[kN]
R _i	Variável auxiliar definida na Equação (2.6)	---
R _{crista}	Resistência mobilizada na crista do talude	[kN]
R _g	Resistência mobilizada pela geogrelha	[kN]
R _{g1}	Resistência mobilizada pela geogrelha 1	[kN]
R _p	Resistência mobilizada devido à fixação com pregos	[kN]
R _{pc}	Resistência passiva das estacas por unidade de largura do elemento de crista	[kN/m]
R _{pn}	Resistência passiva das estacas por unidade de largura do elemento de talude n	[kN/m]
R _{sc}	Resistência ao corte no elemento de crista	[kN/m]
R _{total}	Força resistente global	[kN]
R _{total1}	Força resistente global relativa à estabilidade da superfície do solo	[kN]
R _{Sn}	Força resistente devida unicamente ao corte no elemento de talude n	[kN/m]
R _{SSn}	Força resistente devida ao corte e à resistência das estacas no elemento de talude n	[kN/m]
R _T	Resistência disponível devido aos tendões	[kN/m]
R _{Tc}	Resistência total de ancoragem no elemento de crista	[kN/m]
S	Força de atrito ao longo do talude	[kN]

S_a	Componente horizontal da força resistente mobilizada na vala de ancoragem	[kN]
S_t	Força de atrito relativa ao pé do talude	[kN]
S_1	Força de atrito relativa à estabilidade da superfície do solo	[kN]
S'	Factor de declive	---
T	Força de corte entre fatias (Capítulo 4)	[kN]
T	Força mobilizada por atrito lateral (Capítulo 4)	
T_u	Resistência última à tracção dos tendões	[kN]
T_G	Resistência à tracção das células	[kN/m]
T_{GF_n}	Resistência à tracção das células (factorizada) para o elemento de talude n	[kN/m]
T_T	Resistência à tracção disponível nos tendões, por furo	[kN]
W	Peso do bloco	[kN]
W_{an}	Peso do material adicional sobre as células no elemento de talude n	[kN/m]
$W_{enchimento}$	Peso da coluna de solo	[kN]
W_n	Peso do material que preenche as células no elemento de talude n	[kN/m]
W_p	Peso total da cunha passiva	[kN]
W_A	Peso total da cunha activa	[kN]
W_{Tn}	Peso total no elemento de talude n	[kN/m]

LISTA DE ACRÓNIMOS

ECB	Erosion control blanket (tapete para controlo de erosão)
ECTC	Erosion Control Technology Council
EL	Equilíbrio limite
ELG	Equilíbrio limite geral
EF	Elementos finitos
EN	Norma europeia
EN	Estrada nacional (Capítulo 5)
FS	Factor de segurança
IEP	Instituto das estradas de Portugal
IGS	International Geosynthetics Society
IP	Índice de plasticidade
ISO	Organização internacional de normalização
LL	Limite de liquidez
MBS	Método de Bishop simplificado
MCN	Mulch control nets (Redes de matéria vegetal)
MEF	Métodos de elementos finitos
MEL	Métodos de equilíbrio limite
MJC	Método de Janbu corrigido
MJC	Método de Janbu directo
MJG	Método de Janbu generalizado
MJS	Método de Janbu simplificado
MM-P	Método de Morgenstern-Price
MO	Método Ordinário
MS	Método de Spencer
OWT	Open-weave textile (Geotêxtil tecido de malha aberta)
PE	Polietileno
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
PVC	Policloreto de vinilo
RECP	Rolled erosion control product (Produto em rolo para controlo de erosão)
SCC	Superfície de corte crítica
SCR	Superfície crítica de rotura
TRM	Turf reinforcement mat (Manta de reforço)
ULSE	Universal loss soil equation (Equação universal de perda de solo)
UV	Ultra-violeta

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Motivação

Todos os anos, a nível global, ocorrem problemas relacionados com a instabilidade de taludes sujeitos a erosão superficial, os quais culminam muitas vezes em deslizamentos de terras, responsáveis por perdas de vidas e prejuízos materiais. Quando este tipo de acidentes acontece, normalmente não há apenas um agente responsável, mas uma série de factores que contribuem para o resultado final. Entre esses factores destacam-se, por exemplo, o uso inadequado do solo, a destruição da vegetação e uma forte época de chuvas.

Com este trabalho pretende-se abordar soluções com geossintéticos que permitam a estabilização de taludes sujeitos a erosão superficial. Em Portugal a utilização deste tipo de materiais para mitigar o processo erosivo e garantir a estabilidade de taludes, ainda não é muito frequente, já que continua a dar-se primazia aos denominados materiais e técnicas tradicionais.

1.2. Enquadramento

No seguimento do que foi anteriormente mencionado, este trabalho para além de apresentar propostas em que os geossintéticos têm um papel determinante, aplica-as a um caso real, no qual ocorreram instabilidades. Para o caso de estudo, uma vez que a informação geológica e geotécnica era muito limitada, recorreu-se ao processo de retroanálise para estimar as propriedades mecânicas dos materiais que constituem o maciço. Para o efeito utilizou-se o *software* SLOPE/W, versão 7.03 da *Geoslope International*. No trabalho são propostas algumas soluções para a estabilização do talude, nomeadamente através da utilização de geocélulas (confinamento celular), reperfilamento

do talude, medidas de drenagem e reforço com geotêxteis. Algumas destas soluções foram utilizadas de forma combinada.

O software SLOPE/W, versão 7.03, foi ainda utilizado como forma de avaliar a segurança oferecida por algumas das soluções propostas, excepto das relativas aos sistemas de confinamento celular, visto que o programa não permitia simular o seu efeito.

1.3. Objectivos

O presente trabalho tem como objectivo principal dimensionar soluções com geossintéticos que permitam estabilizar uma encosta natural situada em Santarém. Numa primeira fase são analisadas, por um lado, as principais características dos materiais geossintéticos disponíveis no mercado, com a função principal de controlo de erosão. Por outro lado, compilam-se soluções construtivas existentes, condições de aplicabilidade, assim como as metodologias de dimensionamento associadas a cada uma delas. Numa fase posterior, propõem-se soluções cuja estabilidade é analisada recorrendo, quer aos métodos de dimensionamento coligidos, quer ao programa de modelação numérica SLOPE/W versão 7.03.

1.4. Estrutura da tese

A presente dissertação está organizada em seis capítulos. Neste primeiro capítulo introduz-se e enquadra-se a temática subjacente a esta dissertação, assim como, os objectivos e as principais motivações inerentes à sua realização.

No Capítulo 2 aborda-se a problemática relativa à erosão superficial em taludes e soluções com geossintéticos, que visam a sua mitigação. Neste sentido são definidos e caracterizados os principais geossintéticos, cuja função principal é relativa ao controlo de erosão.

O Capítulo 3 surge no seguimento do Capítulo 2, neste apresentam-se metodologias de dimensionamento para dois tipos de geossintéticos, os produtos para controlo de erosão em rolo (da literatura inglesa *rolled erosion control products* – RECPs) e as geocélulas.

O Capítulo 4 é dedicado à análise de métodos estabilidade de taludes. Analisam-se os principais métodos de equilíbrio limite (MEL) e realiza-se uma abordagem

sucinta ao método de elementos finitos (MEF). Este capítulo conclui com uma breve descrição do programa de modelação numérica SLOPE/W, baseado nos MEL.

No Capítulo 5 analisa-se um caso real relativo a um talude instável, para o qual são propostas e dimensionadas algumas soluções para aumentar o seu factor de segurança. Algumas das soluções foram modeladas no programa SLOPE/W versão 7.03 (2007).

Finalmente, no Capítulo 6, referem-se as principais conclusões resultantes do trabalho executado, assim como algumas perspectivas de trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

GEOSSINTÉTICOS EM CONTROLO DE EROSÃO SUPERFICIAL

2.1. Geossintéticos

2.1.1. Introdução

O termo geossintético foi adoptado em 1994 pela Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), para designar todo o material de matriz polimérica, de origem natural ou sintética, usado em contacto com materiais naturais ou outro qualquer material geotécnico aplicado no ramo da engenharia civil.

As características inerentes a cada geossintético dependem da natureza e das propriedades da matéria-prima que lhe dá origem, bem como, da forma como as fibras se combinam entre si e do processo de fabrico utilizado para a sua concepção.

2.1.2. Tipos de geossintéticos. Definições

Os geossintéticos podem apresentar produtos em que a matéria-prima é de origem natural (vegetal, animal e mineral) ou produtos sintéticos, em que a matéria-prima é de origem artificial. Estes últimos, devido à inúmera variedade de polímeros existentes, dão origem a uma vasta e diversificada gama de geossintéticos.

Os geossintéticos podem ser classificados em função da sua estrutura, a qual é consequência directa do processo de fabrico adoptado (Shukla, 2002). Do ponto de vista estrutural, os geossintéticos podem ser classificados em: geomembranas ou barreiras geossintéticas poliméricas, geotêxteis, produtos relacionados e geossintéticos compósitos. Na Figura 2.1 apresenta-se um esquema que sintetiza uma classificação dos geossintéticos com base na sua estrutura.

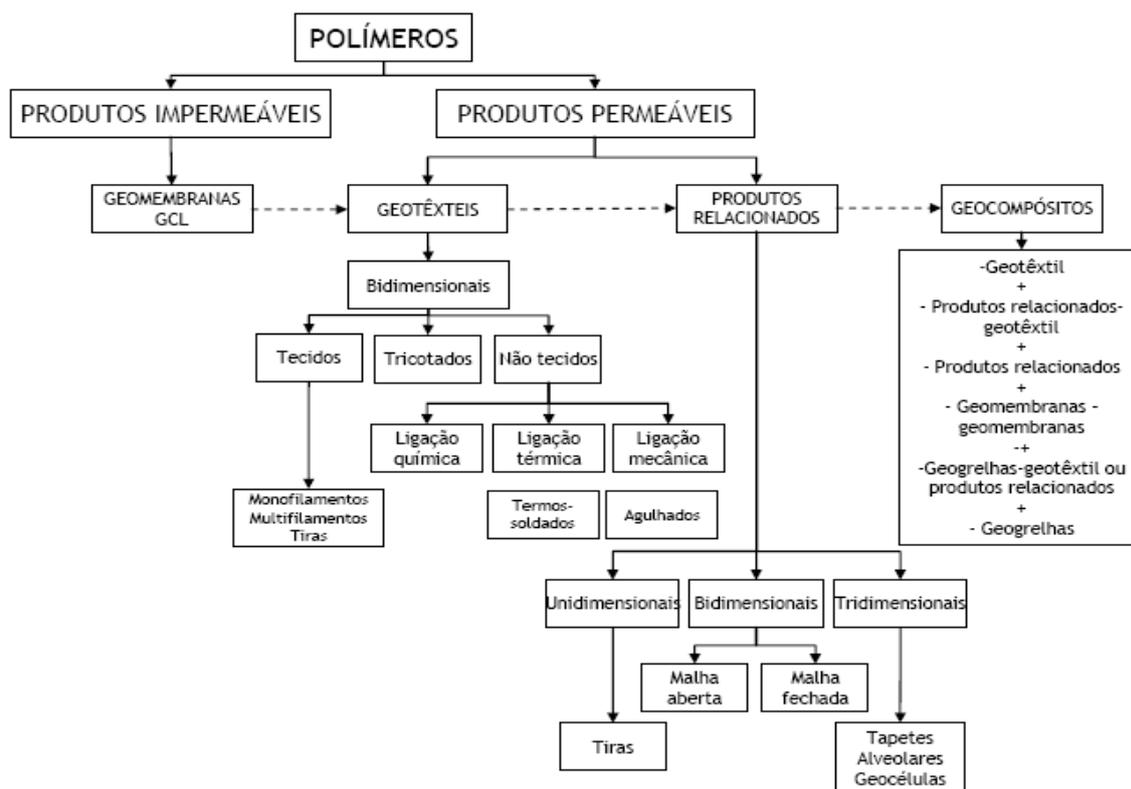


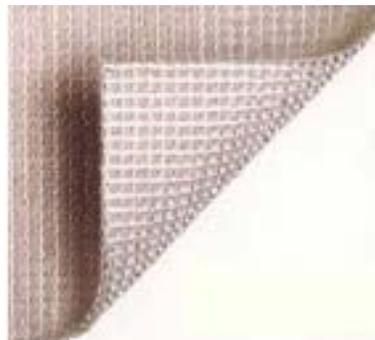
Figura 2.1. Classificação dos geossintéticos em função da sua estrutura (Pinho Lopes, 2006)

De seguida, faz-se uma breve descrição dos diferentes tipos estruturais de geossintéticos.

Os geocompósitos, Figura 2.2, são materiais manufacturados ou montados usando entre os seus componentes pelo menos um geossintético.



(a)



(b)

Figura 2.2. Exemplos de geocompósitos: (a) geocompósito de drenagem; (b) geocompósito de reforço (Pinho Lopes, 2006)

As geomantas/geotapetes, Figura 2.3, são produtos com estrutura tridimensional permeável, usados para controlo de erosão superficial do solo, também conhecidos como biomantas, no caso de serem biodegradáveis.



Figura 2.3. Exemplo de uma geomanta (MPZ¹, 2007)

As geomembranas, ilustradas na Figura 2.4, são folhas poliméricas relativamente impermeáveis.



Figura 2.4. Geomembranas: (a) lisa; (b) texturada (Pinho Lopes, 2006)

Os geotêxteis são materiais poliméricos têxteis planos permeáveis, que em função do processo de fabrico, dividem-se em: não tecidos, Figura 2.5, tecidos, Figura 2.6 e tricotados, Figura 2.7.

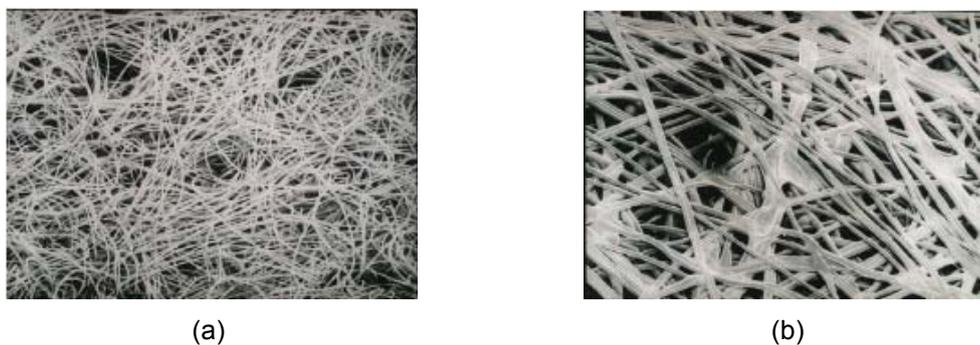


Figura 2.5. Geotêxteis não tecidos com ligação: (a) mecânica; (b) térmica (Pinho Lopes, 2006)



Figura 2.6. Estrutura típica de geotêxteis tecidos: (a) em multifilamentos de PET; (b) com fitas de PP (Pinho Lopes, 2006)



Figura 2.7. Estrutura de um geotêxtil tricotado (Pinho Lopes, 2006)

As geogrelhas são estruturas poliméricas planas que consistem numa malha aberta de elementos ligados e cruzados entre si. Esses elementos podem estar ligados por extrusão, Figura 2.8, fusão, laser ou entrelaçagem, Figura 2.9, de forma que as aberturas sejam maiores que os elementos sólidos que constituem as geogrelhas.

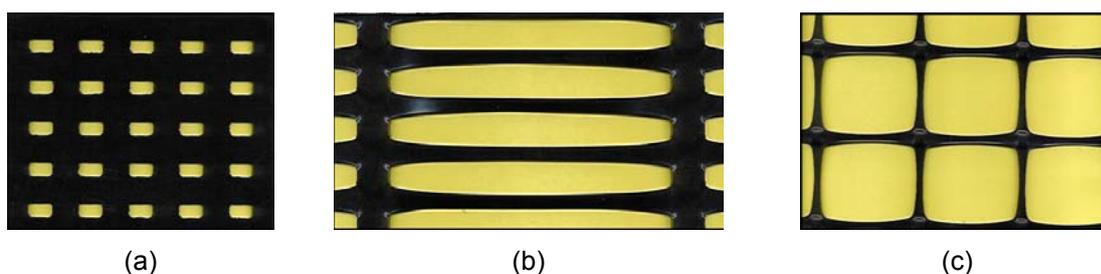


Figura 2.8. Geogrelha extrudida: (a) folha plástica perfurada; (b) geogrelha uniaxial; (c) geogrelha biaxial (Pinho Lopes, 2006)

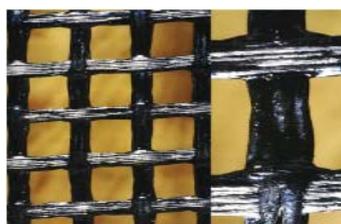


Figura 2.9. Estrutura típica de uma geogrelha tecida (Pinho Lopes, 2006)

As georredes, Figura 2.10, são estruturas poliméricas planas que se caracterizam por ter uma malha densa e regular e cujos elementos constituintes estão ligados por nós ou extrusão e cujas aberturas são muito maiores que os seus elementos sólidos constituintes.



Figura 2.10. Exemplo de uma georrede (Pinho Lopes, 2006)

2.1.3. Funções desempenhadas pelos geossintéticos

Quando comparadas as soluções tradicionais com as oferecidas pelos materiais geossintéticos, conclui-se que estas últimas apresentam uma série de vantagens, entre as quais se destacam: o baixo custo, a qualidade de fabrico, a rapidez e simplicidade de aplicação em obra, assim como, reduzidos impactos ambientais. Por conseguinte, quer como substituto dos materiais tradicionais, quer como reforço de materiais naturais, os geossintéticos têm conquistado um lugar de destaque nas aplicações de engenharia civil.

Os geossintéticos incluem uma gama de produtos muito ampla e versátil, características que, aliadas às vantagens anteriormente mencionadas fazem destes materiais a solução eleita para uma série de situações difíceis.

Na EN ISO 10318 (2005), *Geosynthetics: Terms and their definitions*, listam-se as sete principais funções passíveis de serem desempenhadas pelos geossintéticos:

- drenagem;
- filtragem;
- protecção;
- reforço;
- separação;
- controlo de erosão superficial;
- barreira de fluidos.

2.2. Erosão

2.2.1. Introdução

O solo é uma cobertura superficial da crosta terrestre, constituída por partículas de matéria orgânica proveniente da decomposição de seres vivos e por matéria inorgânica resultante da meteorização das rochas, para além da água e do ar, que entram em proporções variáveis.

Em suma, o solo é uma fracção geológica móvel e superficial da crosta terrestre que resulta da combinação de materiais sólidos, líquidos e gasosos, constituindo um sistema anisotrópico.

A acção de desgaste e remoção dos diferentes detritos e soluções, que acontece a seguir ou em simultâneo com a meteorização, designa-se erosão. Os principais agentes envolvidos neste processo são a água, o vento e a gravidade, que frequentemente actuam de forma combinada (Domingos, 2007).

Em função do meio e dos principais agentes intervenientes podem, definir-se diferentes categorias de erosão: a erosão glacial, a erosão marítima, a erosão fluvial, a erosão eólica e a erosão pluvial (Ingold e Thomson, 1990).

Uma vez que é de extrema complexidade avaliar a real participação de cada um dos agentes intervenientes no processo de erosão, será dada maior relevância aos efeitos resultantes da acção da precipitação e do escoamento superficial, principais responsáveis pela erosão superficial do solo. Este tipo de erosão é designado por erosão hídrica superficial.

2.2.2. Erosão hídrica superficial

A erosão hídrica superficial é o processo através do qual se dá o destacamento aproximadamente uniforme de partículas em toda a superfície do solo, devido às acções da precipitação e do escoamento superficial. Este é um processo lento e que depende de uma série de factores, nomeadamente (Cardoso, 1998):

- erosividade da precipitação;
- erodibilidade do solo;
- declive e comprimento das encostas;
- uso do solo e cobertura vegetal.

A acção erosiva da chuva começa no momento em que o solo tem de absorver a energia cinética das gotas. Se o solo for desprovido de cobertura vegetal, parte significativa dessa energia conduzirá ao desagregamento da sua estrutura, insurgindo-se pequenas partículas do mesmo na atmosfera – este é o chamado processo de erosão por salpicos. A erosão por lâmina de água é a designação atribuída quando a erosão se processa de forma uniforme ao longo de uma encosta sem abrir caminhos privilegiados. No entanto, se durante o escoamento, a água se concentrar em caminhos específicos dando origem a regos e sulcos, a erosão, agora localizada mas intensa, tem a designação de erosão por sulcos (Lencastre e Franco, 1992).

2.2.3. Quantificação da erosão do solo

A necessidade de quantificar a parcela de material erodido que abandona uma bacia hidrográfica através das linhas de água, conduziu ao desenvolvimento de métodos de carácter conceptual baseados nas equações do movimento hidráulico e de transporte sólido, bem como de carácter empírico como é o caso da equação universal da perda de solo (ULSE).

2.2.3.1. Equação universal da perda de solo

Segundo Cardoso (1998), a equação universal de perda de solo (Equação (2.1)), deduzida empiricamente pelo *U.S. Soil Conservation Service*, é o modelo de regressão mais utilizado para prever a erosão hídrica superficial e em sulcos.

A equação escreve-se:

$$A = RKL'S'CP \quad (2.1)$$

Onde:

A – perda de solo [ton/ha/ano]

R – factor de erosividade da precipitação

K – factor de erodibilidade do solo

L' – factor de comprimento

S' – factor de declive

C – factor de técnica cultural

P – factor de prática de conservação

Factor de erosividade da precipitação (R)

O factor de erosividade da precipitação (Equação (2.2)) corresponde ao somatório do produto da energia cinética da precipitação (E_c), pela máxima intensidade de precipitação ocorrida em qualquer intervalo de 30 minutos (I_{30}), de todos os acontecimentos pluviométricos ocorridos num ano (Cardoso, 1998).

$$R = \sum E_c I_{30} \quad (2.2)$$

Factor de erodibilidade do solo (K)

Este factor depende do teor de siltes ou areia fina, teor em areia, percentagem de matéria orgânica, textura e permeabilidade do solo. Os valores de K, expresso em ton h/MJ mm, podem ser obtidos por um ábaco, com origem experimental (Foster *et al*, 1981).

Factor de comprimento (L')

Segundo Cardoso (1998), o factor de comprimento de uma encosta traduz a influência da distância (λ') entre o início e a interrupção do escoamento superficial. Esta distância é medida segundo o máximo declive. Várias fórmulas têm sido apresentadas para a determinação deste factor. A Equação (2.3), referida por Cardoso (1998), depende do comprimento da encosta expresso em metros e do ângulo que a encosta faz com a horizontal (β).

$$L' = \left(\frac{\lambda'}{22,1} \right)^m \quad (2.3)$$

Em que o valor de m depende do ângulo que a encosta faz com a horizontal (β):

$\beta \geq 3^\circ$	$m = 0,5$
$1,7 \leq \beta < 3^\circ$	$m = 0,4$
$0,6 \leq \beta < 1,7^\circ$	$m = 0,3$
$\beta < 0,6^\circ$	$m = 0,2$

Factor de declive (S')

O factor de declive tem em conta a influência da inclinação do terreno segundo o declive máximo. São também várias as propostas para a sua determinação. Apresenta-se uma, referida por Cardoso (1998):

$$S' = 10,8 \text{sen} \beta + 0,03 \quad \text{para } \beta \leq 5^\circ \quad (2.4)$$

$$S' = 16,8 \text{sen} \beta - 0,50 \quad \text{para } \beta > 5^\circ \quad (2.5)$$

Factor de técnica cultural (C)

O factor de técnica cultural traduz a influência das culturas no processo de erosão. Na realidade, o factor C depende de todos os outros factores e é variável ao longo do ano, podendo nestes casos ser estimado um valor médio em função da erosividade da precipitação para cada período em que é aplicável o coeficiente C.

$$C = \frac{\sum C_i R_i}{R} \quad (2.6)$$

Em termos de aplicação da equação USLE, o factor C está tabelado e toma valores entre 0 e 1 consoante o solo está completamente coberto ou completamente nu (Cardoso, 1998). Este factor é adimensional.

Factor de prática de conservação (P)

O factor de técnica cultural traduz os efeitos das medidas de controlo da erosão através da redução da velocidade de escoamento superficial. As técnicas mais frequentes são o cultivo em curvas de nível, em faixas ou em terraços, (Cardoso, 1998). Em função do tipo de técnica adoptada, os valores do factor de prática de conservação pode variar de acordo com o exposto no Quadro 2.1.

Quadro 2.1. Valores do factor de prática de conservação do solo

Inclinação do solo (%)	Prática de conservação do solo		
	Em curvas de nível	Em faixas	Em terraços
2 - 7	0,50	0,25	0,10
8 - 12	0,60	0,30	0,12
13 - 18	0,80	0,40	0,16
18 - 24	0,90	0,45	0,18

Ainda de acordo com Cardoso (1998), este método, apesar de ser um dos mais utilizados, apresenta sérias limitações, como por exemplo, se tratar de uma expressão que foi obtida com dados provenientes das montanhas rochosas dos EUA, o que conduz a que a quantificação de factores, como erodibilidade do solo e da erosividade da precipitação (indirectamente dependentes do clima) se possam revelar erróneos, bem como, não prevê que apenas parte do material erodido chega de facto às linhas de água, ficando o restante depositado no terreno.

2.2.3.2. Métodos de carácter conceptual

Nos métodos de carácter conceptual, os processos mais importantes são formulados e analisados separadamente (impacto das gotas da chuva na superfície do solo e consequente formação de salpicos, a erosão que resulta do escoamento superficial, a erosão em sulcos e canais, o movimento diferenciado das várias fracções granulométricas do solo). Uma vez que cada processo é tratado *per si*, estes modelos são uma via promissora para representar adequadamente o comportamento dos sistemas fluviais e para prever a produção de sedimentos.

Entre os modelos de erosão fisicamente baseados, há que destacar, os modelos *Cream*, *Answers*, *Games*, *Eurosem* e *Wepp* (Tomás, 1992), visto terem sido validados para gamas extensas de dados provenientes de observações no terreno e do laboratório. No entanto, como alguns destes modelos recorreram aos factores da USLE, estão igualmente sujeitos às limitações inerentes a este modelo empírico.

Conclui-se portanto, que existe uma séria dificuldade de prever a quantificação de solo erodido, pelo que a utilização deste método ou de qualquer outro deve ser feita com precaução devido às limitações que lhes são inerentes.

2.3. Geossintéticos em controlo de erosão

2.3.1. Sistemas de prevenção e controlo da erosão hídrica

Existem diversas formas de prevenir e controlar a erosão hídrica em taludes, sendo por isso imprescindível ter um conhecimento apropriado do tipo de utilização (urbano, pastagem ou cultivo) de que determinado local é alvo, para que se possam adoptar as medidas mais adequadas a cada situação. De acordo com Fernandes (1995), destacam-se as seguintes:

- Estabilização por alteração da geometria do talude;
- Estabilização por drenagem;
- Estabilização por reforço com inclusões;
- Estabilização por meio de estruturas de suporte;
- Estabilização por recobrimento vegetal.

Segundo Caputo (1988), sob o nome genérico de taludes compreende-se quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e

rocha. Podem ser naturais, casos das encostas, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros. A Figura 2.11 ilustra um talude e a terminologia usualmente utilizada.

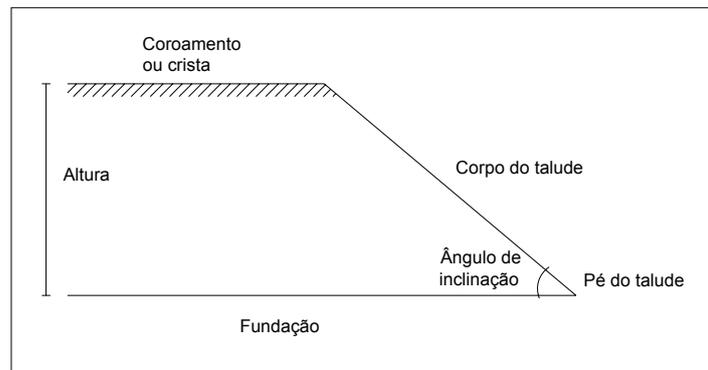


Figura 2.11. Representação de um talude e respectiva terminologia

As principais formas de minorar os efeitos que resultam do processo de erosão são fundamentalmente duas: por um lado, deve-se minimizar-se o impacto das gotas da chuva na superfície do solo, por outro, deve diminuir-se as velocidades e os caudais do escoamento superficial.

Neste sentido, as técnicas de controlo de erosão podem ser classificadas em técnicas físicas, técnicas vegetativas e práticas de conservação (Cardoso, 1998).

Segundo Ingold e Thomson (1990), a área de interesse imediato do engenheiro civil está relacionada com os locais de classificação urbana recentes, nos quais o processo de construção, muitas vezes desenfreado, corrompe as protecções naturais, levando a um processo de erosão prematuro. Com o intuito de resolver em tempo útil este tipo de situações, a técnica que oferece uma melhor resposta é a vegetativa, a qual se pode subclassificar em agrícola, florestal e agronómica (da literatura inglesa, *engineered*).

Os métodos de vegetação aliados a técnicas de engenharia (técnica vegetativa agronómica) são os métodos mais recentes e tiveram um crescimento considerável a partir da década de 80 do século XX, sobretudo devido ao desenvolvimento dos materiais sintéticos. Uma classificação para os diversos sistemas agronómicos é apresentada na Figura 2.12.

A subclassificação principal é realizada entre os sistemas pré-formados e formados *in situ*, os quais são posteriormente subcategorizados em biotecnológicos e não biotecnológicos.

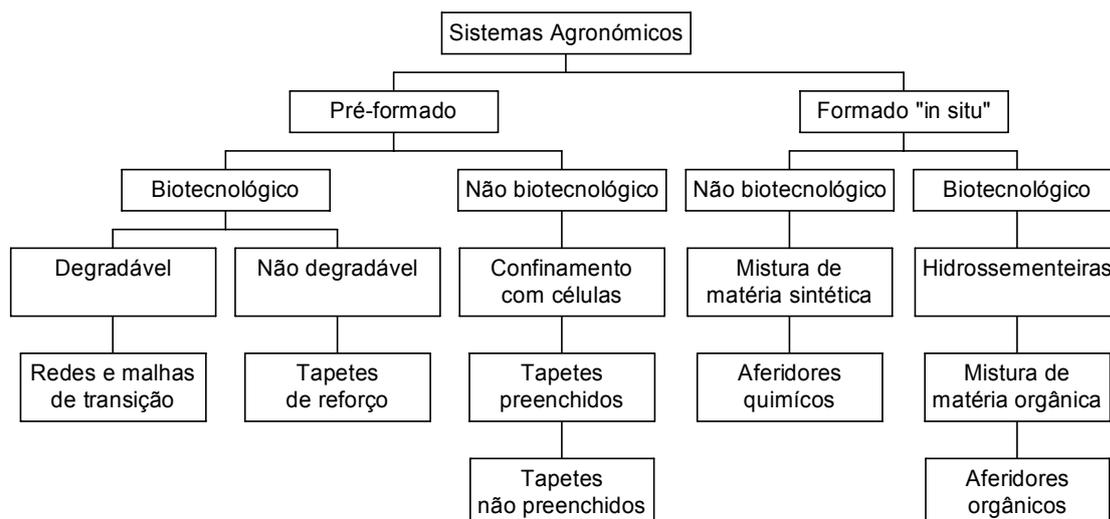


Figura 2.12. Sistema de classificação para os sistemas de controlo de erosão agronómicos (adaptado de Ingold e Thomson, 1990)

O sistema biotecnológico pré-formado utiliza georredes ou geotapetes/geomantas como protecção temporária até que a cobertura vegetal fique estabelecida. Onde a protecção a longo prazo é assegurada unicamente pela vegetação, os geossintéticos mencionados anteriormente são biodegradáveis, formados por fibras naturais, cuja função passa por assegurar uma protecção a curto prazo. No entanto, se a cobertura vegetal sozinha não consegue impedir os efeitos erosivos, por exemplo, do escoamento superficial de grande velocidade com uma longa duração, então o mais indicado será adoptar os geotapetes de reforço.

Os sistemas biotecnológicos formados *in situ* utilizam uma cobertura de matéria orgânica (constituída por palha, aparas brandas de madeira, etc.) e os aferidores orgânicos para fornecer uma protecção de curto a médio prazo. As hidrossementeiras com vários adesivos podem fornecer protecção a curto prazo, até ao restabelecimento da vegetação, a quem competirá assegurar a protecção a longo prazo (Ingold e Thomson, 1990).

Os sistemas não biotecnológicos remetem para segundo plano a utilização da vegetação enquanto elemento de protecção a longo prazo. Em alternativa, o solo está coberto com tapetes não preenchidos ou tapetes que são preenchidos com terra na hora da sua colocação em obra. Uma variação é encher os tapetes com material ligado, como por exemplo, solo estabilizado com betume. Esta tecnologia é designada na literatura inglesa por *bitumen stabilised soil*.

Uma outra solução é a aplicação do sistema de confinamento com geocélulas, que proporciona protecção contra erosão em taludes, Figura 2.13. Este sistema se for desprovido de cobertura vegetal, tende a formar uma série de micro terraços ao longo do talude.

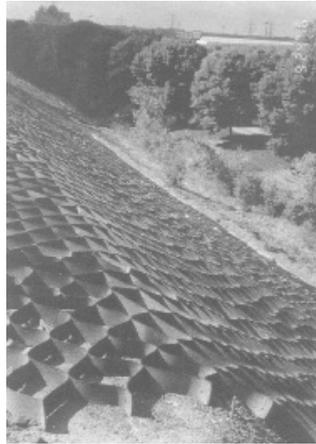


Figura 2.13. Exemplo de aplicação de geocélulas em talude para controlo de erosão (Vidal, 2004)

2.3.2. Características dos geossintéticos usados em controlo de erosão

2.3.2.1. Introdução

No final da década de 60 do século XX, conscientes das limitações apresentadas pelas técnicas de cobertura de matéria vegetal, os fabricantes de geossintéticos iniciaram o desenvolvimento de um grupo diversificado de produtos que haveria de ficar conhecido por RECPs (do inglês *rolled erosion control products*, i.e., produtos para controlo de erosão em rolo). Estes materiais são produtos pré-fabricados dos quais fazem parte as redes de matéria vegetal (do inglês, *mulch control nets* (MCN)), geotêxteis tecidos de malha aberta (do inglês, *open-weave geotextiles* (OWT)), tapetes para controlo de erosão (do inglês, *erosion-control blankets* (ECB)) e mantas de reforço (do inglês, *turf reinforcement mats* (TRM)). Neste trabalho optou-se por adoptar as abreviaturas dos produtos (em inglês) proposta pelo *Erosion Control Technology Council* (ECTC). A principal razão para esta opção prende-se com o facto de não existirem ainda traduções técnicas oficiais para as designações anteriormente mencionadas.

Manufacturados com os mais diversos materiais, dos quais se destacam as fibras de coco, palha, aparas brandas de madeira, juta, poliolefinas (PP e PE), PVC e nylon, esta crescente família de materiais deu origem a uma gama de produtos que cumpriam a

função primária da cobertura de matéria vegetal, i.e., proteger e promover a germinação das sementes que darão origem ao coberto vegetal responsável pelo controlo de erosão. No entanto, estas soluções não apresentam o mesmo tipo de limitações associadas à utilização cobertura vegetal tradicional, uma vez que, este tipo de produtos possui uma alta resistência conferida pelas redes, malhas e geotêxteis incorporados na sua concepção (Lancaster e Austin, 2004).

Em seguida são apresentados cada um dos diferentes tipos de materiais enunciados anteriormente de acordo com as terminologias definidas pelo ECTC, por Lancaster e Austin (2004).

Um outro geossintético, com resultados comprovados no domínio da estabilização de taludes e consequente protecção contra a erosão superficial, são as geocélulas, as quais são igualmente abordadas nesta secção.

Para além da definição das terminologias associadas aos geossintéticos para controlo de erosão, é importante definir e subclassificar os geossintéticos em função da sua longevidade.

De acordo com a mesma instituição, ECTC, entre os RECPs enunciados anteriormente, pode fazer-se uma divisão em função da longevidade funcional. As redes de matéria vegetal (MCNs), os geotêxteis tecidos de malha aberta (OWTs) e os tapetes para controlo de erosão (ECBs) pertencem à categoria de RECPs temporários. Se estes produtos tiverem uma durabilidade de 3 meses são designados por RECPs temporários de muito curta duração; se a sua longevidade funcional atingir os 12 meses designam-se de RECPs temporários de curta duração; atingidos os 24 meses de longevidade funcional designam-se por RECPs temporários de extensa duração; se os 34 meses forem atingidos, tratam-se de RECPs temporários de longa duração.

A longevidade funcional permanente é desempenhada pelos TRMs, bem como pelas geocélulas.

2.3.2.2. Redes de matéria vegetal (MCN)

Segundo a definição oficial do ECTC (apresentada por Lancaster e Austin, 2004), entende-se por rede de matéria vegetal, MCN (*Mulch-control net*): uma estrutura plana, tecida com fibras naturais ou uma malha de geossintético extrudida, usada como produto de controlo de erosão temporário e degradável, para ancorar as fibras soltas da camada de matéria vegetal (*mulch*). Esta classe de RECPs, são estruturas bidimensionais de

fibras naturais tecidas ou georredes orientadas biaxialmente que servem de base à camada de matéria vegetal, i.e., prendem-na entre si.

Segundo os mesmos autores, a camada de matéria vegetal é uma cobertura temporária constituída por vários materiais orgânicos e inorgânicos. Estas camadas não só absorvem o impacto da chuva, aumentam a taxa de infiltração, reduzem a perda de humidade devido à evaporação, ou seja, previnem o controlo de erosão e de sedimentos, como também, asseguram uma temperatura moderada para o solo, e a protecção necessária contra a radiação solar para que as sementes germinem.

2.3.2.3. Geotêxtil tecido de malha aberta (OWT)

Segundo a definição oficial do ECTC (apresentada por Lancaster e Austin, 2004), entende-se por geotêxtil tecido de malha aberta, OWT (*Open-weave textile*): um RECP temporário, que resulta do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou fitas, tecidos numa matriz, cuja função é promover o controlo de erosão, enquanto facilita o estabelecimento da vegetação.

Na Figura 2.14, está ilustrado um geotêxtil tecido de malha aberta.



Figura 2.14. OWT tecido com fibras de coco (RoLanka International)

2.3.2.4. Tapetes (ou mantas) de controlo de erosão (ECBs)

A definição oficial segundo o ECTC (apresentada por Lancaster e Austin, 2004) para tapetes de controlo de erosão (do inglês ECBs –*Erosion Control Blankets*) é: produto temporário e degradável, em rolo, usado em controlo de erosão composto através do processamento mecânico, estrutural ou químico de fibras com o objectivo de formar uma matriz contínua que permita o controlo de erosão e o estabelecimento da vegetação.

Os tapetes de controlo de erosão são constituídos por diversas fibras orgânicas e sintéticas que são tecidas, coladas ou ligadas estruturalmente com redes ou malhas. Estes produtos previnem a erosão, não só porque ajudam a reduzir a força de impacto das gotas da chuva na superfície do solo, mas também porque retêm humidade na terra, promovendo, conseqüentemente, a germinação e crescimento das sementes.

Estes produtos são feitos tipicamente de material natural que é bio e foto-degradável.

Entre os materiais usados para a concepção de ECBs destacam-se a palha (Figura 2.15a), aparas brandas de madeira (Figura 2.15b), fibras de coco (Figura 2.15c), PP, ou uma combinação desses materiais com redes e malhas feitas, por exemplo, em PP e fibras orgânicas de juta.

Esta utilização de materiais tão diversos, bem como a forma como estes se podem combinar entre si, potenciam a aplicabilidade destes materiais, uma vez que permitem conceber tapetes com diferentes graus de eficácia, de durabilidade e de funcionalidade durante o tempo de vida útil da obra.

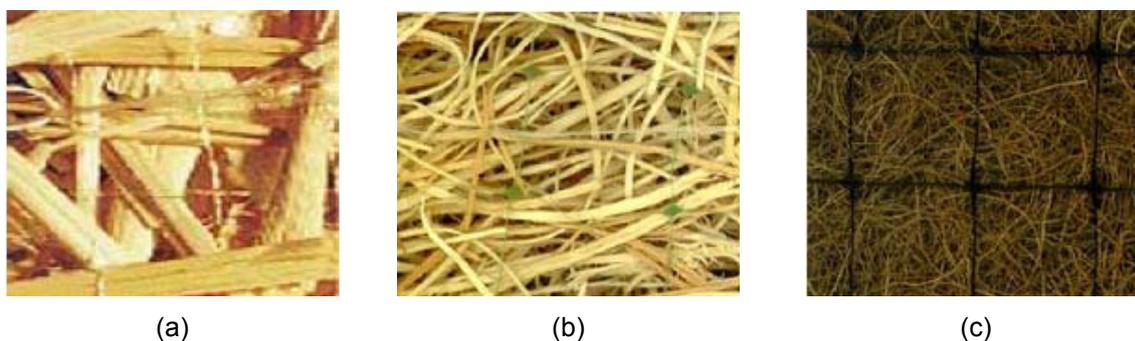


Figura 2.15. Exemplos de ECBs: (a) em palha; (b) em aparas brandas de madeira; (c) em fibra de coco (adaptado Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual, 2005).

2.3.2.5. Tapetes de reforço (TRM)

Segundo a definição oficial do ECTC (apresentada por Lancaster e Austin, 2004), os tapetes de reforço (TRM – *turf reinforcement mats*) são: um RECP não degradável a longo prazo, composto por estabilizantes, que visam impedir a degradação originada pela radiação ultra violeta (UV), fibras sintéticas não degradáveis, filamentos, redes e/ou malha processadas em matrizes de reforço tridimensional projectadas para aplicações permanentes e hidraulicamente críticas onde as descargas apresentam velocidades e

tensões que excedam os limites compatíveis com o desenvolvimento saudável da vegetação natural.

Estes tapetes de reforço (TRM) são estruturas tridimensionais com aberturas suficientemente largas para serem preenchidas facilmente por terra e sementes.

Os TRMs estabilizam a superfície do solo revestido (meso-estabilidade) podendo, portanto, ser utilizados em controlo imediato de erosão uma vez que permitem o crescimento das plantas através de si. Os TRMs também actuam ao nível da micro-estabilidade, funcionando como uma rede de raiz, contra o escoamento superficial protegendo também contra o efeito *splash*.

É exigida uma elevada flexibilidade por parte do tapete, pois só desta forma servem de apoio ao subsolo.

De acordo com Iowa Highway Research Board (2006), alguns TRMs são constituídos por fibras naturais e degradáveis para ajudarem na fase inicial do estabelecimento da vegetação, no entanto, a estrutura permanente de reforço dos TRMs é composta inteiramente por materiais não degradáveis. Neste sentido, os TRMs podem ser subdivididos em TRMs compósitos, Figura 2.16a, e TRMs sintéticos, Figura 2.16b.



(a)



(b)

Figura 2.16. TRM permanente: (a) tecido com fibras de coco e polipropileno; (b) tecido com fibras sintéticas (RoLanka)

2.3.2.6. Geocélulas

Segundo a definição da IGS presente no documento *Recommended descriptions of geosynthetics functions, geosynthetics terminology, mathematical and graphical symbols* uma geocélula é uma estrutura tridimensional, permeável, polimérica (sintética ou natural) em forma de favos de mel ou em forma de teia, feita de tiras de geotêxteis, geogrelhas ou geomembranas unidas, usada em contacto com solo/rocha ou qualquer outro material geotécnico em aplicações de engenharia civil.

Este produto possui uma estrutura tridimensional aberta, pode ser fabricada em polietileno de alta densidade ou poliéster, constituída por células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nelas inseridas, (Figura 2.17). Em função do fabricante, os painéis constituídos por células contíguas podem apresentar paredes verticais com espessura e largura variáveis. O sistema de confinamento oferecido pelas geocélulas pode ser facilmente transportado e armazenado ocupando um espaço mínimo, podendo apenas abrir-se na altura de colocação em obra para ser preenchida com o enchimento determinado. De acordo com MPZ² (2007), quando preenchidas com o material de enchimento (por exemplo, areia, brita, ou betão), comportam-se como uma placa semi-rígida, distribuindo solicitações verticais concentradas.



Figura 2.17. Exemplo de geocélulas com materiais de enchimento, (Agrária Verde)

A solução de geocélulas para controlar a erosão de taludes pode ser constituída por uma estrutura celular expansível, a qual é normalmente separada do terreno natural por um geotêxtil não tecido e cuja estabilidade resulta do atrito mobilizado na interface, do impulso passivo mobilizado em estacas e da resistência à tracção das próprias células e de tendões, desde que devidamente ancorados.

Depois de preenchidas, as células evitam que haja, por um lado o arrastamento das partículas ao longo do talude e por outro que os fluxos de água dêem origem ao aparecimento de valas, pois o escoamento é continuamente direccionado para a superfície. Esta particularidade inerente às geocélulas constitui um importante mecanismo de mitigação da força erosiva do fluxo.

Como já referido no ponto 2.3.1. se as geocélulas forem desprovidas de cobertura vegetal tendem a formar uma série de microterraços, no entanto a solução pode igualmente contemplar o uso de vegetação, visto que a massa vegetal em desenvolvimento fica retida e protegida dentro das células, e o desenvolvimento das suas raízes está assegurado, visto estas poderem penetrar através do geotêxtil até atingirem o subsolo, quando tal acontece forma-se cobertura de reforço integrada através da superfície do talude (das Neves e Lopes, 2007).

2.4. Soluções construtivas para controlo de erosão superficial com geossintéticos

Como foi mencionado nas secções anteriores, a melhor solução para combater os efeitos devastadores da erosão em taludes passa pela revegetação dos mesmos. No entanto, na maioria dos casos, esta medida por si só não é suficiente, devido à incapacidade dos solos em fornecer as condições necessárias para a germinação das sementes e consequente fixação da vegetação.

Para dar resposta à pobreza que afecta cada vez mais os solos, surgiram no mercado produtos, mencionados na secção 2.3, que permitem criar o ambiente favorável à revegetação dos taludes.

Nesta secção são mencionadas algumas soluções possíveis, que combinam o melhor que os geossintéticos têm para oferecer, com todos os benefícios inerentes à inclusão da vegetação nas soluções para controlo de erosão.

2.4.1. Solução construtiva com RECPs

2.4.1.1. Solução tipo

A solução construtiva que se segue é baseada na aplicação de RECPs, ilustrada na Figura 2.18.

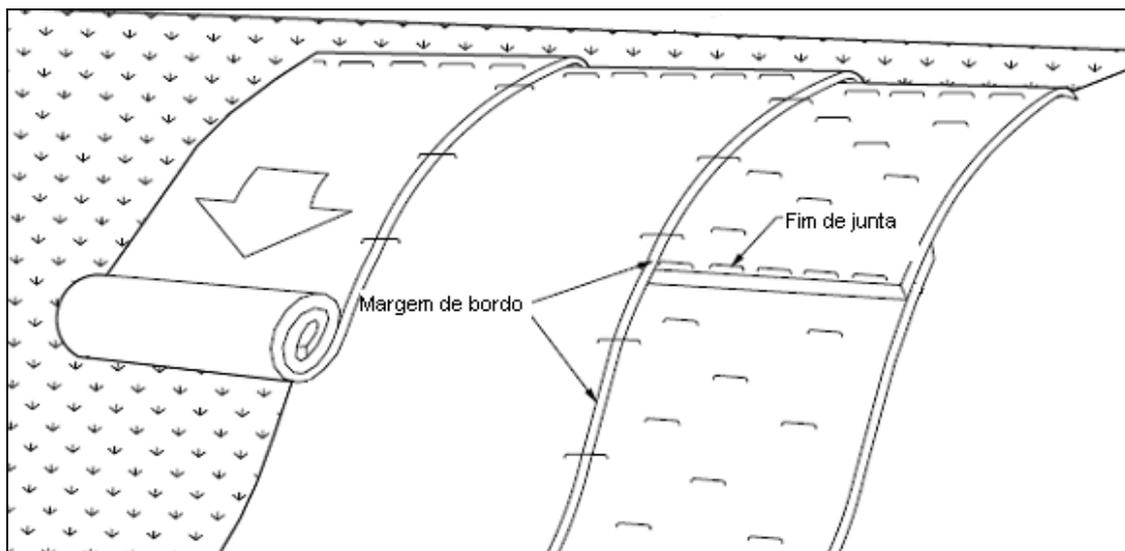


Figura 2.18. Esquema da solução construtiva utilizando RECPs (Iowa Highway Research Board, 2006)

Na Figura 2.19 estão esquematizados pormenores das zonas de margem de bordo e de fim de junta, assinaladas na Figura 2.18.

Nestas secções são referidas as recomendações referidas por Iowa Highway Research Board (2006), Honnigford (2007) e Pennsylvania Department of Transportation (2003).



Figura 2.19. Pormenores de execução da solução proposta na Figura 2.18 (Iowa Highway Research Board, 2006)

2.4.1.2. Instalação

Preparação da superfície do talude

Segundo Honnigford (2007), o primeiro passo na instalação de RECPs em taludes é relativo à preparação do local. Antes de proceder à instalação de qualquer RECP, deve assegurar-se que o local está correctamente preparado. Para o efeito, o local deve apresentar uma superfície suficientemente lisa, livre de ervas daninhas, torrões de terra, pedras, raízes, paus e regos.

Implantação de sementes no talude

O segundo passo no processo de instalação de RECPs em taludes é semear a área na qual se pretende implantar vegetação. Para que a esta se desenvolva, é necessário seleccionar uma mistura de sementes adaptada à área geográfica local, bem como às características do solo. Antes de instalação de RECP, deve haver o cuidado de verificar que toda a área está com superfície lisa e correctamente semeada, procedendo a eventuais rectificações, caso tal não se verifique.

Preparação da vala de ancoragem

No topo do talude deve realizar-se a escavação de uma vala de ancoragem com 150 mm de profundidade por 150 mm de largura. O RECP deve ser ancorado nessa vala com pregos (ver Figura 2.20).

Sempre que possível, a distância entre a crista do talude e a vala de ancoragem deve ser de 1m. Todavia, esta situação pode não ser exequível, devido a condições inerentes ao local, ou outros factores.

Na instalação do RECP, deve colocar-se pregos nos cantos e ao longo da largura do talude.

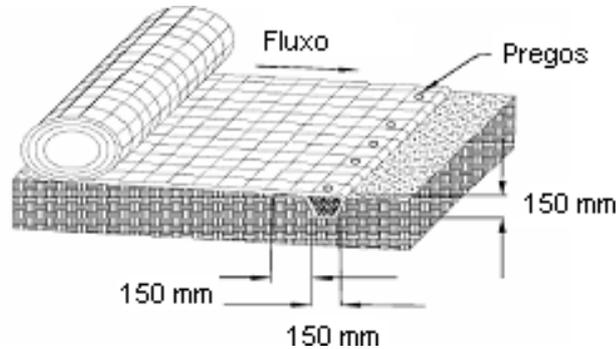


Figura 2.20. Vala de ancoragem, (adaptado Pennsylvania Department of Transportation, 2003)

Colocação de pregos ou estacas no RECP

Deve garantir-se a segurança entre as extremidades dos RECPs colocados ao longo do talude, devendo, para isso, sobrepor-se as extremidades e uni-las com pregos, tal como é ilustrado na Figura 2.18 e na Figura 2.19.

A instalação típica requerer a aplicação de pregos em intervalos de 0,9 a 1,5 m ao longo do comprimento vertical do RECPs. Devem, também colocar-se pregos horizontalmente pelo RECP a cada 4,5 a 6,0 m.

De acordo com Honnigford (2007), recomenda-se que todos os RECPs sejam ancorados com firmeza a uma taxa mínima aproximada de 1,5 pregos ou estacas por $0,84\text{m}^2$. No entanto, em função do tipo de solo ou condições do local, pode ser necessário aumentar o número de pregos /estacas.

De acordo com Pennsylvania Department of Transportation (2003), a fixação do RECP à superfície do solo pode ser feita com pregos metálicos, estacas de madeiras ou outros materiais e pode seguir a aplicação padrão apresentada na Figura 2.21, na eventualidade de não ser referenciada nas instruções do fabricante.

Segurança do RECP no pé do talude

O RECP deve estender-se, no mínimo 0,30 m para lá do pé do talude, sendo a sua fixação assegurada com pregos ou estacas.

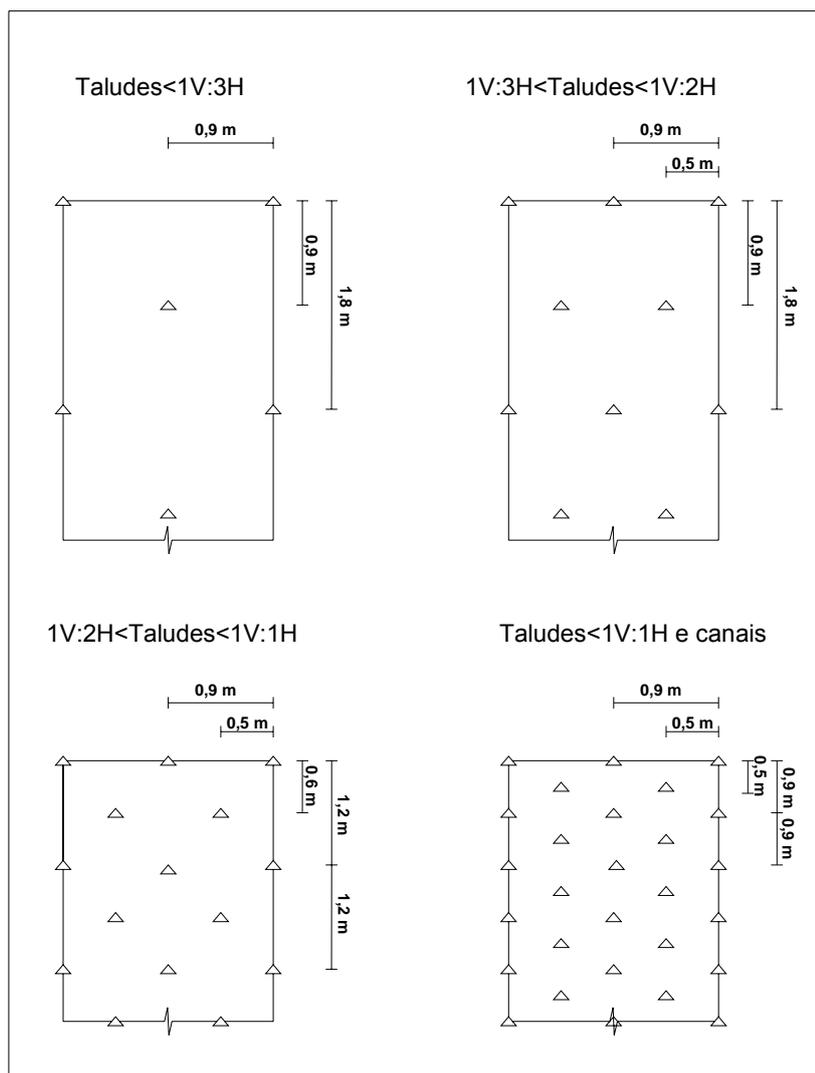


Figura 2.21. Fixação padrão em função da inclinação do talude, (adaptado Pennsylvania Department of Transportation, 2003)

2.4.2. Solução construtiva com geocélulas

Os sistemas de confinamento celular podem ser dispostos sobre uma geomembrana, um geotêxtil, como se mostra na Figura 2.22, ou então colocados directamente sobre o solo. Em qualquer uma das soluções, se tal se justificar, o solo pode ser reforçado com uma geogrelha. Na secção 3.2.1 do Capítulo 3 apresentam-se duas metodologias de dimensionamento para soluções com geocélulas.

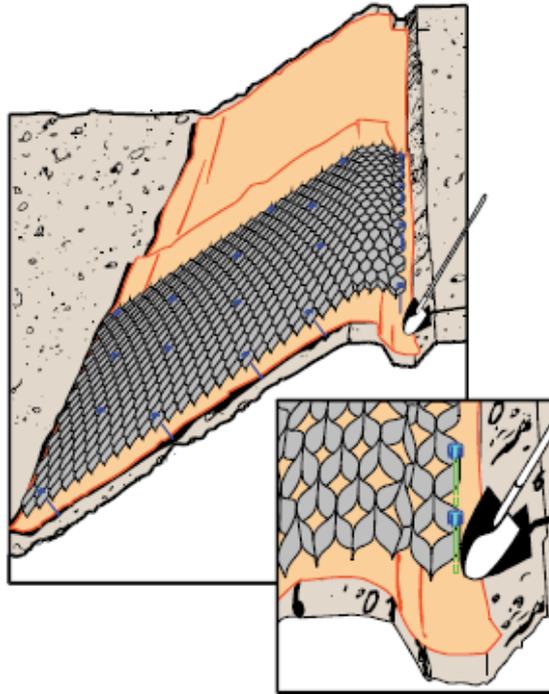


Figura 2.22. Esquema da solução construtiva: geocélulas sobre um geotêxtil (Presto Geosystems¹, 2008)

2.4.2.1. Considerações particulares relativas à fixação e ancoragem:

Em seguida são apresentadas algumas soluções de ancoragem:

- valas de ancoragem;
- pregos de fixação;
- cabos de ancoragem.

Valas de ancoragem

Cada painel deve ser, *à priori*, ancorado na crista do talude numa vala cujas dimensões são determinadas na fase de dimensionamento. A vala de ancoragem pode ser preenchida com betão, permitindo desta forma reduzir o comprimento de ancoragem.

Pregos de fixação

Ao longo do talude as geocélulas devem ser fixadas com pregos, tal como ilustrado na Figura 2.23. O espaçamento entre os pregos, deve ser definido pelo engenheiro projectista.

A forma e comprimento dos pregos depende das características do solo, no entanto, segundo a Tenax (2007), o diâmetro destes não deve ser inferior a 8mm. Cada prego deve ser colocado nas junções dos painéis.

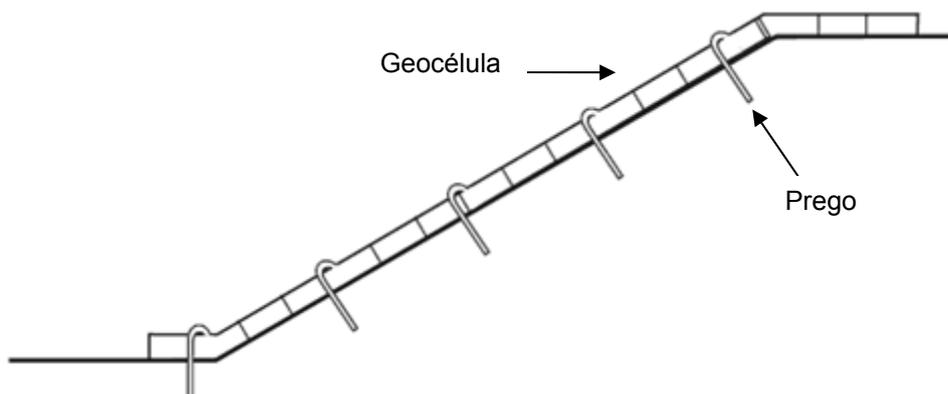


Figura 2.23. Fixação da geocélula ao longo do talude (Vidal, 2004)

Cabos de ancoragem

Em taludes com inclinação compreendida entre os 30° e 45° , ou quando não for possível a utilização de pregos de fixação – quando há uma geomembrana sob os painéis ou quando existe rocha sob as geocélulas – é recomendável o uso de cabos de reforço/ancoragem orientados no sentido do declive e ancorados na crista do talude (ver Figura 2.24). De facto, o atravessamento da geomembrana pelos pregos de fixação anularia a função de barreira impermeável que se pretende que este elemento desempenhe.

Segundo Vidal (2004), quando se está na presença da situação descrita anteriormente, o painel deverá ser aberto sobre uma superfície móvel, ser colocado sobre o talude e devidamente ancorado com os cabos, antes do enchimento das células (Figura 2.25).

Os cabos são passados por buracos previamente feitos nos painéis fechados. O material ideal para os cabos é o poliéster, revestido por polipropileno, devido ao elevado módulo de elasticidade. Alternativamente, podem ser utilizados cabos de polipropileno de boa qualidade que, embora mais flexíveis que os de poliéster, se devidamente sobredimensionados, constituem uma opção economicamente mais viável, (MPZ², 2007).

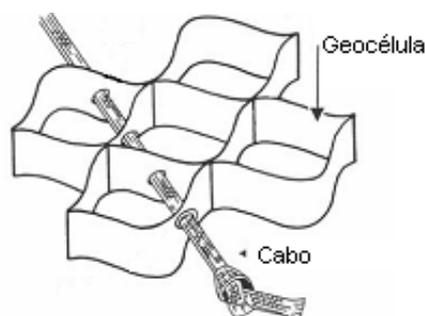


Figura 2.24. Colocação dos cabos nas geocélulas (adaptado de MPZ², 2007)

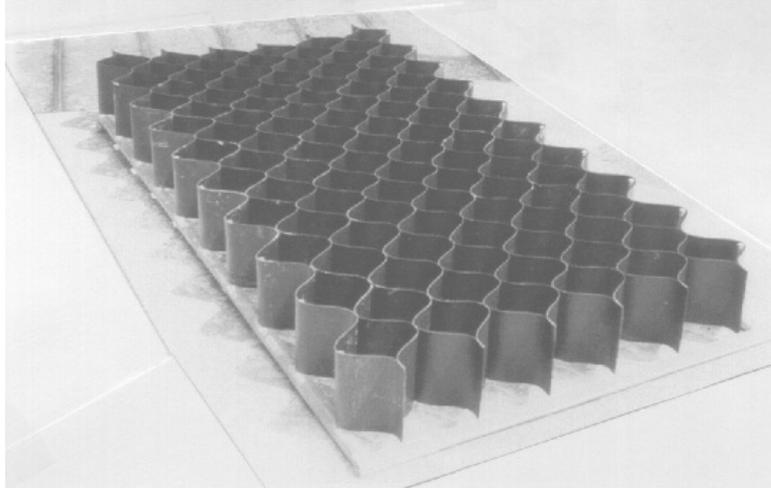


Figura 2.25. Geocélula aberta formando um painel (Vidal, 2004)

2.4.2.2. Material de enchimento

O material de enchimento das geocélulas é escolhido em função das condições hidráulicas, do solo de apoio e ambientais.

De acordo com Vidal (2004), se o talude for íngreme deve optar-se por qualquer um dos seguintes materiais, para realizar o enchimento das geocélulas: solo, vegetação, betão ou argamassa. A areia apenas deve ser aplicada como material de enchimento em taludes suaves.

2.4.2.3. Instalação

Segundo Vidal (2004), a colocação das geocélulas em taludes é simples e não necessita de técnicos especializados, e a sua instalação pode seguir o seguinte procedimento:

- A superfície do local da instalação deve ser a mais lisa possível, a terraplanagem deve seguir as orientações do projecto.
- Se o material de enchimento for diferente do solo de apoio é recomendável o uso de um geotêxtil, ou geomembrana.
- Determina-se a localização do primeiro painel e colocam-se pregos nos quatro cantos, de acordo com as medidas do painel aberto. Os painéis próximos à crista do talude devem ser levados até à vala de ancoragem.
- Quando o material de enchimento for solo vegetal, areia ou brita a altura do material colocado deve ser cerca de 25 a 50 mm maior que a altura da célula,

para permitir o assentamento que ocorrerá devido à compactação, de modo a que o enchimento e paredes das células fiquem nivelados.

- Nenhum tipo de equipamento deve andar sobre os painéis sem que estes estejam preenchidos com o material de enchimento.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO

3.1. Dimensionamento de soluções com RECPs

Os RECPs são produzidos por vários fabricantes, e estão disponíveis numa ampla variedade de configurações. Por esta razão, é comum as mesmas designações, em fabricantes diferentes, corresponderem a produtos com diferentes tipos de composições, embora o propósito a que se destinam seja o mesmo. Devido à variedade de RECPs disponíveis no mercado, a selecção do produto para uma determinada especificação pode ser uma tarefa complicada. Felizmente, a instituição *Erosion Control Technology Council* (ECTC) desenvolveu um guia de classificação de RECPs, já apresentado na secção 2.3.2. do Capítulo 2.

Esta instituição também estabeleceu recomendações relativas ao uso e ao desempenho de cada um dos RECPs (temporários e permanentes). Estas recomendações servem de base para o dimensionamento destes produtos, sendo da responsabilidade dos fabricantes outras eventuais considerações a este respeito. Nenhuma outra forma ou metodologia de dimensionamento foi encontrada durante a fase de elaboração deste trabalho, que possibilitasse a escolha consciente e justificada deste tipo de geossintéticos, pelo que, apenas se apresenta a informação referida anteriormente.

3.1.1. Considerações sobre o dimensionamento de RECPs temporários

Para aplicações em taludes, o projectista, deve seleccionar um dos produtos do Quadro 3.1, do Quadro 3.2, do Quadro 3.3 ou do Quadro 3.4, em função da longevidade funcional e o declive do talude.

Quadro 3.1. Classificação e aplicabilidade de RECPs de muito curta duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)

Muito curta duração – Normalmente 3 meses de longevidade funcional				
Tipo	Descrição do produto	Composição do material	Aplicações em taludes	Resistência à tracção mínima (kN/m)
			Declive Máximo	
1.A	MCN	Malha sintética fotodegradável ou rede de fibras naturais tecidas biodegradáveis	5:1 (H:V)	0,073
1.B	ECB com rede	Fibras naturais e/ou sintéticas ligadas mecânica e/ou quimicamente para formar um RECP	4:1 (H:V)	0,073
1.C	ECB com rede simples e OWT	Fibras naturais e/ou sintéticas mecanicamente ligadas a uma única e degradável rede de fibras sintéticas ou naturais ou um geotêxtil de malha aberta rapidamente degradável formado por diferentes fibras tecidas	3:1 (H:V)	0,73
1.D	ECB com rede dupla	Fibras naturais e/ou sintéticas ligadas mecanicamente entre duas redes de fibras naturais ou sintéticas rapidamente degradáveis	2:1 (H:V)	1,09

Quadro 3.2. Classificação e aplicabilidade de RECPs de curta duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)

Curta duração – Normalmente 12 meses de longevidade funcional				
Tipo	Descrição do produto	Composição do material	Aplicação em taludes	Resistência à tracção mínima (kN/m)
			Declive Máximo	
2.A	MCNs	Malha sintética fotodegradável ou rede de fibras naturais tecidas biodegradáveis	5:1 (H:V)	0,073
2.B	ECBs com rede	Fibras naturais e/ou sintéticas ligadas mecânica e/ou quimicamente para formar um RECP	4:1 (H:V)	0,073
2.C	ECBs com rede simples e OWT	ECB composto por fibras ou sintéticas degradáveis mecanicamente ligadas a uma única rede de fibras degradáveis naturais ou sintéticas, formando uma matriz ou um OWT formado por diferentes fibras degradáveis tecidas numa matriz contínua	3:1 (H:V)	0,73
2.D	ECB com rede dupla	Fibras naturais e/ou sintéticas ligadas mecanicamente entre duas redes de fibras naturais ou sintéticas degradáveis	2:1 (H:V)	1,09

Quadro 3.3. Classificação e aplicabilidade de RECPs de muito extensa duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)

Extensa duração – Normalmente 24 meses de longevidade funcional				
Tipo	Descrição do produto	Composição do material	Aplicações em taludes	Resistência à tracção mínima (kN/m)
			Declive Máximo	
3.A	MCNs	Uma malha sintética ou tecida de fibras naturais de lenta degradação.	5:1 (H:V)	0,36
3.B	ECBs com rede dupla e OWT	ECB composto por fibras naturais ou sintéticas lentamente degradáveis ligadas mecanicamente entre duas redes de fibras lentamente degradáveis naturais ou sintéticas, formando uma matriz contínua ou um OWT formado por diferentes fibras de degradação lenta, tecidas numa matriz contínua	1,5:1 (H:V)	1,45

Quadro 3.4. Classificação e aplicabilidade de RECPs de longa duração (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)

Longa duração – Normalmente 36 meses de longevidade funcional				
Tipo	Descrição do produto	Composição do material	Aplicações em taludes	Resistência à tracção mínima (kN/m)
			Declive Máximo	
4	ECBs com rede dupla e OWTs	ECB composto por fibras naturais ou sintéticas lentamente degradáveis ligadas mecanicamente entre duas redes de fibras lentamente degradáveis naturais ou sintéticas, formando uma matriz contínua ou um OWT formado por diferentes fibras de degradação lenta, tecidas numa matriz contínua	1:1 (H:V)	1,82

3.1.2. Considerações sobre o dimensionamento de RECPs permanentes

Para os RECPs permanentes, i.e., para os tapetes de reforço (TRMs), os projectistas podem recorrer ao Quadro 3.5.

Quadro 3.5. Normalização relativa a RECPs permanentes (adaptado de Lancaster e Austin, 2004)

Tipo	Descrição	Resistência à tracção mínima	Espessura mínima (mm)	Estabilidade aos raios UV (ASTM D 4355@500 horas)	Declive
5.A	TRM	1,82	6,35	80%	5:1 (H:V)
5.B	TRM	2,19	6,35	80%	5:1 (H:V)
5.C	TRM	2,55	6,35	80%	5:1 (H:V)

3.2. Dimensionamento de soluções com geocélulas

Em seguida, apresentam-se dois métodos de dimensionamento para soluções que envolvem o uso de geocélulas. O primeiro modelo é baseado em considerações teóricas, testes laboratoriais e experiência no terreno e é proposto por Rimoldi e Ricciuti (1994). Este método tem em conta os diferentes tipos de roturas das junções, a estabilidade dos três blocos que constituem o talude (crista, corpo e pé do talude), Figura 2.11, a possibilidade de instalação de geocélulas sobre geomembranas e a aplicação de geogrelhas para aumentar a estabilidade.

O segundo método integra o relatório de acção FEUP/IEP: "Controlo de erosão de taludes em solos através de sistemas de solo reforçado com geossintéticos – estudo da eficácia do método na estabilização de parte da encosta ao km 74 +500 da EN 365 – Ribeira de Santarém". Esta proposta, considera a utilização de estacas e tendões, mas ao contrário da anterior, não considera a possibilidade de rotura pelas junções das geocélulas.

3.2.1. Método de dimensionamento 1

A escolha do tipo de geocélula mais apropriado deve ser baseada na análise da estabilidade do corpo, da crista e do pé do talude. Uma análise adicional deve ser executada no caso de se verificar que a camada superficial do solo é mais espessa do que as geocélulas.

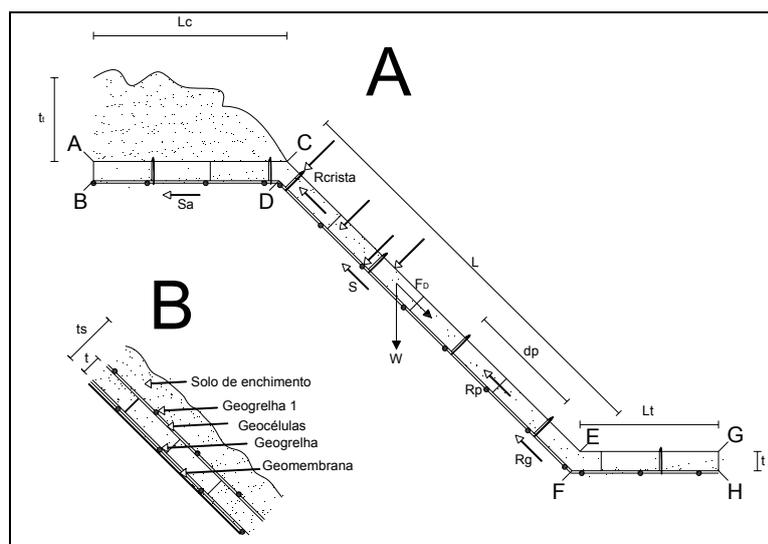


Figura 3.1. Esquema da solução construtiva: a) geocélulas sobre solo; b) geocélulas sobre geomembrana (adaptado de Rimoldi. e Ricciuti. 1994)

Seguidamente são expostas as propostas apresentadas por Rimoldi e Ricciuti (1994), cujo dimensionamento é realizado recorrendo a coeficientes globais de segurança.

3.2.1.1. Análise da estabilidade ao longo do talude

A primeira análise da estabilidade deve ser realizada no bloco central (corpo do talude).

O peso do bloco central, W , (corpo do talude) identificado, na Figura 3.1, pelas letras CDEF, do sistema de confinamento celular preenchido com solo é:

$$W = \gamma \cdot L \cdot t \quad (3.1)$$

com:

γ = Peso volúmico do solo [kN/m^3];

L = Comprimento do talude [m];

t = espessura da geocélula [m].

Por isso, a força de escorregamento, F_D , é igual a:

$$F_D = W \cdot \text{sen}\beta \quad (3.2)$$

com: β = declive do talude em relação à horizontal [graus]

A força resistente global, R_{total} , é calculada através do somatório de todas as forças resistentes:

$$R_{\text{total}} = S + \frac{R_{\text{crista}}}{FS_j} + \frac{R_p}{FS_j} + R_g + P_p + R_c \quad (3.3)$$

Onde S é a força de atrito ao longo do talude (Equação (3.4)) com, ϕ_i = ângulo de atrito na interface solo de enchimento – subsolo (Figura 3.1 A), ou na interface geocélula – geogrelha – geomembrana (Figura 3.1 B), [graus].

$$S = W \cdot \text{cos}\beta \cdot \text{tg}\phi_i \quad (3.4)$$

No topo do talude é mobilizada a resistência, R_{crista} , fornecida pelo total de força das junções (Equação (3.5))

$$R_{\text{crista}} = n_j \cdot J_{\text{min}} \quad (3.5)$$

com: n_j = n.º de junções por unidade de largura das geocélulas [m^{-1}];

J_{min} = força mínima por junção [kN/junção];

FS_j = factor de segurança relativo à rotura da junção.

O factor FS_j , tem em conta possíveis danos sofridos pelas geocélulas durante a sua colocação em obra e os efeitos a longo prazo do solo e dos pregos na força das junções.

De acordo com Rimoldi e Ricciuti (1994) o valor de FS_j , deve ser, no mínimo, igual a 1,5.

A força da junção, J_{min} , deve ser avaliada através de ensaios laboratoriais específicos, como os descritos na EN ISO 13426-1 (2002), *Geotextiles and geotextile-related products -Determination of the strength of internal structural junctions - Part 1: Geocells*.

Mais ainda, R_p é a resistência adicional devido à fixação dos pregos/estacas (Equação (3.6)).

$$R_p = b' \cdot J_p \quad (3.6)$$

onde:

b' = n.º de pregos por unidade de largura do talude, distribuído ao longo do seu comprimento L , [m-1];

J_p = força transversal das junções das geocélulas devido à força aplicada pelos pregos, [kN/junção].

Também J_p , como J_{min} , devem ser avaliados através de ensaios de laboratório específicos (ver Montanelli e Rimoldi, 1994).

O espaçamento d_p , [m], dos pregos ao longo do talude é dado por:

$$d_p = \frac{L}{b'} \quad (3.7)$$

A colocação dos pregos deve ser feita estrategicamente de acordo com o múltiplo mais próximo do diâmetro das geocélulas, o qual é mais pequeno que d_p .

Quando existe geogrelha, a parcela de força resistente mobilizada neste elemento de reforço, R_g , é dada por:

$$R_g = \alpha_{2\%} \quad (3.8)$$

com:

$\alpha_{2\%}$ = força por unidade de comprimento obtida do ensaio de tracção correspondente a uma extensão de 2% (só se a geogrelha for colocada sob as geocélulas).

A geogrelha deve utilizar-se quando o talude é em degraus ou quando existe uma geomembrana sob as geocélulas, com a conseqüente redução do ângulo de atrito na interface dos materiais. Em suma, a geogrelha irá exercer função de reforço.

De acordo com Rimoldi e Ricciuti (1994), recorre-se à força por unidade de comprimento obtida do ensaio de tracção correspondente a uma extensão de 2% e não à resistência à tracção da geogrelha, porque baseado em observações no terreno, é fundamental para a estabilidade que ocorram deslocamentos mínimos na interface. Assim, ao limitar as extensões na geogrelha limitam-se as deformações do conjunto.

A última parcela da Equação (3.3) é a força passiva que resulta da colocação das geocélulas no pé do talude, P_p (Equação (3.9)).

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot t_s^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \text{tg} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot t_s^2 \quad (3.9)$$

com: ϕ = ângulo de atrito do material utilizado no enchimento das geocélulas, [graus]

A resistência que resulta da coesão do solo calcula-se pela Equação (3.10).

$$R_c = c \cdot L \quad (3.10)$$

O factor de segurança global, FS_g , deve, no mínimo, ser igual a 1,5 e é dado por:

$$FS_g = \frac{R_{total}}{F_D} \quad (3.11)$$

3.2.1.2. Análise da estabilidade do bloco da crista do talude, onde se realiza a ancoragem

A análise da estabilidade ao longo do talude permite seleccionar o produto mais adequado e calcular o espaçamento entre os pregos/estacas. Com o objectivo de evitar que as geocélulas, se soltem da vala, é necessário proceder à sua ancoragem.

Mesmo que na análise ao bloco central se tenha considerado que R_{crista} fornecia apenas a força das junções, nesta análise tem que considerar-se uma força activa

superior, visto que as faixas individuais das geocélulas podem estar carregadas com uma carga pontual, R_j . Este tipo de situação foi observado várias vezes no terreno, segundo Rimoldi e Riccuti (1994).

O factor de segurança para o bloco de ancoragem deve ser dado por:

$$FS_a = \frac{S_a}{(F_D - S - R_c) \cdot \cos \beta} \quad (3.12)$$

Onde S_a é a componente horizontal da força resistente mobilizada na vala de ancoragem:

$$S_a = \gamma_t \cdot t_t \cdot L_c \cdot \operatorname{tg} \phi_{ia} \quad (3.13)$$

com: L_c = comprimento de ancoragem, [m];

t_t = altura da vala, [m];

ϕ_{ia} = ângulo de atrito da interface material de enchimento – subsolo na crista, [graus].

Assim impondo o valor mínimo de 1,5 para o factor de segurança para o bloco de ancoragem, pode determinar-se o comprimento das geocélulas que deve ser ancorado (Equação (3.14)). Esse valor deve ser, no mínimo, igual a 0,75 m.

$$L_c = \frac{FS_a \cdot (F_D - S - R_c) \cdot \cos \beta}{\gamma_t \cdot t_t \cdot \operatorname{tg} \phi_{ia}} \quad (3.14)$$

3.2.1.3. Análise da estabilidade no pé do talude

O factor de segurança para a estabilidade no pé do bloco EFGH (Figura 3.1) é dado por:

$$FS_t = \frac{S_t}{P_p} \quad (3.15)$$

onde:

$$S_t = \gamma_t \cdot t_t \cdot L_t \cdot \operatorname{tg} \phi_i \quad (3.16)$$

com: L_t = comprimento da ancoragem no pé do talude, [m].

Por isso L_t pode ser calculado como:

$$L_t = \frac{FS_t P_p}{\gamma \cdot t \cdot \operatorname{tg} \phi_i} \quad (3.17)$$

FS_t deve ser maior ou igual a 1,5, e L_t deve no mínimo ser igual a 1,0m.

Caso tal não aconteça, as geocélulas podem ser ligadas a um suporte rígido, tal como, uma pequena parede ou mesmo blocos de betão.

3.2.1.4. Análise da estabilidade da superfície do solo

Por vezes a espessura do solo é superior à espessura apresentada pelas geocélulas. Quando tal acontece, é necessário verificar a estabilidade do solo na interface com a face superior das geocélulas (Figura 3.1).

Neste caso, a força de escorregamento é dada por:

$$F_{D1} = \gamma \cdot L(t_s - t) \quad (3.18)$$

com, t_s = espessura total do solo [m]

A força resistente total é dada por:

$$R_{total1} = S_1 + P_{p1} + R_{g1} + R_c \quad (3.19)$$

onde a resistência ao atrito vale:

$$S_1 = \gamma(t_s - t) \cdot L \cdot \cos\beta \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (3.20)$$

A resistência no pé do bloco vale:

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot (t_s - t)^2 \quad (3.21)$$

A resistência de uma eventual geogrelha colocada no topo das geocélulas (Figura 3.1) é dada por:

$$R_{g1} = (\alpha_{2\%})_1 \quad (3.22)$$

O factor de segurança é dado por:

$$FS_1 = \frac{R_{total1}}{F_{D1}} \quad (3.23)$$

e deve ser no mínimo de 1,3.

3.2.1.5. Sistema reforçado com uma geogrelha

A expressão que permite determinar o factor de segurança pode ser deduzida como se apresenta seguidamente (Koerner, 1999).

Considerando a cunha activa,

$$W_A = \gamma \cdot h^2 \left(\frac{L}{h} - \frac{1}{\text{sen}\beta} - \frac{\text{tg}\beta}{2} \right) \quad (3.24)$$

$$N_A = W_A \cdot \cos\beta \quad (3.25)$$

$$C_a = c_a \left(L - \frac{h}{\text{sen}\beta} \right) \quad (3.26)$$

Do equilíbrio de forças na direcção vertical resulta a seguinte igualdade:

$$E_A \cdot \text{sen}\beta = W_A - N_A \cos\beta - \left(\frac{N_A \text{tg}\delta + C_a}{FS} + T \right) \cdot \text{sen}\beta \quad (3.27)$$

Por isso as forças internas que actuam na cunha activa são:

$$E_A = \frac{(FS) \cdot (W_A - N_A \cos\beta - T \text{sen}\beta) - (N_A \text{tg}\delta + C_a) \cdot \text{sen}\beta}{\text{sen}\beta(FS)} \quad (3.28)$$

A cunha activa analisa-se de forma similar à anterior.

$$W_p = \frac{\gamma \cdot h^2}{\text{sen}2\beta} \quad (3.29)$$

$$N_p = W_p + E_p \text{sen}\beta \quad (3.30)$$

$$C_p = \frac{c_c \cdot h}{\text{sen}\beta} \quad (3.31)$$

As forças internas que actuam na cunha passiva são:

$$E_p = \frac{C_p + W_p \text{tg}\phi}{\cos\beta(FS) - \text{sen}\beta \cdot \text{tg}\phi} \quad (3.32)$$

Igualando as forças que actuam nas cunhas activa e passiva ($E_A = E_p$), resulta uma equação do segundo grau em que no caso presente a incógnita é o factor de segurança (FS). Então:

$$a(FS)^2 + b(FS) + c = 0 \quad (3.33)$$

onde:

$$a = (W_A - N_A \cos\beta - T \text{sen}\beta) \cos\beta \quad (3.34)$$

$$b = -\left[(W_A - N_A \cos\beta - T \text{sen}\beta) \text{sen}\beta \text{tg}\phi + (N_A \text{tg}\delta + C_a) \text{sen}\beta \cos\beta + \text{sen}\beta (C_p + W_p \text{tg}\phi) \right] \quad (3.35)$$

$$c = (N_A \operatorname{tg} \delta + C_a) \operatorname{sen}^2 \beta \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (3.36)$$

Resultando assim a equação, a partir da qual é possível obter o valor do factor de segurança.

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (3.37)$$

3.2.2. Método de dimensionamento 2

3.2.2.1. Terminologia

A segunda metodologia de dimensionamento utiliza a seguinte terminologia:

β_n – ângulo do elemento n de talude com a horizontal [°]

ϕ_e – ângulo de atrito na interface sob o elemento de crista [°]

ϕ_n – ângulo de atrito crítico na interface do elemento n de talude [°]- é o ângulo de atrito mais baixo verificado em qualquer das interfaces do sistema

ϕ_{fn} – ângulo de atrito interno do solo de fundação sob o elemento de talude n [°]

γ_a – peso volúmico do material de cobertura adicional sobre as geocélulas [kN/m³]

γ_e – peso volúmico do material colocado sobre a crista, incluindo o material de enchimento das células [kN/m³]

γ_n – peso volúmico do material de enchimento das células no elemento de talude n [kN/m³]

γ_{fn} – peso volúmico do solo de fundação sob o elemento de talude n [kN/m³]

c_f – coesão do solo de fundação [kN/m²]

d_n – diâmetro (ou largura) das estacas de ancoragem usadas no elemento de talude n [m]

b_n – dimensão especificada para as células no elemento de talude n [m]

b_G – dimensão da célula standard [mm]

d_G – profundidade da célula standard [mm]

F_{Dn} – força destabilizadora no elemento de talude n [kN/m]

F_{Nn} – força destabilizadora média por unidade de comprimento do talude [kN/m²]

F_{toen} – carga aplicada à estrutura no pé do talude n, devido ao elemento n-1 situado abaixo [kN/m]

F_{Dc} - força destabilizadora na crista, devido ao peso total e à carga no pé do elemento de crista [kN/m]

F_{toec} – carga aplicada ao elemento de crista no pé deste, devido ao elemento n-1 situado abaixo [kN/m]

FS_D – factor de segurança mínimo desejado

$FS_{overall}$ – factor de segurança mínimo – mais baixo de todos os elementos

$FS_{(sh)_n}$ – factor de segurança para o elemento de talude n, baseado apenas na resistência ao corte

$FS_{(sh,st)_n}$ – factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo a resistência ao corte e a resistência das estacas

$FS_{(sh,cr)_n}$ – factor de segurança disponível no elemento de talude n, incluindo a resistência ao corte e a resistência à tracção das células

$FS_{(sh,st,cr)_n}$ – factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo as resistências ao corte, das estacas e à tracção das células

$FS_{(sh,st,te,cr)_n}$ – factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo as resistências ao corte, das estacas, dos tendões e à tracção das células

FS_T – factor de segurança aplicado à resistência última à tracção dos tendões

h_a – espessura da cobertura adicional sobre as células [m]

h_n – profundidade das células no elemento de talude n [m]

K_{pn} – coeficiente de impulso passivo no solo de fundação para o elemento de talude n

l_{bn} – comprimento enterrado das estacas – comprimento total menos a profundidade das células [m]

L_c – comprimento do elemento de crista [m]

l_{e1} – comprimento de crista sob o talude [m]

l_{e2} – comprimento de crista sob a plataforma [m]

l_n – comprimento das estacas usadas para o elemento n de talude [m]

L_{Gn} – máximo comprimento não suportado no elemento de talude n [m]

L_n – comprimento do elemento de talude n [m]

N_s – número de tendões por furo

N_m – número de linhas de estacas a colocar no elemento de talude n

Q_e – pressão de terras sobre o elemento de crista [kN/m²]

P_{pn} – resistência passiva por estaca no elemento de talude n [kN]

R_{pc} – resistência passiva das estacas por unidade de largura do elemento de crista [kN/m]

R_{sc} – resistência ao corte no elemento de crista [kN/m]

R_{Tc} – resistência total de ancoragem no elemento de crista [kN/m]

R_{pn} – resistência passiva das estacas por unidade de largura do elemento de talude n [kN/m]

- R_{Sn} – força resistente devida unicamente ao corte no elemento de talude n [kN/m]
 R_{SSn} – força resistente devida ao corte e à resistência das estacas no elemento de talude n [kN/m]
 R_T – resistência disponível devido aos tendões [kN/m]
 s – espaçamento entre os tendões [m]
 t_e – altura de terras sobre o elemento de crista [m]
 T_G - resistência à tracção das células – células standard: $TG = 1,20$ [kN/m]
 T_{GF_n} – resistência à tracção das células (factorizada) para o elemento de talude n [kN/m]
 T_u – resistência última à tracção dos tendões [kN]
 T_T – resistência à tracção disponível nos tendões, por furo [kN]
 W_n – peso do material que preenche as células no elemento de talude n [kN/m]
 W_{an} – peso do material adicional sobre as células no elemento de talude n [kN/m]
 W_{Tn} – peso total no elemento de talude n [kN/m]
 x_n – espaçamento de estacas ao longo do comprimento do elemento de talude n [m]
 y_n – espaçamento horizontal de estacas no elemento de talude n [m]

3.2.2.2. Sequência de cálculo

Na Figura 3.1 apresenta-se um esquema explicativo da metodologia de cálculo seguida.

- Cálculos relativos ao peso

1. Peso do material que preenche as células no elemento de talude n

$$W_a = L_n \cdot h_n \cdot \gamma_n \quad (3.38)$$

2. Peso do material adicional sobre as células no elemento de talude n

$$W_a = L_a \cdot h_a \cdot \gamma_a \quad (3.39)$$

3. Peso total no elemento de talude n

$$W_{Tn} = W_n + W_a \quad (3.40)$$

- Cálculos para a determinação da resistência à tracção das células

1. Resistência à tracção das células (factorizada) para o elemento de talude n

$$T_{GF_n} = \frac{h_n}{d_G} \times \frac{b_G}{b_n} \times T_G \quad (3.41)$$

- Cálculos de estabilidade – Só corte

1. Força destabilizadora no elemento de talude n

$$F_{Dn} = W_{Tn} \operatorname{sen}\beta + F_{toen} \quad (3.42)$$

2. Força aplicada à estrutura no pé do talude n, devido ao elemento n-1

$$F_{toen} = FS_D W_{T(n-1)} \operatorname{sen}\beta_{(n-1)} - R_{S(n-1)} + F_{toe(n-1)} \quad (3.43)$$

Se $F_{toen} < 0$, $F_{toen} = 0$

3. Força resistente devida unicamente ao corte no elemento de talude n

$$R_{Sn} = W_{Tn} \operatorname{tg}\phi \cos\beta_n \quad (3.44)$$

4. Factor de segurança para o elemento de talude n, baseado apenas na resistência ao corte

$$FS_{(sh)n} = \frac{R_{Sn}}{F_{Dn}} \quad (3.45)$$

5. Factor de segurança disponível no elemento de talude n, incluindo a resistência ao corte e a resistência à tracção das células

$$FS_{(sh,cr)n} = \frac{R_{Sn} + T_{GF_n}}{F_{Dn}} \quad (3.46)$$

Se $FS_{(sh)n} > FS_D$, não é necessário usar estacas nem tendões.

Se $FS_{(sh,cr)n} < FS_D$, adicionar estacas e/ou tendões.

Se $FS_{(sh)n} < FS_D$ e $FS_{(sh,cr)n} > FS_D$, determinar apenas requisitos de ancoragem.

- Cálculos para determinação da resistência devida às estacas

1. Coeficiente de impulso passivo no solo de fundação

$$K_{pn} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi_{fn}}{1 - \operatorname{sen}\phi_{fn}} \quad (3.47)$$

2. Comprimento enterrado das estacas

$$I_{bn} = I_n - h_n \quad (3.48)$$

3. Resistência passiva por estaca no elemento de talude n

$$P_{pn} = d_n (0,5K_{pn} \gamma_{fn} I_{bn}^2 + 2c_{fn} \sqrt{K_{pn} I_{bn}}) \quad (3.49)$$

4. Número de linhas de estacas a colocar no elemento de talude n

$$N_m = \frac{L_n}{x_n} \quad (3.50)$$

5. Resistência passiva devida às estacas por unidade de largura do elemento de talude n

$$R_{pn} = \frac{P_{pn} \times N_m}{y_n} \quad (3.51)$$

- Cálculos para determinação do espaçamento máximo entre estacas

1. Força destabilizadora média por unidade de comprimento do talude [kN/m²]

$$F_{Nn} = \frac{W_{Tn}}{L_n} \text{sen} \beta_n - \frac{W_{Tn}}{L_n} \text{cos} \beta_n \text{tg} \phi_n + \frac{F_{toen}}{L_n} \quad (3.52)$$

2. Máximo comprimento não suportado no elemento de talude n

$$L_{Gn} = \frac{T_{GFn}}{F_{Nn}} \quad (3.53)$$

Se $F_{Nn} \leq 0$, não há qualquer limitação ao comprimento não suportado

- Cálculos de estabilidade – Corte e Resistência das Estacas

1. Força resistente – Resistência ao corte e estacas

$$R_{SSn} = R_{Sn} + R_{pn} \quad (3.54)$$

2. Factor de segurança - Resistência ao corte e estacas

$$FS_{(sh,st)n} = \frac{R_{SSn}}{F_{Dn}} \quad (3.55)$$

3. Factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo as resistências ao corte, das estacas e à tracção das células

$$FS_{(sh,st,cr)n} = \frac{R_{SSn} + T_{GFn}}{F_{Dn}} \quad (3.56)$$

Se $FS_{(sh,st)n} > FS_D$, não é necessário usar tendões.

Se $FS_{(sh,st)n} < FS_D$, adicionar tendões e/ou aumentar resistência das estacas.

Se $FS_{(sh,st)n} < FS_D$ e $FS_{(sh,st,cr)n} > FS_D$, determinar apenas requisitos de ancoragem.

Se $FS_{(sh,st)n} \gg FS_D$, otimizar o diâmetro das estacas e/ou o espaçamento e/ou o comprimento.

- Cálculos para determinar a resistência à tracção dos tendões

1. Resistência à tracção disponível nos tendões, por furo

$$T_T = \frac{T_u \times N_s}{FS_T} \quad (3.57)$$

2. Resistência disponível devido aos tendões

$$R_T = \frac{T_T}{s} \quad (3.58)$$

- Cálculos de estabilidade – Corte, resistência das estacas e dos tendões

1. Factor de segurança disponível no elemento de talude n incluindo as resistências ao corte, das estacas, dos tendões e à tracção das células

$$FS_{(sh,st,te,cr)n} = \frac{T_{GFn} + R_{SSn} + R_T}{F_{Dn}} \quad (3.59)$$

Se $FS_{(sh,st,te,cr)n} < FS_D$, aumentar resistência das estacas e/ou dos tendões.

Se $FS_{(sh,st,te,cr)n} > FS_D$, determinar apenas requisitos de ancoragem.

Se $FS_{(sh,st,te,cr)n} \gg FS_D$, otimizar a solução, reduzindo a resistência das estacas e/ou dos tendões.

- Cálculos relativos à ancoragem de crista

1. Força destabilizadora na crista, devido ao peso total e à carga no pé do elemento de crista

Desde que o elemento de crista seja horizontal, a única força destabilizadora é a que actua no pé do elemento:

$$F_{Dc} = F_{toec} \quad (3.60)$$

2. Carga aplicada ao elemento de crista no pé deste, devido ao elemento n-1 situado abaixo:

$$F_{toec} = FS_D W_{T(n-1)} \text{sen}\beta_{(n-1)} - R_{S(n-1)} + F_{toe(n-1)} \quad (3.61)$$

3. Comprimento de crista sob o talude

$$l_{e1} = \frac{(t_e + h_c) \times \cos \beta}{\text{sen}\beta} \quad (3.62)$$

em que β é o ângulo do elemento de talude superior

4. Comprimento de crista sob a plataforma

Se $l_{e1} > L_c$, $l_{e2} = 0$

$$l_{e2} = L_c - l_{e1} \quad (3.63)$$

5. Pressão de terras sobre o elemento de crista

$$Q_e = 0,5 \times l_{e1}^2 \times \text{tg}\beta \times \gamma_e + l_{e2} (t_e + h_c) \gamma_e + 0,5 \frac{h_c^2}{\text{tg}\beta} \gamma_e \quad (3.64)$$

6. Resistência de ancoragem – só corte

$$R_{sc} = Q_e \tan \phi_e \quad (3.65)$$

7. Factor de segurança ao deslizamento – só corte

$$FS_{(sh)c} = \frac{R_{sc}}{F_{Dc}} \quad (3.66)$$

- Cálculos para determinar a resistência devida às estacas no elemento de crista

1. Coeficiente de impulso passivo no solo de fundação

$$K_{pc} = \frac{1 + \text{sen}\phi_{fc}}{1 - \text{sen}\phi_{fc}} \quad (3.67)$$

2. Comprimento enterrado das estacas

$$l_{bc} = L_c - h_c \quad (3.68)$$

3. Resistência passiva por estaca no elemento de crista

$$P_{pc} = d_c (0,5K_{pc} \gamma_{fc} l_{bc}^2 + 2c_{fc} \sqrt{K_{pc}} l_{bc}) \quad (3.69)$$

4. Número de linhas de estacas a colocar no elemento de crista

$$N_{rc} = \frac{L_c}{x_c} \quad (3.70)$$

5. Resistência passiva devida às estacas por unidade de largura do elemento de talude n

$$R_{pc} = \frac{P_{pc} \times N_{rc}}{y_c} \quad (3.71)$$

6. Resistência total de ancoragem

$$R_{Tc} = Q_e \operatorname{tg} \phi_e + R_{pc} \quad (3.72)$$

7. Factor de segurança ao deslizamento – resistência ao corte e resistência das estacas

$$FS_{(sh,st)c} = \frac{R_{Tc}}{F_{Dc}} \quad (3.73)$$

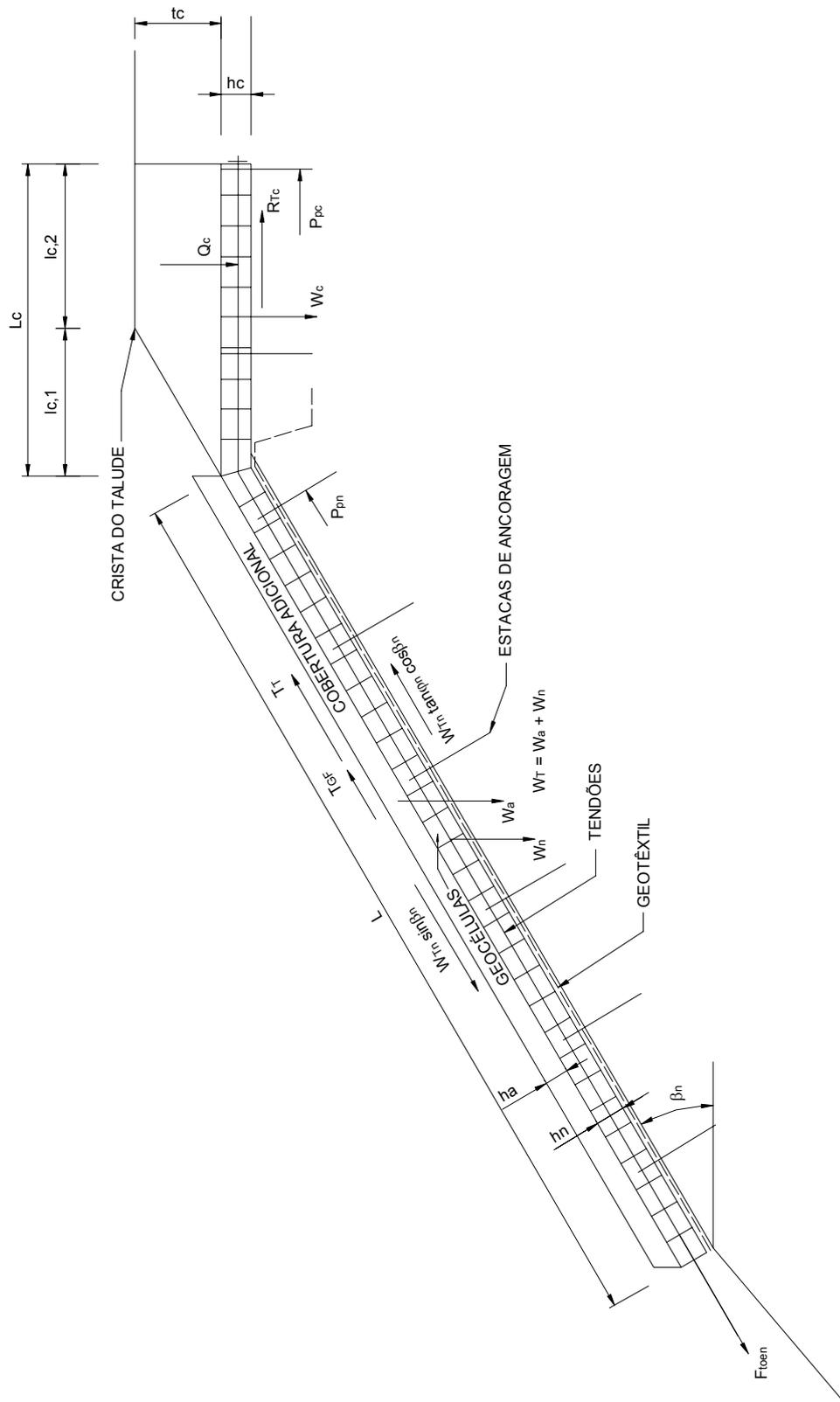


Figura 3.1. Esquema exemplificativo das forças actuantes na estrutura de protecção contra a erosão proposta pelo Método 2

CAPÍTULO 4

MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

4.1. Introdução

Um talude pode ser considerado como potencialmente instável a partir do momento em que as tensões tangenciais originadas por esforços destabilizadores são ou possam tornar-se maiores que a resistência ao corte do material que constitua a zona do maciço que permita definir uma região potencial de ruptura. Assim, os factores que, por um lado, aumentam ou introduzem tensões de corte ou por outro, que diminuem a resistência ao corte do maciço são os responsáveis pelas condições gerais que favorecem a destabilização de taludes.

Os tipos mais comuns de instabilidade que podem afectar os taludes estão representados na (Figura 4.1) (Dyminski, 2008).

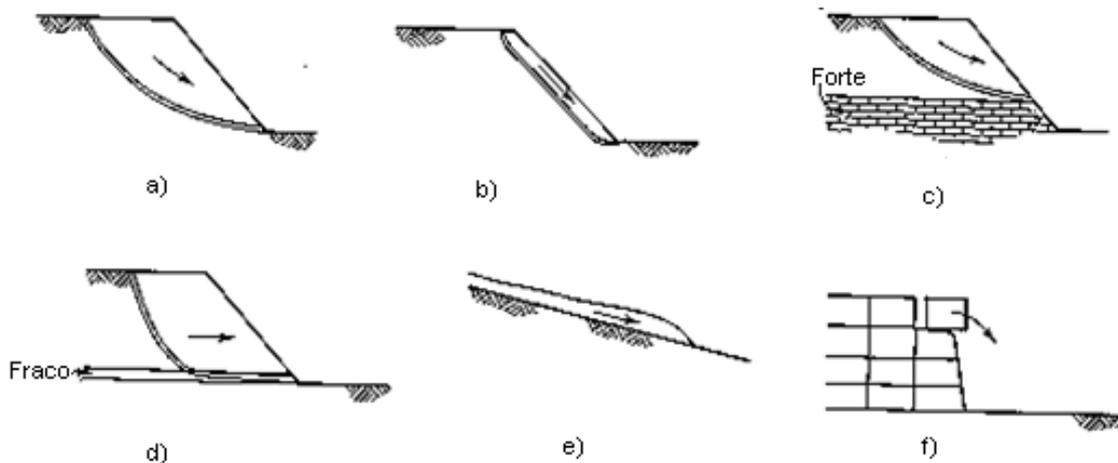


Figura 4.1. Tipos de instabilidade que afectam taludes: a) escorregamento rotacional; b) escorregamento translacional; c) escorregamento limitado por camada resistente; d) escorregamento condicionado por camada fraca; e) corrida de lama; rastejo ou "creep"; f) tombamento.

Os movimentos de massa causam frequentemente consequências devastadoras pelo que, se torna indispensável realizar a análise de estabilidade de taludes.

As técnicas de análise de estabilidade podem ser divididas em dois grandes grupos, i.e., nos métodos probabilísticos e determinísticos.

4.1.1. Métodos probabilísticos

A aplicação deste tipo de métodos requer conhecimento das distribuições de probabilidade ou das funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias associadas ao problema.

O número de dados disponíveis e o grau de dispersão dos mesmos em relação a uma média afectam sensivelmente a probabilidade calculada. Com efeito, a interdependência de factores (tais como: Intensidade de chuva x tipo de solo x variações de resistência; inclinação do talude x tipo de solo x condições de drenagem; etc.) e o número pequeno de informações tornam as análises probabilísticas, no momento, restritas do ponto de vista de aplicação prática na previsão de problemas de ruptura de um modo geral.

Porém, com o progresso dos estudos nos últimos anos, estas análises encontram-se em expansão e tem particular relevância para a confecção de Mapas de Potencial de Ruptura, Mapas de Risco de Ruptura, Mapas de Ocupação/Aproveitamento de solos, e outros (Dyminski, 2008).

4.1.2. Métodos determinísticos

As análises determinísticas são realizadas em função do factor de segurança (FS). Este pode ser definido de três formas diferentes: equilíbrio limite, equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos (Abramson *et al.*, 2002). Relativamente à primeira definição, esta baseia-se na resistência ao corte, a qual pode ser obtida de duas formas: uma abordagem em termos de tensões totais ou através de tensões efectivas. O tipo de resistência considerada depende do tipo de solo, condições de carregamento e do tempo decorrido após escavação. A resistência total ao corte é usada em condições a curto prazo para solos argilosos, enquanto a resistência efectiva ao corte é usada em condições a longo prazo em todo o tipo de solos, ou em qualquer tipo de condições desde que conhecida a pressão intersticial ou pressão neutra (Janbu 1973). A segunda e

a terceira definições são baseadas no equilíbrio de forças e nas condições de equilíbrio do movimento das forças resistentes e actuantes, respectivamente.

A análise da estabilidade de taludes realizada com os métodos determinísticos pode ser efectuada através dos métodos com modelos elástico-perfeitamente plásticos e dos métodos com modelos rígido-plásticos ou de equilíbrio limite (MEL). Relativamente ao primeiro grupo, realça-se o método de elementos finitos (MEF). Relativamente ao segundo grupo, dependendo da forma como a massa rompida é analisada, pode ter-se três diferentes abordagens, e conseqüentemente três subgrupos. Assim, tem-se os métodos que consideram a massa em rotura como um único corpo, procedendo-se à formulação de hipóteses sobre as tensões ao longo das potenciais superfícies de ruptura; métodos que dividem essa massa rompida em cunhas e por fim, os métodos que a decompõem em fatias (Fabrício, 2006).

Os dois grupos de análise continuam a ser objecto de grande interesse da comunidade científica (Griffiths e Lane, 1999, Cai e Ugai, 2001).

Ao longo desta secção são apresentados ambos os métodos bem como a aplicabilidade dos MEL na análise de taludes por métodos computacionais.

4.2. Métodos de equilíbrio limite (MEL)

4.2.1. Introdução

Os métodos de equilíbrio limite, baseiam-se em quatro hipóteses fundamentais:

- A superfície de rotura é bem definida;
- A massa de solo ou rocha encontra-se em condições de ruptura generalizada iminente (i.e., num estado de equilíbrio limite);
- O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é satisfeito ao longo da superfície potencial de ruptura, logo a resistência ao corte, τ , na iminência da ruptura é dado pela Equação (2.1).
- O factor de segurança ao longo da potencial superfície de ruptura é único.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (4.1)$$

A equação é apresentada em tensões totais, devendo ser utilizada em tensões efectivas sempre que relevante, e onde,

c – coesão

σ – tensão normal, no plano de ruptura, no momento em que a mesma acontece

ϕ – ângulo de atrito;

A adopção destas hipóteses básicas têm como objectivo encontrar a superfície crítica de ruptura, ou seja, a que corresponde ao menor valor do FS.

Todos os métodos de equilíbrio limite são baseados em certas suposições para as forças normais (E) e de corte (T) entre fatias, sendo que a principal diferença entre estes reside na forma como essas forças são determinadas ou assumidas. Adicionalmente, há ainda que considerar, a forma da superfície de deslizamento e das condições de equilíbrio para calcular o FS, entre outras. Existem na literatura diversos métodos de equilíbrio limite. As hipóteses preconizadas pelos diferentes métodos apresentam-se sumariamente no Quadro 4.1.

As forças entre fatias, Figura 4.2, dependem de uma série de factores, entre os quais, da tensão-deformação e da deformação característica dos materiais. No entanto, esta avaliação torna-se complicada nos métodos de EL. Por esta razão, é necessário adoptar hipóteses simplificadas, para a maioria dos métodos, que conduzam à omissão de uma ou de ambas as forças. Contudo os métodos mais avançados consideram essas forças na análise por EL. Seguidamente, alguns dos princípios básicos sobre os métodos são brevemente descritos.

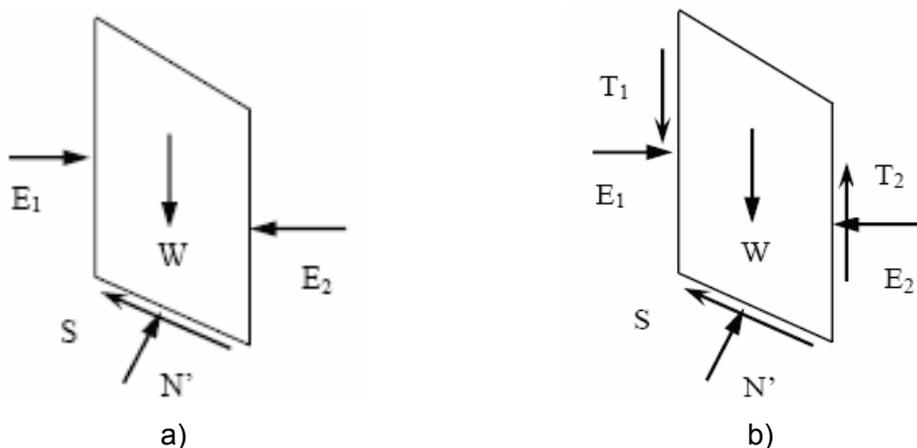


Figura 4.2. Representação das forças na base da fatia: a) para o MBS e MJS; b) para os MJG, MM-P e MS

Quadro 4.1. Características de alguns MEL (adaptado de Cuentas, 2003)

Método	Hipóteses	Comentários (Tipo de superfície de ruptura)
Fellenius (1936) (fatias)	Não considera forças entre fatias	(Circular)
Bishop Simplificado (1955) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal.	(Circular) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. FS determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.
Janbu Simplificado (1968) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal. Um factor de correcção empírico f_0 é usado para levar em conta os efeitos das forças tangenciais.	(Qualquer) – Valores de f_0 sugeridos para condições de solos homogéneos. FS é determinado a partir do equilíbrio de forças.
Janbu Generalizado (1968) (fatias)	Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de c arbitrária.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. Posição da última não é usada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. FS determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos.
Spencer (1967) (fatias)	Resultantes das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo.	Assume que a resistência ao corte é mobilizada nos lados de todas as cunhas. A inclinação das interfaces das cunhas é variada para produzir uma condição crítica de equilíbrio.
Morgenstern-Price (1965) (fatias)	Direcção da resultante das forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$. A parcela de $f(x)$ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e de momentos é calculada.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças entre fatias. Uma incógnita λ é introduzida. Fatias são de espessura infinitesimal.
Sarma (1973) (fatias)	Resistência interna entre fatias é mobilizada. Distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias definidas por uma função arbitrária. A percentagem da função λ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada.	(Qualquer) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças tangenciais entre fatias. Incógnita λ introduzida.

4.2.2. Método Ordinário ou Sueco(MO)

A principal vantagem deste método de fatias, está na simplicidade inerente ao cálculo do FS, visto que a equação usada para a sua avaliação não necessita de um processo iterativo (Aryal, 2006).

No MO, são ignoradas as forças que existem entre fatias. O peso de uma fatia é decomposto em forças paralelas e perpendiculares à base de fatia. A força perpendicular à base da fatia é designada por força normal básica, com a qual é possível avaliar a resistência ao corte disponível. A componente de peso paralela à base da fatia é designada por força motriz gravitacional.

O ponto a partir do qual é possível avaliar o factor de segurança é o mesmo que é usado para descrever a superfície de deslizamento e conseqüentemente obter o somatório dos momentos (Slope, 2007).

O factor de segurança é baseado no equilíbrio de momentos e calculado através (Abramson *et al.*, 2002 e Nash, 1987):

$$F_m = \frac{\sum (c'l + N'tg\phi')}{\sum W \cdot \text{sen}\alpha} \quad (4.2)$$

$$N' = (W \cos \alpha - ul) \quad (4.3)$$

Onde,

u pressão intersticial, pressão neutra ou pressão na água nos poros

l comprimento da base da fatia

α inclinação da superfície de deslizamento

Em síntese, o MO:

- Satisfaz a condição de equilíbrio de momentos;
- Não leva em consideração as forças normal e de corte entre fatias;
- Fornece o FS mais conservador;
- É útil apenas para demonstrações.

4.2.3. Métodos de Bishop

Em 1950 o Professor Bishop da Imperial College in London inventou um método que incluía as forças normais entre fatias, mas ignorava as forças de corte entre as mesmas, este método designa-se por método de Bishop simplificado (MBS).

Bishop desenvolveu uma equação para a força normal à base da fatia somando as componentes das forças das fatias na direcção vertical. Consequentemente as forças segundo esta direcção tornaram-se dependentes do factor de segurança. Desta forma, a equação para a determinação do factor de segurança tornou-se não linear (FS aparece em ambos os lados da equação) sendo, portanto imprescindível recorrer a um processo iterativo para o calcular (Fernandes, 1995).

Uma vez que o equilíbrio das forças verticais é satisfeito, para determinar a força normal efectiva na base (N') pode recorrer-se:

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \sum \left(W - \frac{c' l \sin \alpha}{FS} - ul \cos \alpha \right) \quad (4.4)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \cdot \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \phi'}{FS} \right) \quad (4.5)$$

Como o MBS também assume, à semelhança do método anterior, uma superfície de rotura circular, utiliza-se a mesma Equação (4.2), para determinar o FS. Mas, como mencionado anteriormente, o seu cálculo terá de ser iterativo.

Em síntese, MBS:

- Satisfaz a condição de equilíbrio de momentos;
- Satisfaz o equilíbrio de forças para N;
- Considera as forças normais;
- Mais comum na prática;
- É aplicável sobretudo para superfície de corte circulares.

O método de Bishop rigoroso considera as forças normais (E) e de corte (T) entre fatias. No entanto, este método assume apenas uma única distribuição para a resultante das forças e satisfaz o equilíbrio de momentos em cada fatia. As forças T e E, e por isso o FS são determinados através de um processo iterativo (Abramson *et al.*, 2002).

4.2.4. Métodos de Janbu

O método simplificado (MJS), método generalizado (MJG) e método directo desenvolvidos por Janbu (1954, 1968) são muito comuns na análise da estabilidade. As diferenças fundamentais relativas a estes métodos são seguidamente apresentadas.

4.2.4.1. Método de Janbu simplificado (MJS)

O método do Janbu simplificado é semelhante ao método de Bishop simplificado, no entanto, o MJS satisfaz apenas o equilíbrio de forças horizontais global, mas não o equilíbrio de momentos global (Slope, 2007).

Este método baseia-se numa superfície de corte composta (i.e. não circular) e o FS é determinado através do equilíbrio de forças horizontais. Tal como no MBS, este considera as forças normais (E) mas negligencia as forças de corte (T). A força normal à base (N) é determinada da mesma forma como no MSB e o FS é calculado através:

$$F_f = \frac{\sum (c' + (N - ul) \operatorname{tg} \phi') \sec \alpha}{\sum W \operatorname{tg} \alpha + \sum \Delta E} \quad (4.6)$$

Onde,

$\sum \Delta E = E_2 - E_1$ Resultante das forças normais entre fatias (zero se não houver forças horizontais)

A sequência de cálculo que permite obter o FS, baseado nos equilíbrios de forças e de momentos é fornecida no Apêndice A.

Em termos de tensões originalmente apresentadas por Janbu (1954) a Equação (4.6) pode escrever-se:

$$F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p - u) \operatorname{tg} \phi')}{n_\alpha} \right]}{\sum p \cdot b \cdot \operatorname{tg} \alpha} \quad (4.7)$$

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \cdot \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \phi'}{FS} \right) \quad (4.8)$$

Onde,

$p = W/b =$ tensão vertical total e $b =$ largura da fatia.

Em síntese, o MJS:

- Satisfaz o equilíbrio de forças vertical e horizontal;
- Não satisfaz o equilíbrio de momentos;
- Considera a interacção das forças normais entre fatias;
- É geralmente utilizado para superfícies de corte compostas.

Janbu introduziu um factor de correcção (f_0), na expressão do factor de segurança original (F_0), para ajustar os efeitos das forças de corte entre fatias (Equação 4.9). Este factor de correcção tem como valor mínimo 1,0.

Com esta modificação, o método de Janbu simplificado e corrigido (MJC) dá um FS mais elevado.

$$F_f = f_0 F_0 \quad (4.9)$$

O factor de correcção depende do rácio entre a profundidade e o comprimento da superfície de rotura (d/L). O FS, com este factor de correcção, pode aumentar entre 5 - 12%, sendo a gama mais baixa relativa a solos friccionais, i.e., solos sem coesão e a gama mais alta para solos argilosos (Abramson *et al.*, 2002).

4.2.4.2. Método de Janbu generalizado (MJG)

O (MJG) ou o procedimento de Janbu generalizado de fatias (Janbu, 1973) considera ambas as forças entre fatias (normal e tangencial) e assume uma linha de confiança para determinar uma relação entre as mesmas. Como resultado, o FS torna-se numa função complexa com ambas as forças entre fatias (Nash 1987):

$$F_f = \frac{\sum [(c' + (N - ul) \operatorname{tg} \phi') \sec \alpha]}{\sum [W - (T_2 - T_1)] \cdot \operatorname{tg} \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (4.10)$$

Semelhantemente, a força total normal à base (N) torna-se uma função das forças de corte entre fatias (T) como:

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \cdot \left[W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{FS} \cdot (c' + u \cdot l \cdot \operatorname{tg} \phi') \cdot \sec \alpha \right] \quad (4.11)$$

Este é o primeiro método (em termos cronológicos) que satisfaz as condições de equilíbrio de forças e de momentos. O equilíbrio de momentos para a massa total de escorregamento está explicitamente satisfeito considerando uma largura de fatia infinitésima (dx) e considerando momentos sobre o ponto médio da base da fatia (Janbu, 1957 e 1973). A largura infinitesimal da fatia foi introduzida para evitar a confusão sobre o ponto de aplicação de força normal à base. Esta condição de equilíbrio dá na realidade a relação entre as forças de interacção entre fatias (E e T) como:

$$T = \operatorname{tg} \alpha_t \cdot E - \frac{dE}{dx} \cdot h_t \quad (4.12)$$

onde,

α_t = inclinação da linha de confiança, e
 h_t = altura desde do ponto médio da base da fatia até dE.

A relação das forças entre fatias obtida na Equação (4.12) é a mesma que Janbu estabeleceu, com excepção da direcção da força de corte entre estas, a qual é assumida aqui em sentido inverso ao dos ponteiros dum relógio para um deslizamento que acontece da esquerda para a direita como se mostra no esquema, representado (Figura 4.2b). A linha de confiança segue o centróide da pressão do solo (Janbu 1973, Nash 1987). Porém, para determinar estaticamente soluções, procura-se a localização actual através de um procedimento iterativo até que o equilíbrio total esteja satisfeito (Abramson *et al.*, 2002). Desde que o equilíbrio de força global esteja satisfeito pelas forças entre fatias, o equilíbrio de momentos automaticamente satisfaz o escorregamento de massa (Nash 1987, Grande 1997).

Em síntese, MJG:

- Considera ambas as forças entre fatias;
- Assume uma linha de confiança;
- Satisfaz ambas as condições de equilíbrio;
- Lida com geometria complexa e superfícies de rotura;
- É um método avançado entre os métodos de EL.

4.2.4.3. Método de Janbu directo (MJD)

O método de Janbu directo (MJD) baseia-se em parâmetros adimensionais e séries de quadros de estabilidade (Janbu, 1954). Estes quadros fornecem uma ferramenta poderosa para levar a cabo a análise de estabilidade de taludes, incluem também várias condições de carregamento, tais como água no solo sobrecarga e fendas de tracção (do inglês *tension cracks*). Além disto, o método pode ser usado em análises de tensões totais e efectivas. O FS para solos coesivos e friccionais pode ser calculado por (Janbu, 1954 e 1996):

$$FS = N_{cf} \cdot \frac{c}{p_d}, \quad \lambda_{c\phi} = \frac{p_e}{c} \cdot \text{tg}\phi \quad \text{e} \quad p_e = (1 - r_u) \cdot p_d \quad (4.13)$$

onde,

$p_d = \gamma H$ = tensão total, p_e = tensão efectiva,

N_{cf} = numero de estabilidade, o qual depende do factor adimensional ($\lambda_{c\phi}$),

$r_u = u/\gamma z =$ razão de pressões neutras

4.2.5. Método de Sarma

Sarma (1973) desenvolveu um método para uma fatia não vertical ou para blocos gerais. Este método satisfaz ambas as condições de equilíbrio (Abramson *et al.*, 2002). Além disso, a relação das forças entre fatias assume-se como uma expressão linear de Mohr-Coulomb:

$$T = c \cdot h + E \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (4.14)$$

Onde,

$c, \phi =$ parâmetros de resistência ao corte e $h =$ altura da fatia

As forças de entre fatias são ajustadas até que o FS seja satisfeito tanto para o equilíbrio de forças como para o equilíbrio de momentos.

Em resumo, a abordagem do método de Sarma:

- Considera as forças normal e de corte, entre fatias;
- Satisfaz o equilíbrio de forças e o equilíbrio de momentos;
- Relaciona as forças entre fatias através de uma equação de quasi-resistência ao corte (do inglês *quasi shear strength*).

4.2.6. Método de Morgenstern-Price (MM-P)

O método de Morgenstern-Price (MM-P) satisfaz simultaneamente ambas as condições de equilíbrio de momentos e de forças. Para resolver a indeterminação do problema, admite-se uma relação entre as forças E e T (Equação (4.15)):

$$T = f(x) \cdot \lambda \cdot E \quad (4.15)$$

Onde,

$f(x) =$ função que deve ser especificada, a qual varia continuamente ao longo superfície de deslizamento,

$\lambda =$ constante a ser determinada por processo iterativo

O método permite adoptar diferentes tipos de funções para $f(x)$, tais como: arco de seno, constante, arco de seno incompleto, trapezoidal etc. No entanto, de acordo com

Morgenstern-Price (1965), a função pela qual geralmente se opta é a arco de seno, visto tratar-se da função que menos influencia o valor final do FS.

A relação para a força normal à base (N) e as forças entre fatias (E, T) é igual à que foi apresentada no MGJ. Para uma determinada função, as forças entre fatias são calculadas através de um processo iterativo até F_f ser igual a F_m , Equações (4.16) e (4.17) (Nash 1987). A sequência de cálculo que permite obter os equilíbrios de forças e de momentos é demonstrada no Anexo A.

$$F_f = \frac{\sum [(c' + (N - ul) \cdot \text{tg}\phi') \cdot \text{sec}\alpha]}{\sum [W - (T_2 - T_1)] \cdot \text{tg}\alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (4.16)$$

$$F_m = \frac{\sum (c' + (N - ul) \cdot \text{tg}\phi')}{\sum W \cdot \text{sen}\alpha} \quad (4.17)$$

Em síntese, MM-P:

- Considera ambas as forças entre fatias;
- Assume uma função, $f(x)$;
- Permite a selecção para a função de interacção de força;
- Calcula o FS para as duas condições de equilíbrio (momento e força).

4.2.7. Método de Spencer (MS)

O método de Spencer (MS) é igual ao MM-P excepto no que diz respeito à suposição feita para as forças entre fatias. Como hipótese simplificadora para solução do problema admite que o ângulo de inclinação θ da resultante das forças entre fatias é constante (i.e., estas resultantes são paralelas em todas as fatias analisadas).

De acordo com este método, a força de corte entre fatias está relacionada com:

$$T = E \text{tg}\theta \quad (4.18)$$

Em síntese, MS:

- Considera ambas as forças de interacção;
- Assume uma função de força constante;
- Satisfaz as condições de equilíbrio de forças e momentos;
- Calcula o FS para as duas condições de equilíbrio (momento e força).

4.2.8. Equilíbrio limite geral (ELG)

O equilíbrio limite geral (ELG) é um procedimento que incorpora todas as suposições e desenvolvimentos feitos pelos dois últimos métodos de EL. Na realidade, esta é uma extensão dos métodos de Spencer e de Morgenstern-Price onde, a interacção de forças entre fatias de um talude, $\text{tg}\theta = \lambda \cdot f(x)$ permite determinar a interacção de forças (Krahn, 2004 e Abramson *et al.*, 2002). Deste modo, o procedimento de ELG é uma óptima ferramenta para comparar os métodos mais comuns num diagrama FS vs λ , como é esquematizado na Figura 4.3.

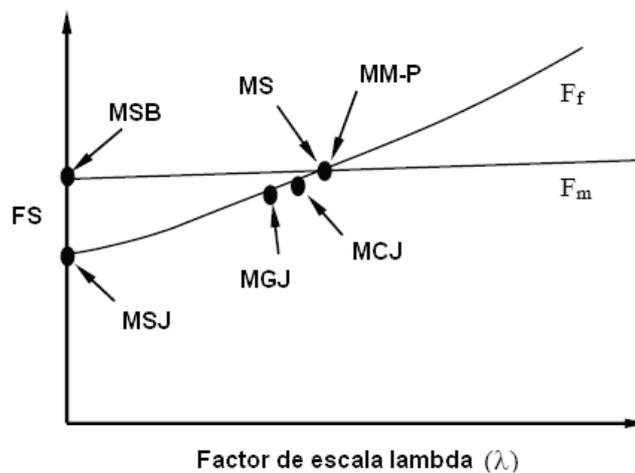


Figura 4.3. Apresentação dos métodos mais comuns (adaptado Fredlund e Krahn 1977)

Uma vez que o MBS e o MJS satisfazem apenas, a condição de equilíbrio de momentos e de forças, respectivamente, então para $\lambda = 0$, obtêm-se os FS relativos a cada um dos métodos referidos. Como o MM-P e o MS satisfazem ambas as condições de equilíbrio, então o ponto de intersecção entre cada uma das curvas F_m e F_f , da Figura 4.3, fornece o respectivo valor do FS para estes métodos. De acordo com Fredlund e Krahn (1977), o MJG e o MJC estão perto do ponto de intersecção (Figura 4.3). Assim, o procedimento de ELG apresenta a vantagem de fazer comparações entre factores de segurança no mesmo diagrama.

A análise da estabilidade para uma superfície de corte circular e composta é possível neste procedimento (Fredlund *et al.*, 1981 e Chugh 1986). A função variável de interacção de força, tal como se apresenta na Equação (4.15), define a inclinação da interacção de forças depois de repetidas iterações (Nash, 1987).

Em síntese, o procedimento do ELG:

- Considera ambas as forças de interacção;
- Assume uma função de força constante;
- Permite a selecção para a função de interacção de força;
- Permite comparar os métodos de equilíbrio limite mais comuns e avançados.

4.3. Métodos de elementos finitos (MEF)

4.3.1. Introdução

Os métodos de equilíbrio limite, como já foi mencionado anteriormente, apresentam algumas limitações, por um lado, a técnica negligência o comportamento de tensão-deformação dos solos e das rochas e por outro lado, faz suposições arbitrárias (sobretudo relacionadas com as forças entre fatias) para assegurar a convergência numérica. Com o objectivo de mitigar estas lacunas surgiram outros métodos de análise, entre os quais se destaca o método dos elementos finitos (MEF). Este método é um método numérico, aproximado para a solução de problemas de meios contínuos, os quais são descritos por equações diferenciais, para determinadas condições de contorno e condições iniciais, pela subdivisão do domínio em subdomínios. De acordo com Cuentas (2003), a primeira previsão do FS em análises da estabilidade de taludes, pelo MEF, parece ter sido realizada por Kulhawy *et al.*, (1969), mas por várias razões este método não se tornou uma ferramenta de cálculo popular, na época. Entre as principais razões que dificultaram o uso deste método destacam-se, por exemplo, a dificuldade de aceder a computadores aliada ao elevado custo de processamento em que se incluía o tempo de preparação dos dados de entrada; poucos programas computacionais na área da geotecnia; desconhecimento da formulação do MEF, as suas vantagens e limitações; existência de poucos estudos de comparação entre os factores de segurança calculados pelo MEF com os obtidos por procedimentos mais simples (método de equilíbrio limite) ou com resultados de observações em campo; etc. (Cuentas, 2003).

Todavia, estas limitações estão hoje em dia ultrapassadas, na maioria dos casos.

4.3.2. Tipos de análise de estabilidade de taludes por elementos finitos

Os MEF para a análise da estabilidade de taludes, podem ser classificados em métodos directos e indirectos.

4.3.2.1. Métodos directos

Nesta classe de métodos, os resultados numéricos do MEF, são exclusivamente usados para localização da potencial superfície de deslizamento e cálculo do factor de segurança.

Existem várias técnicas propostas por diferentes autores (Zienkiewics, 1975; Naylor, 1982; Donald e Giam, 1988), que permitem aplicar o método directo, estas dependem do rigor da simulação computacional do processo de ruptura do talude de solo.

4.3.2.2. Métodos indirectos

Nestes métodos, um campo de tensões é inicialmente gerado através de uma análise do MEF, sendo então utilizado em conjunto com outro procedimento de análise para determinação da potencial superfície crítica de deslizamento e correspondente factor de segurança. A diferença entre os métodos directos e indirectos é que estes últimos geralmente não precisam de um grande esforço computacional, análises repetidas do problema variando-se os parâmetros de resistência dos materiais até a ocorrência iminente da ruptura ou mesmo o emprego de uma relação constitutiva elasto-plástica, podendo ser considerados relações tensão-deformação mais simples como o modelo elástico linear ou hiperbólico. O factor de segurança global é calculado da mesma maneira que no método de equilíbrio limite tradicional (Cuentas, 2003).

À semelhança dos métodos directos, estes métodos também apresentam diversas técnicas associadas aplicadas/investigadas por diversos autores (Cuentas, 2003).

4.4. Programas computacionais

A análise da estabilidade de taludes pode ser realizada recorrendo a software baseado no equilíbrio limite (EL) e nos elementos finitos (EF). De facto, o software baseado nos princípios do EL é utilizado há vários anos. Por outro lado, surge o software de EF, baseado nas leis constitutivas e em modelos de solo apropriados, que tem ganho o interesse quer dos investigadores, quer dos profissionais. Neste trabalho, utilizou-se apenas software baseado no EL, o qual, é seguidamente apresentado.

4.4.1. SLOPE/W

A versão do SLOPE/W, utilizada neste trabalho é a 7.03 (2007). Este software é baseado nos princípios e nas teorias dos MEL abordados nas secções anteriores.

De forma sucinta, o SLOPE/W é formulado em termos de dois factores de equações de segurança. Estas equações são usadas para calcular o factor de segurança baseado no momento de fatias e no equilíbrio de forças. Dependendo da função de força de entre fatias adoptada, o factor de segurança para todos os métodos pode ser determinado a partir destas duas equações.

Este programa inclui três programas executáveis; *Define*, para definir o modelo, *Solve* para calcular os resultados, e *Contour* para ver os resultados.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DE UM CASO DE ESTUDO

5.1. Descrição e contextualização do problema

Este capítulo é dedicado à análise de um caso de real em que aconteceram sucessivos problemas de instabilidade associados a um processo de erosão superficial do talude. Tendo como base o exposto nos capítulos anteriores, propõem-se soluções para aumentar a segurança do talude, em que os geossintéticos desempenham o papel principal de elementos estabilizadores.

O caso de estudo deste trabalho é parte de uma encosta adjacente à EN 365, ao km 74+500, no distrito de Santarém. O principal elemento que suporta a sua caracterização ao longo deste capítulo é o relatório de acção: "Controlo de erosão de taludes em solos através de sistemas de solo reforçado com geossintéticos – estudo da eficácia do método na estabilização de parte da encosta ao km 74 +500 da EN 365 – Ribeira de Santarém". Este documento, por sua vez, é fundamentado não só pela informação disponibilizada pelo IEP (Instituto das Estradas de Portugal), mas também por visitas efectuadas ao local em diferentes períodos do ano, 9/12/2002, 20/05/2003 e 27/09/2003 (Apêndice B).

De forma sucinta pode descrever-se cronologicamente que esta encosta tem sofrido desde 1976 destabilizações, as quais se tornam mais frequentes em períodos de elevada precipitação. Para mitigar os problemas erosivos, entre 1982 e 1983, realizaram-se algumas intervenções, tais como, uma extensa rede de drenagem, um muro em betão na base da encosta, a introdução de espécies vegetais ou pedra arrumada à mão no terreno. As últimas destabilizações de que há registo ocorreram após um elevado período de precipitação. Este facto aliado não só há inexistência de vegetação devido a um incêndio que ocorrera em 1999, mas também à impossibilidade

das águas da chuva não poderem circular na rede de drenagem, pois esta não fora alvo de manutenção, e como tal apresentava-se obstruída, foram responsáveis pela erosão de taludes, assentamentos, arrastamento de terras e destruição de alguns trechos da rede de drenagem.

De acordo com as visitas efectuadas ao local, mencionadas anteriormente, foi possível observar que os solos eram predominantemente argilosos, secos e rijos, de cor amarelada e acastanhada, apresentando fendas de retracção.

Este reconhecimento superficial, vai de encontro às disposições patentes na Carta Geológica de Portugal, Santarém, 1952, a qual indica que a área alvo de estudo é constituída por formações do Pliocénico (Miocénico Superior), denominadas por “Grés e argilas com flora de Nossa Senhora de Saúde e de Vale de Santarém”, as quais compreendem níveis de argilas com concreções calcárias, argilo-arenosas, grés e intercalações de calcários.

Este tipo de formações geológicas é propensa a fenómenos de erosão diferencial, que, associado ao carácter expansivo que caracteriza as argilas, representam um elevado risco para a ocorrência de instabilidade ao longo da encosta.

5.2. Prospecção geotécnica

Com o objectivo de aprofundar o conhecimento em relação às características do solo relevante para o estudo da estabilidade da encosta em análise, realizaram-se ensaios de penetração ligeiros bem como a caracterização da distribuição granulométrica e da plasticidade do material constituinte da encosta. No entanto, os resultados obtidos através dos ensaios realizados fornecem apenas uma informação muito superficial sobre o local, pelo que se deve salientar a inevitável necessidade de elaborar estudos geotécnicos mais aprofundados aquando da decisão de intervenção.

Os resultados obtidos nos ensaios de penetração dinâmica, assim como a classificação de solos coerentes em termos de consistência, permitiram estimar a profundidade previsível para a ocorrência de solos muito duros a rijos, estando a mesma patente no Quadro 5.1 para os diferentes locais ensaiados (Figura 5.1). Constata-se que o terreno se apresenta localmente (PDL7 e PDL10) com consistência média a uma profundidade da ordem dos 1,1 – 1,9m.

A informação relativa à distribuição granulométrica e aos valores dos limites de Atterberg do solo estão patentes no Quadro 5.2.

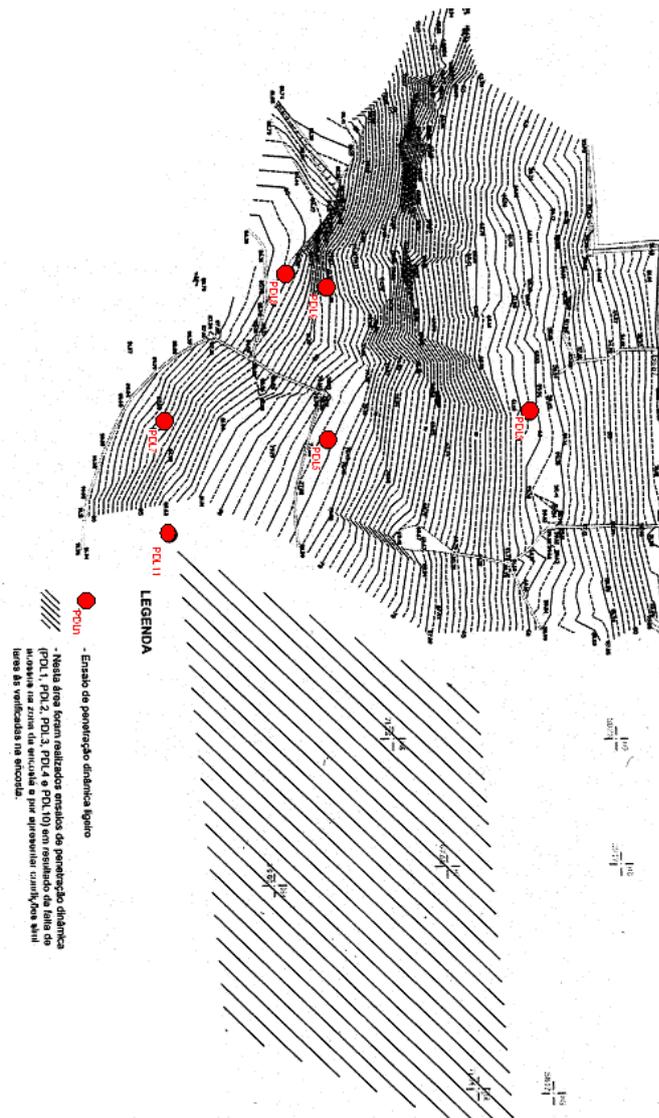


Figura 5.1. Localização dos ensaios de penetração dinâmica ligeiros

Quadro 5.1. Profundidade a partir da qual se prevê a ocorrência de solos muito duros a rijos (Lopes *et al.*, 2004)

PDLm	Profundidade (m)	Observações
PDLm 1	4,7	
PDLm 2	0,5	
PDLm 3	1,5	
PDLm 4	1,2	
PDLm 5	0,0	
PDLm 6	0,0	
PDLm 7	2,6	Localmente de consistência média (1,1-1,9m)
PDLm 8	0,9	
PDLm 9	0,3	Localmente de consistência média (0,0-0,2m)
PDLm 10	1,9	Localmente de consistência média (1,3-1,8m)
PDLm 11	2,7	

Quadro 5.2. Distribuição granulométrica, valores dos limites de Atterberg e classificação do solo (Lopes *et al.*, 2004)

Amostra	Amostra 1
Passado no peneiro #4 (%)	96,2
Passado no peneiro #10 (%)	93,2
Passado no peneiro #40 (%)	78,6
Passado no peneiro #60 (%)	72,9
Passado no peneiro #200 (%)	62,2
LL (%)	34
LP (%)	16
IP (%)	18
Classificação de solos	
AASHO	A-6 (5)
UNIFICADA	CL

Os resultados obtidos através dos ensaios realizados fornecem apenas uma informação muito superficial sobre o local, pelo que se deve salientar a inevitável necessidade de elaborar estudos geotécnicos mais aprofundados aquando da decisão de intervenção.

5.3. Determinação dos parâmetros de cálculo relativos ao solo

Os resultados dos ensaios de penetrómetro ligeiro e dos ensaios laboratoriais, apresentados na secção anterior, foram utilizados para estimar os parâmetros de comportamento mecânico do maciço (ângulo de atrito e coesão).

Assim, a partir dos resultados dos ensaios de penetração dinâmica definiu-se o valor da resistência dinâmica (R_d) através da “fórmula dos holandeses”.

No entanto, a impossibilidade de realizar uma correspondência entre os resultados dos ensaios de penetração dinâmica (PDL) e os ensaios CPT e SPT, apenas permitem que os valores de parâmetros de resistência do terreno (coesão e ângulo de atrito) sejam conseguidos através de retroanálises ou por associações empíricas entre os valores dos ensaios de laboratório, incluindo a classificação do solo, e os parâmetros de resistência.

5.3.1. Correlações empíricas

De acordo com as correlações propostas por Waltham (1994), entre a classificação unificada de solos e os valores do limite de liquidez (LL), do índice de

plasticidade (IP) e do ângulo de atrito interno (Quadro 5.3) e tendo em conta o Quadro 5.1 e o Quadro 5.2, é possível estimar um ângulo de atrito igual a 28° para realizar o trabalho de retroanálise da secção seguinte.

Quadro 5.3. Correlações entre a classificação unificada de solos e algumas características dos mesmos (Waltham, 1994).

Classificação do Solo		Dimensão das partículas (mm)	Valores típicos		
Tipo	Classe		LL (%)	IP (%)	ϕ ($^\circ$)
Cascalho	G	2 - 60	-	-	> 32
Areia	S	0,06 - 2	-	-	> 32
Silte	ML	0,002 - 0,006	30	5	32
Silte argiloso	MH	0,002 - 0,06	70	30	25
Argila	CL	< 0,002	35	20	28
Argila plástica	CH	< 0,002	70	45	19
Orgânico	O	-	-	-	< 10

5.3.2. Retroanálise

Para se proceder ao dimensionamento de uma solução para estabilização do talude, foi necessário recorrer ao processo de retroanálise para estimar as propriedades mecânicas do solo. Para o efeito, este processo recorre à geometria inicial do talude bem como à geometria de uma superfície de deslizamento real, para a qual assume que o coeficiente de segurança ao deslizamento é unitário. Posteriormente, com recurso a software de análise de estabilidade de taludes (SLOPE/W), determinam-se os parâmetros de resistência do solo em tensões efectivas (c' , ϕ'), que conduzem a um coeficiente de segurança ao deslizamento unitário para a superfície em estudo.

Para que os valores obtidos tenham significado físico, é indispensável um levantamento topográfico actual e pormenorizado das zonas em que ocorreram as roturas. No entanto, embora se disponha de um levantamento topográfico relativamente recente, este não contempla as superfícies de deslizamento. Por esta razão a retroanálise realizada teve de ser baseada em possíveis superfícies de rotura.

Para a análise do problema em estudo optou-se apenas pelo perfil mais representativo da encosta, ou seja, um perfil com uma inclinação média (Figura 5.2). Para verificar a estabilidade do talude, recorreu-se ao software SLOPE/W, da *Geoslope International* – versão 7.03.

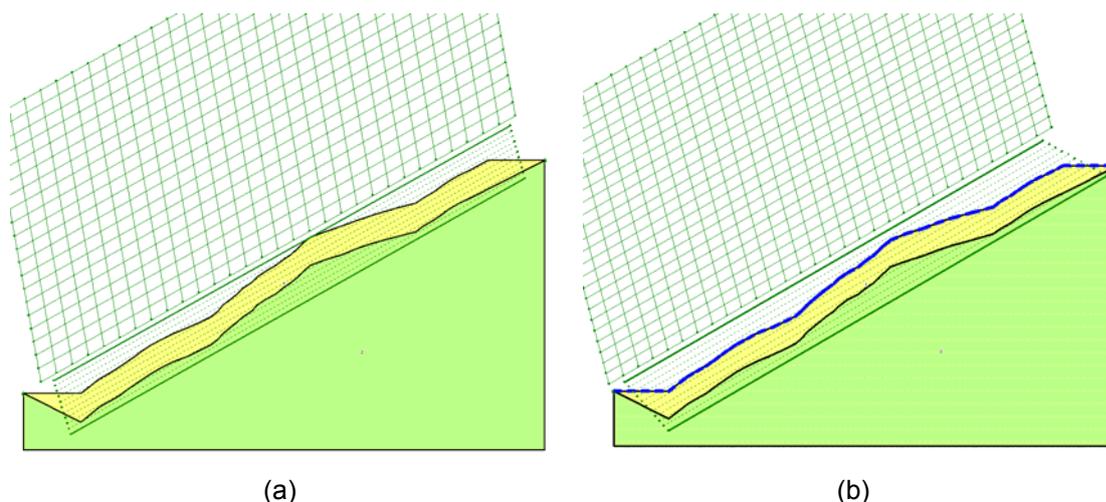


Figura 5.2. Perfis de cálculo: a) terreno seco; b) nível freático à superfície

Uma vez definidos os materiais que constituem o perfil definiram-se possíveis superfícies de deslizamento circulares, recorrendo para o efeito à ferramenta "Grid and radius", Figura 5.2, a qual define tangentes a essas superfícies e centros para os respectivos arcos de circunferência.

Em seguida apresentam-se os resultados decorrentes da modelação do terreno seco e com água, respectivamente.

Atendendo aos resultados dos ensaios de penetração dinâmica e devido à falta de mais informação, assumiu-se, para efeitos de modelação numérica, que as cunhas mais superficiais podiam atingir uma profundidade máxima de 5m. Perante este facto, e por questões de segurança, definiu-se que apenas a partir desta distância o maciço apresenta melhores características relativamente às existentes no solo superficial.

Em função das características apresentadas pelo solo, considerou-se o seu peso volúmico seco (γ_d) igual a 18 kN/m³ e o seu peso volúmico saturado (γ_{sat}) igual a 21. Relativamente ao ângulo de atrito em tensões efectivas (ϕ'), o seu valor pode variar no intervalo de 25° a 30°, enquanto a coesão efectiva (c') se encontra entre 0 kPa e 20 kPa.

Visto que não se dispõe de prospecção geológica e geotécnica mais detalhada, considerou-se que o maciço sob as cunhas mais superficiais apresentava igual peso volúmico seco ao solo existente nestas, 30° de ângulo de atrito e coesão igual a 20 kPa.

5.3.2.1. Modelação do terreno seco

Para determinar qual o valor de coesão que, aliado a um ângulo de atrito interno (ϕ') de 28° , conduzia a uma superfície de rotura com um factor de segurança unitário ou próximo do unitário, procedeu-se a uma análise de sensibilidade dos dados (Figura 5.3). Este tipo de análise permite fixar o valor do ângulo de atrito e calcular o FS para cada um dos valores de coesão pertencentes ao intervalo definido (0 a 20 kPa). Além de analisar a variação do FS com o aumento da coesão, fez-se o inverso, ou seja, fixou-se o valor da coesão em 5,5 kPa e fez-se variar o ϕ' entre 25° e 30° .

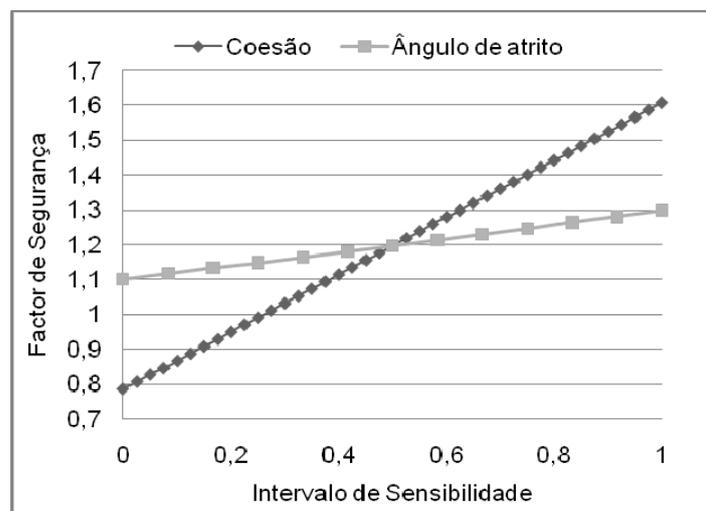


Figura 5.3. Análise de sensibilidade para condições de terreno seco

Para uma coesão de 5,5 kPa obtém-se um factor de segurança igual a 1,010 (Figura 5.4).

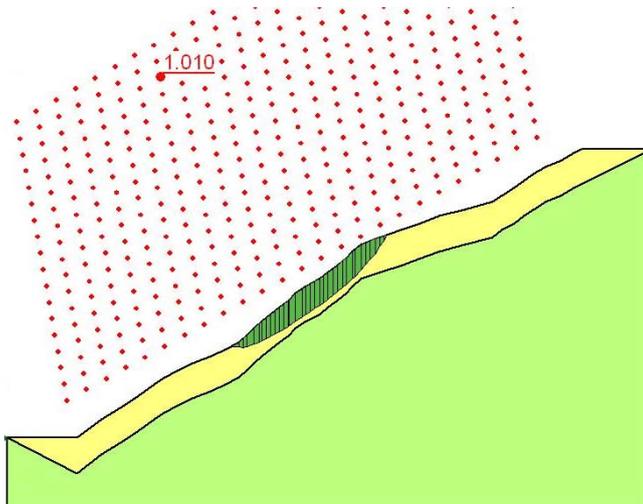


Figura 5.4. Resultado da análise ao perfil seco: factor de segurança de 1,010 e superfície de rotura crítica otimizada para $\phi' = 28^\circ$ e $c' = 5,5$ kPa

5.3.2.2. Modelação do terreno com água

A análise que se segue contempla a situação mais desfavorável no que respeita à presença de água no maciço, ou seja, modelou-se o perfil com o nível freático à superfície. Seguidamente, à semelhança do caso anterior, realizou-se uma análise de sensibilidade dos dados, a qual permitiu determinar o valor da coesão necessário para obter um factor de segurança análogo ao obtido para a situação de terreno seco (Figura 5.5), neste caso a coesão variou entre (0 a 40 kPa).

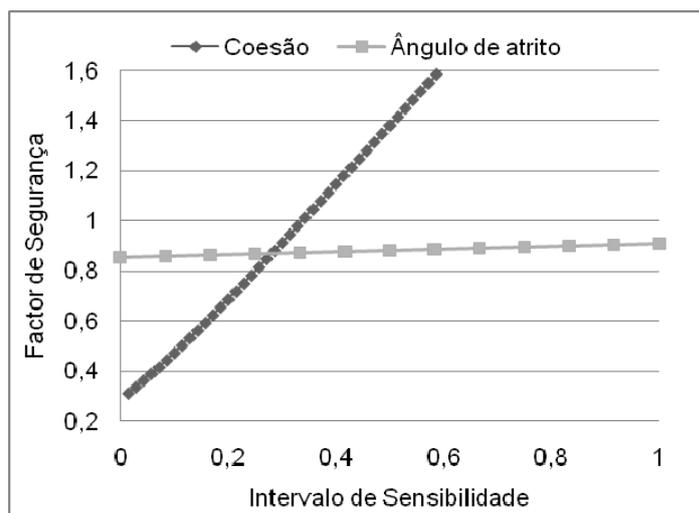


Figura 5.5. Análise de sensibilidade com o nível freático à superfície

Como seria de esperar, para o mesmo ângulo de atrito, verificou-se que é necessário um valor de coesão muito superior comparativamente ao caso anterior, para se obter uma superfície de deslizamento a que corresponda um factor de segurança unitário (Figura 5.6). Através deste facto, fica evidenciado a razão pela qual os escorregamentos reais ocorrem na presença de intensa pluviosidade.

Do estudo realizado é possível concluir que o factor de segurança é muito mais sensível à variação dos valores da coesão do que aos valores do ângulo de atrito. Assim para fins de dimensionamento das soluções que se abordam em seguida, consideram-se os seguintes parâmetros (Quadro 5.4):

Quadro 5.4. Parâmetros de cálculo relativos ao solo

Solo	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Superficial	18	21	5,5	28
Profundo	20	23	20	30

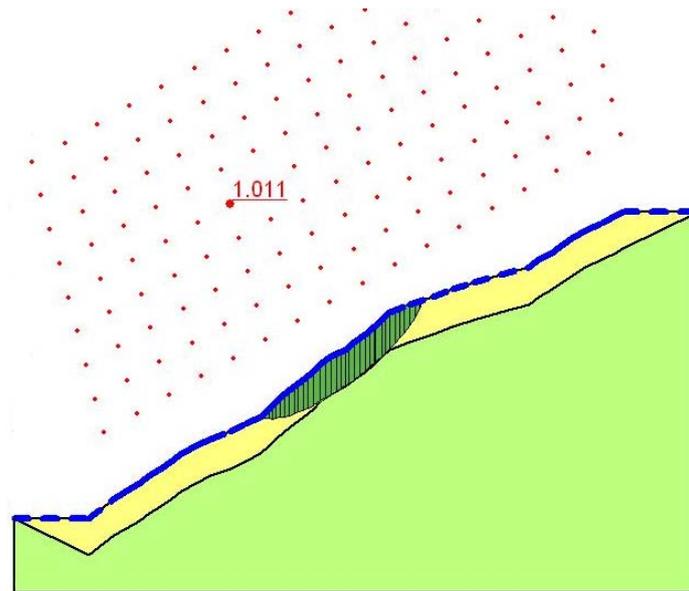


Figura 5.6. Resultado da análise ao perfil na presença de água: factor de segurança de 1,011 e superfície de rotura otimizada para $\phi' = 28^\circ$ e $c' = 24$ kPa

5.4. Soluções para estabilizar o talude

Ao longo desta secção, apresentam-se algumas propostas que visam aumentar a estabilidade do talude em estudo. Para o efeito, definiu-se uma nova geometria para o talude, à qual foram aliadas outras medidas de estabilização. Por um lado, dimensionaram-se duas soluções que contemplam o uso de geocélulas, por outro lado, na impossibilidade de as modelar numericamente no programa SLOPE/W, propõem-se alternativas que contemplam a substituição do solo superficial do talude, a adopção de reforços horizontais em geotêxteis, bem como outras soluções que resultam da conjugação das duas primeiras com outras alternativas.

Estas soluções são apresentadas com detalhe nas secções seguintes.

5.4.1. Alteração da geometria do talude

Uma vez que o talude, tal como se encontra, está instável, reconfigurou-se a sua geometria numa tentativa de o estabilizar. No entanto, este reperfilamento por si só não é suficiente para garantir um aumento significativo do FS, mas constitui o ponto de partida para a concepção das soluções mencionadas. O reperfilamento apresentado é constituído por três troços de comprimento aproximado igual a 27,5 m e o ângulo médio do talude foi reduzido em cerca de 10° , sendo agora de 30° . Na Figura 5.7 encontra-se representado o perfil do talude antes e depois da proposta de alteração de geometria.

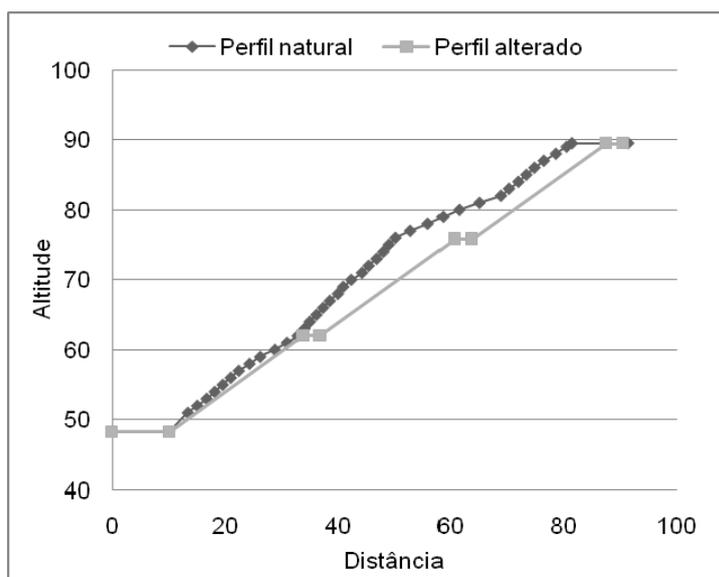


Figura 5.7. Representação do perfil natural e do perfil alterado com banquetas de 3m

5.4.2. Sistemas de confinamento com geocélulas

Na presente secção são dimensionados, através de duas metodologias distintas, dois sistemas de confinamento com geocélulas diferentes.

Considerou-se como material de enchimento das células um solo semelhante ao solo natural, prevendo-se a instalação de um tapete biodegradável sobre as células preenchidas, para facilitar a fixação da vegetação. Uma vez que a geometria do talude foi alterada, para o perfil em análise, foi considerado o troço com inclinação e comprimento máximo, ou seja, 30° e 27,5 m respectivamente.

No Quadro 5.5, apresentam-se as características inerentes às geocélulas Tenweb da Tenax, utilizadas no dimensionamento do Método 1. Para o Método 2 utilizaram-se a geocélulas Geoweb da Presto, Quadro 5.6.

A cada tipo de material corresponde uma metodologia diferente, uma vez que, as geocélulas da Tenax não permitem o uso de tendões, conseqüentemente o seu dimensionamento pelo Método 2 foi inviabilizado. No caso das geocélulas da Presto, o facto de não se conhecer a resistência das junções, impediu a sua utilização para o dimensionamento pelo Método 1.

Ainda assim, na eventualidade de células com as mesmas características das Tenweb preverem o uso dos mesmos tendões utilizados pelas células Geoweb, o FS obtido pelos dois métodos foi praticamente o mesmo (FS= 1,8). Estes resultados não são apresentados, visto que, na prática não são válidos.

Quadro 5.5. Características técnicas das geocélulas utilizadas para o dimensionamento do Método 1 (Tenax, 2008)

Características Técnicas	Métodos de Teste	Unidade	Tipo G3	Notas
Dimensões internas da célula		mm	100 x 200	Médio
Peso do painel por m ²	ISO 9864	kgf/m ²	1,60	Médio
Dimensões dos painéis		m	3.5 x 10	Médio
Resistência à tracção máxima	ISO 13426	kN/banda	1,20	Mínimo
Deformação máxima	ISO 13426	%	15	Médio
Resistência ao corte da junção	ISO 13426	kN/junção	0,80	Mínimo
Resistência mínima da junção	ISO 13426	kN/junção	0,35	Mínimo

Quadro 5.6. Características técnicas das geocélulas utilizadas para o dimensionamento do Método 2 (Presto Geosystems², 2008)

Características Técnicas	Unidade	Tipo GW30V
Área	cm ²	460
Dimensões Nominais	mm	287x320
Dimensões mínimas	mm	260x289
Dimensões máximas	mm	315x360
Profundidade adoptada	mm	100

5.4.2.1. Método 1 – Geocélulas directamente aplicadas sobre o talude

De acordo com a metodologia apresentada por Rimoldi e Ricciuti (1994), previamente exposta no Capítulo 3, na secção 3.2.1., dimensionou-se para as características inerentes ao talude, uma solução em que apenas se utilizam geocélulas. Os factores de segurança adoptados foram de 1,5, excepto para as junções entre geocélulas, para as quais se fixou o valor em 2 (Quadro 5.7), visto tratar-se de um ponto particularmente sensível para o qual pode ocorrer a rotura. Com o objectivo de permitir o crescimento de vegetação (relva) é necessário no mínimo 100 mm de solo superficial, pelo que a espessura dos painéis de geocélulas (t) é considerada igual à espessura de solo (t_s), Quadro 5.8. No Quadro 5.9 e no Quadro 5.10, encontram-se os parâmetros de entrada e saída, respectivamente, ou seja, as características do talude e das geocélulas escolhidas e a análise de estabilidade ao longo do talude.

Quadro 5.7. FS adoptados para o dimensionamento

FS _g	1,5
FS _a	1,5
FS _t	1,5
FS _i	2

Quadro 5.8. Alturas e espaçamento entre estacas pré-definido

t	(m)	0,1
t _s	(m)	0,1
t _t	(m)	0,5
d _p	(m)	0,9

Quadro 5.9. Parâmetros de entrada referentes ao talude e aos elementos que constituem a solução de controlo de erosão – Método 1

GEOMETRIA			
Inclinação do talude	(°)	β	30
Comprimento superficial do talude	(m)	L	27,5
PROPRIEDADES DO SOLO			
Ângulo de atrito crítico na interface (talude)	(°)	φ'	26
Ângulo de atrito do solo de fundação	(°)	φ' _s	28
Ângulo de atrito do solo de enchimento	(°)	φ' _i	28
Ângulo de atrito do solo da vala de ancoragem	(°)	φ' _{ia}	28
Coesão do solo de enchimento	(kPa)	c'	0
PESOS VOLÚMICOS			
Material de enchimento das células	(kN/m ³)	γ	21
Material de enchimento da vala de ancoragem	(kN/m ³)	γ _t	21
CARACTERÍSTICAS DAS GEOCÉLULAS TENWEB G3			
Resistência ao corte da junção	(kN)	J _p	0,8
Resistência mínima	(kN)	J _{min}	0,35
Resistência à tracção máxima	(kN)	J _{máx}	1,2
Número de junções por metro	(junção/m)	N _{junção}	5

Quadro 5.10. Resultados da análise à estabilidade da solução de controlo de erosão com geocélulas – Método 1

Análise global da estabilidade			
Peso do sistema de confinamento celular preenchido com solo	(kN/m)	W	57,75
Força de deslizamento	(kN/m)	F _D	28,88
Força de atrito ao longo do talude	(kN/m)	S	24,39
Força resistente devida às junções	(kN/m)	R _{crista}	1,75
Número de pregos por unidade de largura do talude	(m ⁻¹)	b'	67,90
Força resistente devida à transferência da carga do talude para as estacas	(kN/m)	R _p	54,32
Resistência à tracção de uma geogrelha para 2% de deformação	(kN/m)	R _g	0,00
Força resistente passiva	(kN/m)	P _p	0,27
Força resistente ao longo do talude devida à coesão do solo de enchimento	(kN/m)	R _c	0,00
Força resistente total	(kN/m)	R _{total}	52,70
Factor de segurança global	-	FS _g	1,83
Análise da estabilidade na crista do talude			
Comprimento de ancoragem na crista do talude	-	L _c	1,043
Comprimento de ancoragem na crista do talude adoptado		L _{cadapt.}	1,5
Análise da estabilidade no pé do talude			
Comprimento de ancoragem no pé do talude		L _t	0,394
Comprimento de ancoragem no pé do talude adoptado		L _{tadopt.}	1

5.4.2.2. Método 2 – Geocélulas aplicadas sobre um geotêxtil

Esta solução, abordada na secção 3.2.2 do Capítulo 3, ao contrário da anterior, propõe a colocação de um geotêxtil sob as geocélulas. A utilização do geotêxtil sob as células visa, sobretudo, permitir a drenagem da água ao longo do seu plano, desempenhando simultaneamente a função de separação e filtro entre o solo e o sistema de geocélulas e uma melhor fixação das raízes, aumentando, conseqüentemente, a resistência a tracção de todo o sistema.

No caso de o material de enchimento das geocélulas conduzir a resistências baixas na sua interface com o geotêxtil, a sua colocação não deve ser feita directamente sobre o geotêxtil, mas sim sobre uma camada de areia colocada sobre este.

Para determinar o valor do ângulo de atrito na interface entre o solo e o geotêxtil recorreu-se a bibliografia da especialidade. Koerner (1999) refere que, para um solo tipo “areia de Ottawa”, com um ângulo de atrito típico de 28° e portanto igual ao ângulo de atrito do solo do problema em estudo, o ângulo de atrito na interface entre o solo e um geotêxtil não tecido agulhado é de aproximadamente de 26°. Adoptou-se este valor para

o ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil. Este dimensionamento, Quadro 5.11 e Quadro 5.12, é realizado segundo a metodologia apresentada no relatório de acção: "Controlo de erosão de taludes em solos através de sistemas de solo reforçado com geossintéticos – estudo da eficácia do método na estabilização de parte da encosta ao km 74 +500 da EN 365 – Ribeira de Santarém". Este método foi descrito com detalhe no Capítulo 3, na secção 3.2.2.

Quadro 5.11. Parâmetros de entrada referentes ao talude e aos elementos que constituem a solução de controlo de erosão com geocélulas – Método 2

FS _D	1,5			
		Valores fixos		
Profundidade da célula standard	d _G	(m)		0,2
Largura célula standard	b _G	(m)		0,287
Resistência à tracção da célula standard	T _G	(kN/m)		2,84
Perfil				
GEOMETRIA				
Inclinação do talude	(°)	β _n		30
Comprimento superficial do talude	(m)	L _n		27,5
Espessura de cobertura adicional acima das células	(m)	h _a		0
Profundidade das células	(m)	h _n		0,1
Largura das células	(m)	b _n		0,315
PROPRIEDADES DO SOLO				
Ângulo de atrito na interface crítico (talude)	(°)	φ _n		26
Ângulo de atrito do solo de fundação	(°)	φ _m		28
Coesão do solo de fundação	(kPa)	c _f		5,5
PESOS VOLÚMICOS				
Material de enchimento das células	(kN/m ³)	γ _n		21
Material de cobertura adicional sobre as células	(kN/m ³)	γ _a		21
Solo de fundação	(kN/m ³)	γ _f		21
CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS				
Diâmetro (ou largura) da estaca	(m)	d _n		0,012
Comprimento da estaca	(m)	l _n		0,45
Espaçamento longitudinal de estacas	(m)	x _n		0,7347
Espaçamento transversal de estacas	(m)	y _n		0,5608
CARACTERÍSTICAS DOS TENDÕES				
Factor de segurança para a resistência à tracção	-	FS _T		1,15
Número de tendões por orifício	-	N _S		1
Espaçamento de tendões	(m)	s		0,36
Resistência à tracção	(kN)	T _u		6,7

Quadro 5.12. Resultados da análise à estabilidade da solução de controlo de erosão com geocélulas – Método 2

Perfil			
Cálculos relativos à geometria e ao peso			
Peso unitário do material de enchimento	(kN/m)	W_n	57,750
Peso unitário do material de cobertura adicional	(kN/m)	W_a	0,000
Peso unitário total no talude	(kN/m)	W_{Tn}	57,750
Cálculos da resistência à tracção das células			
Resistência à tracção das células (factorizada)	(kN/m)	T_{GF_n}	1,294
Cálculos de estabilidade ao corte (só corte)			
Força destabilizadora devida ao peso e à carga no pé do talude	(kN/m)	F_{Dn}	28,875
Carga no pé devido ao troço de talude inferior	(kN/m)	F_{toen}	0,000
Resistência ao corte na interface	(kN/m)	R_{Sn}	24,393
Factor de segurança (só corte, sem ancoragem ou elemento inferior)	-	$FS_{(sh)_n}$	0,845
Factor de segurança ao escorregamento com apoio no elemento superior	-	$FS_{(sh,cr)_n}$	0,890
Cálculos da resistência de estacas de ancoragem			
Coeficiente de impulso passivo	-	K_{pn}	2,770
Comprimento enterrado das estacas de ancoragem	(m)	l_{bn}	0,350
Resistência passiva por estaca	(kN)	P_{pn}	0,120
Número de linhas de estacas a colocar no talude	-	N_m	37,430
Resistência das estacas por metro de desenvolvimento	(kN/m)	R_{pn}	7,985
Cálculo do espaçamento de estacas máximo permitido			
Força destabilizadora média por unidade de comprimento do talude	(kN/m/m)	F_{Nn}	0,163
Máximo comprimento não suportado no elemento de talude n	m	L_G	7,938
Cálculos de estabilidade ao corte (Corte + Estacas)			
Força resistente	(kN/m)	R_{SSn}	32,378
Factor de segurança (sem tendões e ancoragem de crista ou elemento n+1)	-	$FS_{(sh,st)_n}$	1,121
Factor de segurança ao escorregamento com apoio no elemento superior	-	$FS_{(sh,st,cr)_n}$	1,166
Cálculos para determinar a resistência de tendões			
Resistência dos tendões por fiada	(kN)	T_T	5,826
Resistência disponível devido aos tendões	(kN/m)	R_T	18,496
Cálculos de estabilidade (Corte + Estacas+ Tendões)			
Factor de segurança ao escorregamento com apoio no elemento superior	-	$FS_{(sh,st,te,cr)_n}$	1,807
Força transmitida ao elemento superior			
Máximo possível (tendões + células)	-	$F_{toe, máx}$	19,789
Força não equilibrada por atrito + estacas	-	$F_{toe, ef}$	10,934

Dimensionamento da ancoragem do sistema na crista

A ancoragem do sistema de protecção do talude é conseguida, não só através da mobilização do atrito na interface entre o sistema e o terreno, mas também através do peso da coluna de solo acima de um tubo onde serão amarrados os tendões. O atrito na interface será o meio de dissipar a força transmitida pelas geocélulas, enquanto o peso

da coluna de solo acima do tubo providenciará a reacção para absorver as forças transmitidas pelos tendões.

A força transmitida pelos tendões por unidade de largura do sistema, F_T , será então equilibrada pelo sistema de forças apresentado na Figura 5.8. Matematicamente, o equilíbrio traduz-se pela seguinte equação:

$$F_T \leq \gamma \cdot H \cdot D_{\text{ext}} + W_{\text{enchimento}} \quad (5.1)$$

ou na prática, desprezando o peso do tubo:

$$F_T \leq \gamma \cdot H \cdot D_{\text{ext}} + \frac{\pi \cdot D_{\text{int}}^2}{4} \cdot \gamma_{\text{enchimento}} \quad (5.2)$$

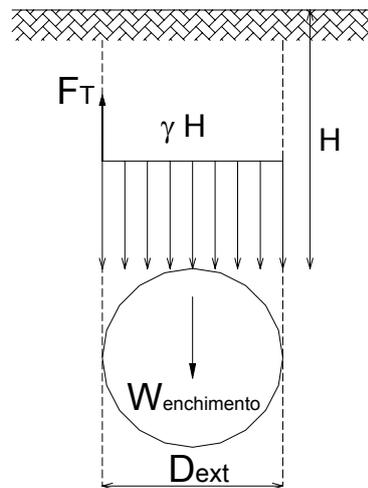


Figura 5.8. Sistema de forças para ancoragem dos tendões.

Para o caso em análise, igualando a resistência à tracção devido aos tendões, R_T , à resistência à tracção requerida, F_T , por metro de desenvolvimento da estrutura, determina-se a distância H a que estes devem ser amarrados.

Para um tubo de PVC com $D_{\text{ext}} = 500\text{mm}$ e $D_{\text{int}} = 490,2\text{mm}$ cheio com betão pobre ($\gamma = 23 \text{ kN/m}$), substituindo na Equação (5.2), $H = 1,39 \text{ m}$. No entanto, como $H \geq 1,50 \text{ m}$, então para $R_T = 18,946 \text{ kN/m}$ adopta-se $H = 1,50 \text{ m}$.

Para concluir, é necessário verificar se o esforço de tracção instalado nas geocélulas é absorvido por atrito na interface entre o sistema e a fundação. Para o efeito adoptou-se o esquema de cálculo, proposto por Koerner (1999) (Figura 5.9).

De acordo com a Figura 5.9, obtém-se:

$$T_{\text{máx}} \cos \beta = q_L \cdot \text{tg} \delta_L \cdot L_{RO} + T_{\text{máx}} \cdot \text{sen} \beta \cdot \text{tg} \delta_L \quad (5.3)$$

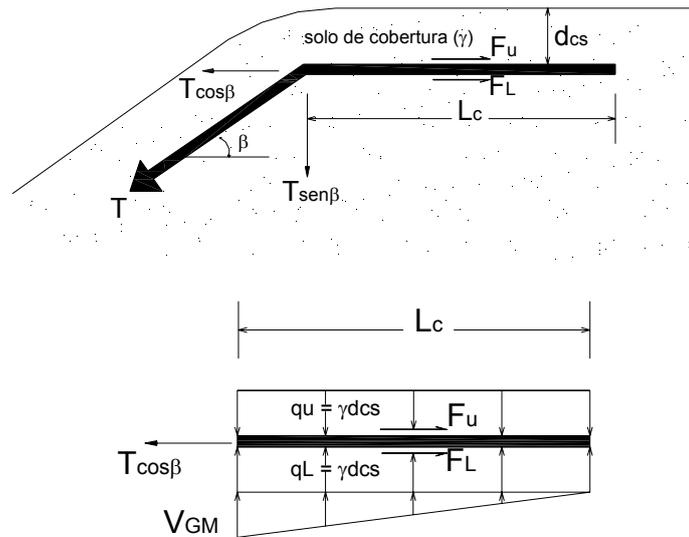


Figura 5.9. Esquema de cálculo proposto por Koerner (1999) para ancoragens de crista

No presente caso, é necessário absorver a força máxima que as geocélulas podem transmitir, i.e., $T_{\text{máx}} = 1,294 \text{ kN}$. Considerando que o sistema de protecção do talude tem um recobrimento de 0,20m na zona das banquetas, com um material com $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, e que o ângulo de atrito na interface sistema / solo é de 26° , substituindo na Equação (5.3), para a situação mais desfavorável ($\beta = 28^\circ$), obtém-se: $L_c = 0,826 \text{ m}$.

Para prevenir possíveis limitações relativas à compactação do solo nestas zonas, a espessura do solo de recobrimento foi minorada por um factor de 2.

Cálculo do espaçamento máximo entre “clips” de transferência de carga

Para dimensionar o espaçamento entre os “clips” de transferência de carga das células para os tendões, é necessário determinar o comprimento de talude que origina um esforço de tracção nas células igual à sua resistência última (este esforço corresponde à força destabilizadora não equilibrada pelo atrito na interface e pelo impulso passivo nas estacas).

Começa-se por calcular, a força que é transmitida às células por metro de comprimento do talude. Este valor obtém-se dividindo a força destabilizadora não equilibrada por atrito e estacas pelo comprimento do talude.

$$F = \frac{F_{\text{tend+cell}}}{L} = \frac{10,934}{27,5} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \quad (5.4)$$

Sabendo que as células resistem no máximo a $T_{\text{GFn}} = 1,03 \text{ kN/m}$, o comprimento máximo sem que seja necessário fazer a transferência de carga é dado por:

$$L_{\text{livre}} = \frac{T_{\text{GFn}}}{F} = \frac{1,294}{0,4} = 3,24\text{m} \quad (5.5)$$

Sendo o comprimento de cada célula igual a 0,320m o número de células de afastamento entre “clips” de transferência de carga é igual a:

$$n = \frac{L_{\text{livre}}}{0,36} = \frac{2,59}{0,36} = 8,99\text{m} \quad (5.6)$$

Os “clips” de transferência de carga devem ser colocados de 8 m 8 células.

Nas Figuras 5.10, 5.11 e 5.12 representam-se alguns pormenores referentes à solução dimensionada pelo Método 2.

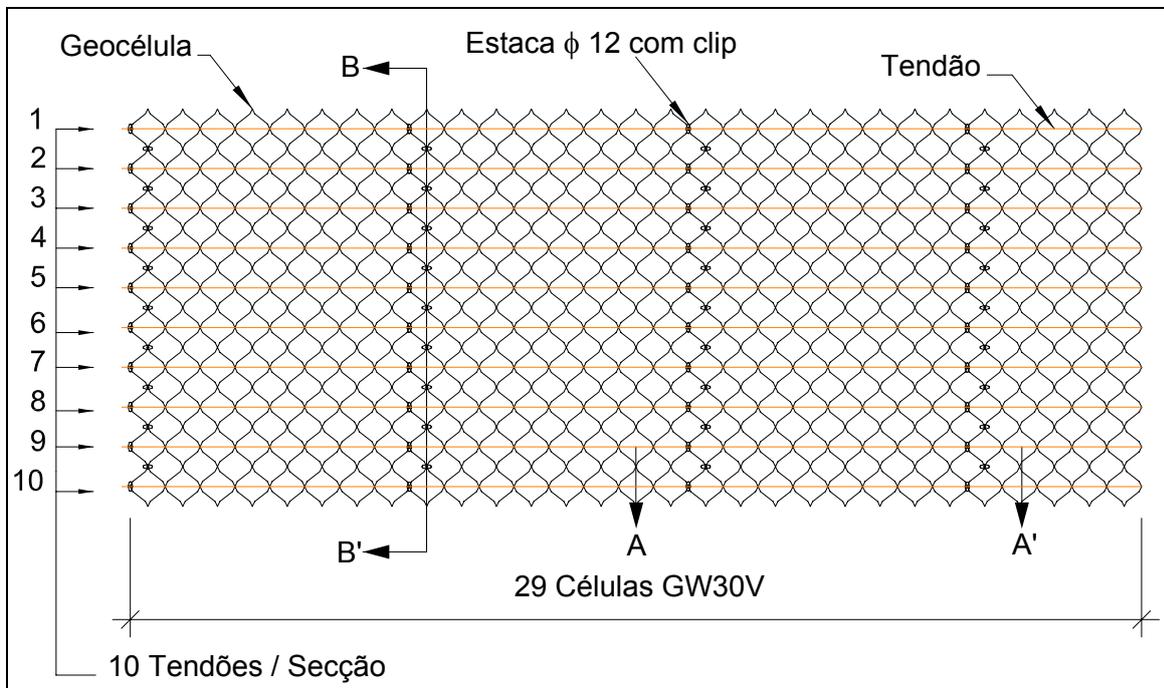


Figura 5.10. Seção de geocélulas

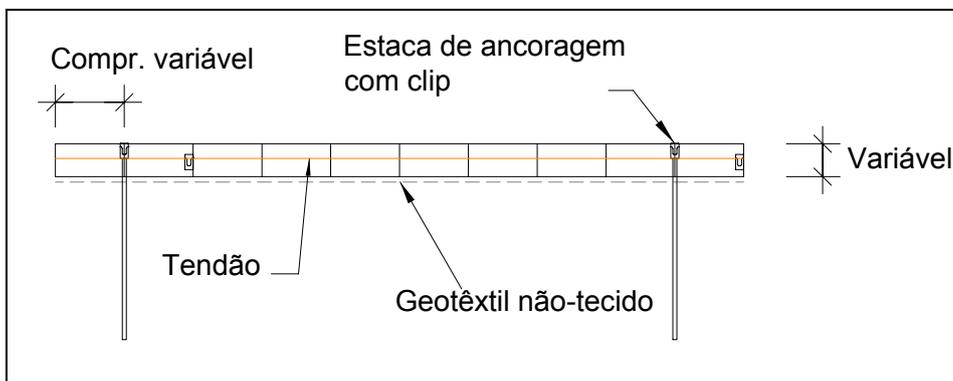


Figura 5.11. Corte longitudinal tipo, Corte A-A

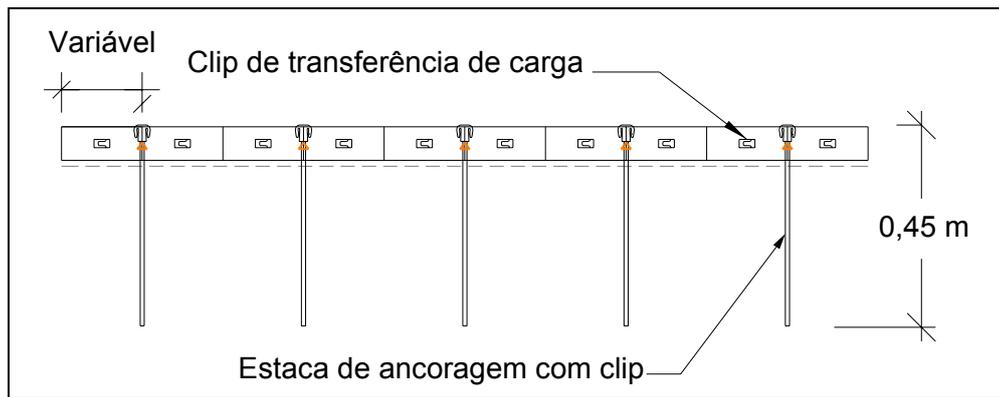


Figura 5.12. Corte transversal tipo, Corte B-B

5.4.2.3. Análise e discussão de resultados

Os resultados obtidos para o FS, a partir do dimensionamento do sistema de confinamento celular através dos Métodos 1 e 2, foram de 1,83 e 1,72 respectivamente, ou seja, estas soluções garantem teoricamente a estabilização do talude e verifica a segurança ao escorregamento.

Pelas razões mencionadas anteriormente, na secção 5.4.2, não é possível comparar os resultados das duas soluções entre si, no entanto, tendo em conta os parâmetros que constituem cada uma das propostas dimensionadas faz-se em seguida uma análise individual de cada uma.

Relativamente à solução dimensionada pelo Método 1, embora esta supere o FS de 1,5 fixado para se considerar a solução adequada a garantir a estabilidade do talude, é necessário considerar outros aspectos. Por um lado, conforme mencionado no Capítulo 2, na secção 2.4.2.1, para taludes com uma inclinação entre 30° e 45° , é aconselhado o uso de cabos de ancoragem (tendões), por outro, tendo em conta as características do solo do talude, a colocação directa das geocélulas sobre o mesmo não é provavelmente a melhor opção para garantir o perfeito desenvolvimento de vegetação.

Por todas as razões apresentadas conclui-se que a solução mais adequada deve contemplar o uso de um geotêxtil, que funcione como separador entre o solo de fundação e as geocélulas, e o uso de cabos de ancoragem, os quais permitem aumentar a fiabilidade do sistema de confinamento celular, ou seja, a solução dimensionada pelo Método 2 é a mais recomendada para este caso de estudo (Figura 5.13).

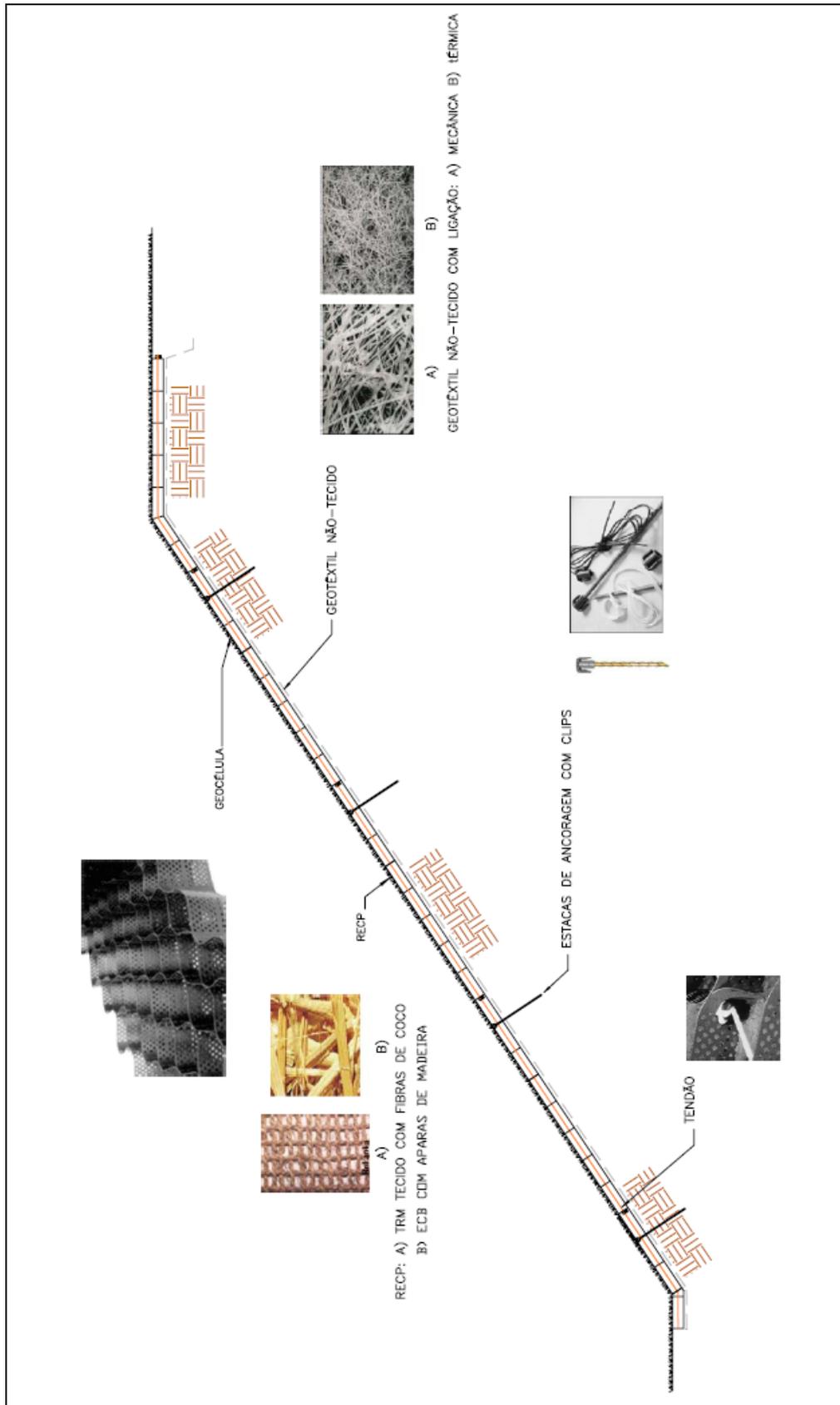


Figura 5.13. Solução tipo conforme o Método 2 de dimensionamento

5.4.3. Soluções modeladas no SLOPE/W

5.4.3.1. Descrição das soluções

Entre as soluções equacionadas e modeladas no SLOPE/W versão 7.03 (2007), para aumentar a estabilidade do talude, podem distinguir-se dois grupos, cada um deles constituído por dois casos de análise (Quadro 5.13).

Quadro 5.13. Soluções modeladas no SLOPE/W

Grupo 1: Perfil com banquetas de 3m e substituição do solo superficial	
Caso 1a	Nível freático à superfície
Caso 1b	Sem nível freático à superfície, devido à implementação de um sistema de drenagem
Grupo 2: Perfil com banquetas de 3m e reforço com geotêxteis	
Caso 2a	Sem substituição do solo superficial
Caso 2b	Com substituição do solo superficial

Grupo 1: Perfil com banquetas de 3m e substituição do solo superficial

Aquando do reperfilamento do talude deve garantir-se que todo o solo superficial é substituído por um solo com melhores características mecânicas, conforme indicado no Quadro 5.14, sendo depois aplicado um geotapete que permita melhorar as condições de fixação da vegetação. No que respeita ao Caso 1a, admite-se para a análise da estabilidade, que eventuais medidas de drenagem implementadas, não são suficientes para baixar o nível freático, ou seja, este encontra-se à superfície (situação mais desfavorável). Relativamente ao Caso 1b, devido à impossibilidade de modelar no SLOPE/W uma rede de drenagem, apenas se podem considerar os seus efeitos, ou seja, assume-se que o nível freático está suficientemente rebaixado, podendo a análise de estabilidade realizar-se em termos de tensões totais. Para que esta situação seja possível na prática, deve executar-se um bom sistema de drenagem, implementado, nomeadamente, no tardo da zona entre os dois solos para impedir a subida do nível freático.

Quadro 5.14. Parâmetros de entrada, referentes ao solo do talude

Solo	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Superficial	18	21	10	35
Profundo	20	23	20	30

Grupo 2: Perfil com banquetas de 3m e reforço com geotêxteis

A execução deste tipo de soluções necessita de movimentar um volume de terras substancialmente superior ao exigido por uma acção de reperfilamento com banquetas. Este facto deve-se à aplicação dos geotêxteis horizontalmente ao longo do talude. As características dos geotêxteis, utilizados são as mesmas entre si e para ambos os casos e estão patentes no Quadro 5.15. No que respeita ao Caso 2a, após aplicação dos reforços, opta-se por utilizar o solo movimentado para concluir a alteração da geometria, enquanto no Caso 2b, o volume relativo ao solo superficial é substituído pelo material mencionado na secção 3.5.1.1, Quadro 5.14. Estas soluções ficam completas com a aplicação de um geotapete, o qual visa facilitar o escoamento da água, impedindo-a de se infiltrar no solo, ao mesmo tempo que ajuda à fixação da vegetação.

Quadro 5.15. Dados referentes às características dos geotêxteis usados nos reforços

Reforço	Comprimento (m)	T* (kPa)	Resistência Solo-geotêxtil (kN/m)	Capacidade resistente do geotêxtil (kN)	FS do geotêxtil	Máxima carga suportada pelo geotêxtil (kN)
Todos	10	75	75	150	1,5	100

*Força mobilizada no reforço por atrito lateral nas duas faces (corte directo)

Adoptou-se para a força mobilizada no reforço por atrito lateral nas duas faces (corte directo) (T) o valor de 75 kPa, através da Equação (3.1) procede-se à verificação da sua segurança, face aos valores de referência do Quadro 5.16.

$$T = 2 \cdot x \cdot y \cdot \sigma'_n \cdot f \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (3.1)$$

Em que:

x – largura do reforço

y – comprimento do reforço

Substituindo os valores na Equação (3.1), $f = 0,21$. Uma vez que, o valor de f adoptado para o dimensionamento da solução é muito inferior aos valores recomendados no Quadro 5.16, está-se do lado da segurança.

Quadro 5.16. Valores de referência para geotêxteis de aterro corrente (friccionais e de boa qualidade)

Tipo de geotêxtil	f
Tecido	0,87
Não tecido	0,89

5.4.3.2. Selecção dos métodos de análise

O estudo de cada um dos casos é realizado com o software SLOPE/W versão 7.03, o qual se baseia nos métodos de equilíbrio limite (EL). A partir deste programa é possível seleccionar quais os métodos a utilizar para realizar a análise de estabilidade, como tal, optou-se pelos métodos de Bishop simplificado (MBS), de Janbu simplificado (MJS), de Spencer (MS) e pelo método de Morgenstern-Price (MM-P).

Para identificar a superfície crítica de rotura (SCR), utilizou-se a opção "Grid and radius", sendo a mesma posteriormente verificada através da opção "auto-locate". O modelo de rotura adoptado para o solo foi o critério de Mohr-Coulomb, enquanto, para definir as forças entre fatias optou-se pela função arco de seno. O valor mínimo para o FS foi calculado assumindo um total de 30 fatias e a opção de optimização da superfície crítica de rotura; no entanto, não se considerou a opção fendas de tracção.

Em seguida são apresentados os resultados obtidos, para cada caso modelado na versão 7.03 do SLOPE/W.

Grupo 1: Perfil com banquetas de 3m e substituição do solo superficial

- Caso 1a:

Como se pode observar na Figura 5.14, obteve-se um FS de 0,958 para o MM-P, ou seja, esta solução tal como foi concebida, não é suficiente para aumentar o FS do talude para um valor razoável que garanta a sua estabilidade (pelo menos igual a 1).

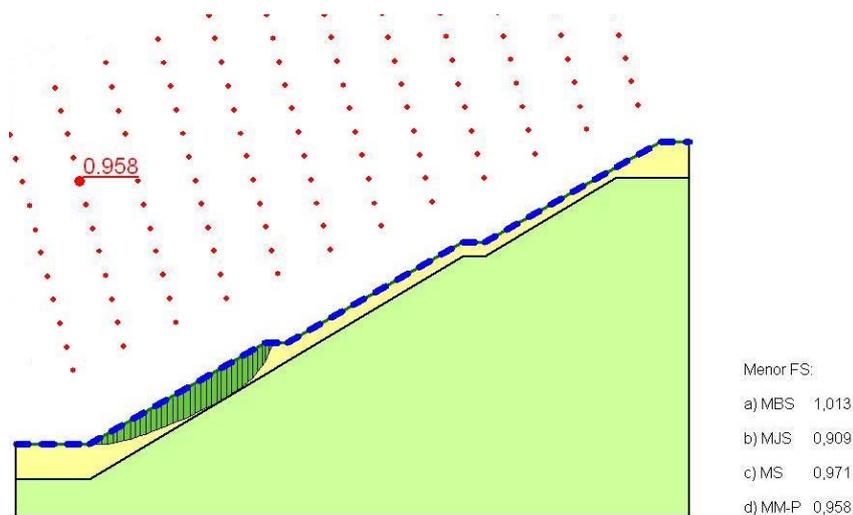


Figura 5.14. SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 1a

- Caso 1b:

Para a solução referente ao Caso 1b, Figura 5.15, obteve-se um FS de 1,518 pelo MM-P. Portanto, comprova-se que se for possível impedir a subida do nível freático, a medida relativa à substituição do solo superficial é suficiente não só, para que o talude esteja estável, como também, seja verificada a segurança contra o escorregamento (FS pelo menos igual a 1,5).

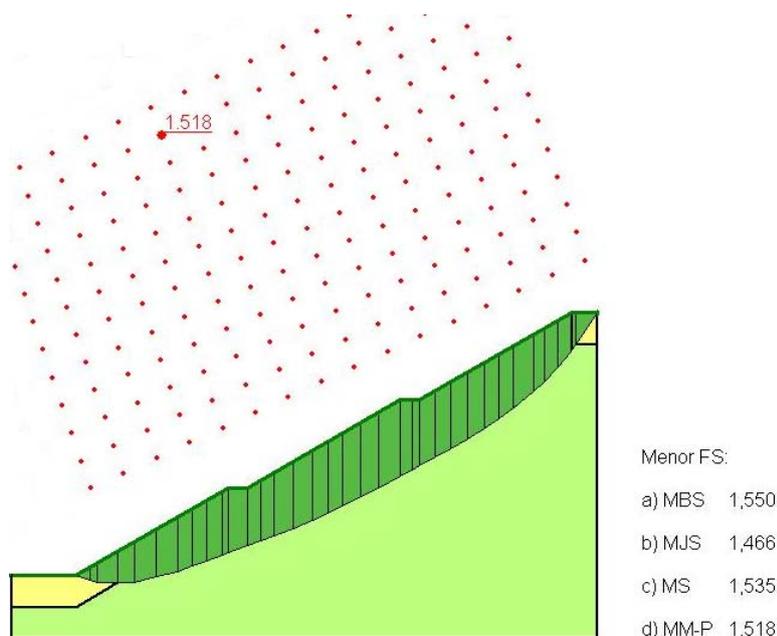


Figura 5.15. SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 1b

Grupo 2: Perfil com banquetas de 3m e reforço com geotêxteis

- Caso 2a:

Da modelação desta solução, presente na Figura 5.16, resultou um FS de 1,192 para o MM-P, ou seja, embora o talude esteja estável é claramente insuficiente para garantir a segurança ao escorregamento. No entanto, uma vez que a superfície crítica de rotura associada ao FS é localizada, para aumentar o FS, seria suficiente diminuir o espaçamento entre reforços, através da inclusão de mais geotêxteis.

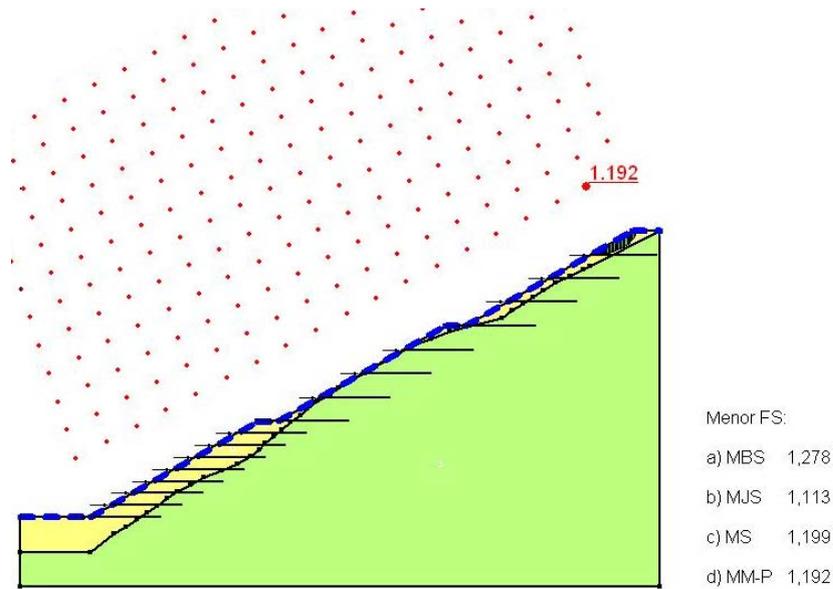


Figura 5.16. SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 2a

- Caso 2b:

O presente caso resulta da conjugação dos Casos 2a e 1b, no sentido em que adopta a utilização dos geotêxteis para reforçar o talude e opta pela substituição do solo superficial, respectivamente. Desta solução mista, resultou um FS de 1,507 para o MM-P, ou seja esta solução verifica a segurança ao escorregamento.

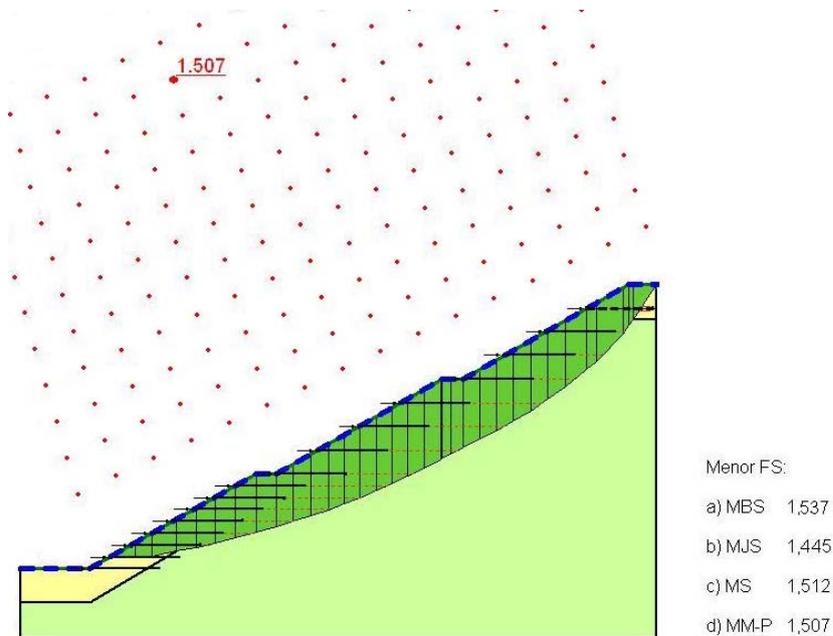


Figura 5.17. SCR para o MM-P e o menor FS calculado pelo SLOPE/W para o Caso 2b

5.4.3.3. Análise e discussão de resultados

A análise de taludes foi levada a cabo tradicionalmente através dos métodos equilíbrio de limite (MEL), os quais se baseiam nos princípios de equilíbrio estático de forças e momentos. De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), os métodos de EL são principalmente importantes por causa de duas razões. Primeiro, estes métodos mostraram avaliar com algum grau de segurança a estabilidade de segurança. Segundo, estes têm uma limitação no que concerne à introdução de parâmetros de entrada, no entanto, podem executar rapidamente por um processo iterativo, a procura da superfície crítica de rotura (SCR). Todavia, Krahn (2003) diz que, "os MEL uma vez que não se baseiam nos princípios físicos da relação tensão-deformação, então são incapazes de calcular uma distribuição de tensão realística". Apesar disso, estes métodos são muito utilizados na prática, devido à rapidez e grau de segurança oferecida no cálculo do FS. Em seguida são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica.

No Quadro 5.17 exhibe-se a diferença (Dif.) do FS calculado para superfície de corte crítica (SCC) otimizada (Opt.) e não otimizada (Não Opt.). Para o Caso 1b, o FS determinado pelos 4 métodos é relativo à mesma SCC. No entanto, para o Caso 2b existem duas SCC, uma comum ao MBS e MJS e outra para o MS e MM-P. A análise de resultados, a partir deste ponto, centra-se nas duas soluções que estabilizam o talude.

Quadro 5.17. Efeitos da optimização no FS

Métodos	Caso 1b			Caso 2b		
	Opt.	Não Opt.	Dif. (%)	Opt.	Não Opt.	Dif. (%)
MBS	1,631	1,550	5,0	1,680	1,537	8,5
MJS	1,466	1,491	1,7	1,483	1,445	2,6
MS	1,535	1,550	1,0	1,512	1,533	1,4
MM-P	1,518	1,549	2,0	1,507	1,532	1,6

O estudo revela que para os métodos mais rigorosos, MS e MM-P, a acção de optimização da SCC calcula um FS mais baixo. Para os métodos que satisfazem o equilíbrio das forças (MJS) ou dos momentos (MBS), a optimização nem sempre calcula um FS mais baixo face à não optimização da SCC. No entanto, como é patente no Quadro 5.17, o FS calculado pelo MJS é sempre o que oferece os valores mais baixos.

Na Figura 5.18 comparam-se os métodos de EL, os quais estão devidamente identificados no diagrama. De acordo com o procedimento do ELG, exposto no Capítulo 4, na secção 4.2.8, o FS é calculado para a mesma superfície de corte circular para diversos valores de λ , razão pela qual é possível comparar entre si, os diversos métodos EL. O FS para o MBS e para o MJS corresponde a λ igual a zero, conforme indicado na Figura 5.18. De forma similar, a um determinado valor de λ , que satisfaça ambas as condições de equilíbrio, equivale o FS para MM-P e MS.

Os métodos de BS e JS são comparados relativamente ao MM-P (e MS), tal como se mostra a Figura 5.18. Como se pode verificar o FS para o MBS é praticamente igual comparativamente ao FS do MM-P. De facto, como disse Krahn (2003), "a curva relativa a F_m , para uma superfície de corte circular, é praticante horizontal e para tais condições, não há efeitos na função de forças entre fatias ($f(x)$) ". Este é motivo responsável pelo facto, do FS obtido para o MJS variar entre -4% e -5% para o Caso1b e para o Caso 2b, respectivamente, enquanto o FS calculado pelo MBS é praticamente igual ao do MM-P.

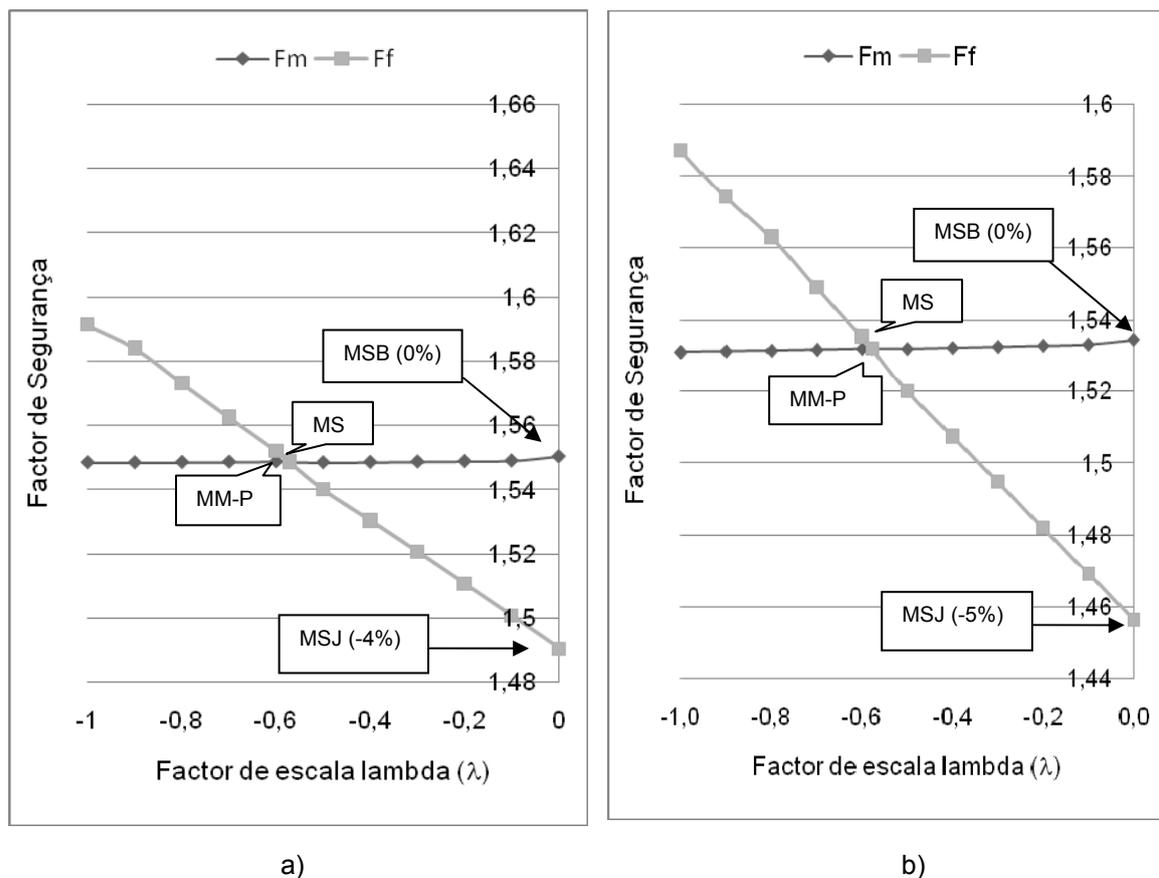


Figura 5.18. FS versus λ (não otimizado): a) Caso 1b; b) Caso 2b

A escolha de uma solução em detrimento da outra está dependente de estudos geológicos e geotécnicos mais completos, nomeadamente para se apurarem as reais características do solo existente. A solução proposta pelo Caso 1b pode eventualmente ser preferível à apresentada pelo Caso 2b, pois implica uma menor movimentação de terras e um menor volume de solo de empréstimo. No entanto isto só pode ser de facto confirmado se forem verificadas as condições do solo profundo ($c'=20\text{kPa}$ e $\phi'=30$) e se o sistema de drenagem a implantar, nomeadamente no tardez entre o solo profundo e superficial, garantir que não ocorrerá a subida do nível freático.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTUROS

6.1. Conclusões

Com o trabalho desenvolvido no âmbito desta tese de mestrado pretendeu-se realçar o papel dos geossintéticos na área da estabilização e controlo de erosão de taludes. Para esse efeito, foram propostas e dimensionadas diferentes soluções com geossintéticos, aplicadas a um caso de estudo. Ao longo desta dissertação foram referidas as principais conclusões à medida que os assuntos foram tratados. Nesta secção pretende-se agrupar as conclusões mais importantes mencionadas nos capítulos anteriores.

O sistema de confinamento celular (geocélulas) foi uma das soluções propostas para estabilizar o talude do caso de estudo. O seu dimensionamento foi realizado por dois métodos distintos.

- O Método 1 é mais simples, mas apresenta contrapartidas, tais como, a de não ser aconselhado para taludes com uma inclinação superior a 30°. Nessa situação, recomenda-se o uso de cabos de ancoragem, os quais não são contemplados neste modelo de dimensionamento. Importa salientar, que este método aborda a questão referente à rotura do sistema de confinamento pelas junções das geocélulas.
- O Método 2 é mais conservativo e facilmente adaptável a qualquer geometria de talude, uma vez que está concebido para recorrer, se necessário, à utilização de cabos de ancoragem. Este método tem em conta diferentes possibilidades de rotura, mas contrariamente ao Método 1, não equaciona a rotura pelas junções das geocélulas.

Neste trabalho outra das ferramentas utilizadas para o cálculo da estabilidade da encosta do caso de estudo foi o software SLOPE/W, versão 7.03 da *Geoslope International* com o qual foram feitas simulações e obtidos os respectivos factores de segurança e prováveis superfícies de deslizamento. A modelação numérica compreendeu dois momentos distintos. Primeiramente, realizou-se uma retroanálise, para se determinarem os parâmetros de resistência do solo. Numa segunda fase, foram modelados quatro cenários com propostas distintas de estabilização, no entanto, apenas para dois deles foi possível alcançar um FS superior a 1,5. As principais conclusões relativas modelação numérica são em seguida sumariamente descritas.

- Da análise de sensibilidade realizada, conclui-se que, o FS é muito mais sensível à variação dos valores da coesão do solo que constitui o talude do que aos valores do ângulo de atrito do mesmo.
- Quando o mesmo perfil é modelado com e sem nível freático à superfície, para se obter o mesmo FS nas duas situações é necessário que os valores dos parâmetros de resistência sejam muito mais elevados no primeiro caso. Desta forma, evidencia-se a razão pela qual os escorregamentos reais ocorrem na presença de intensa pluviosidade.
- Verificou-se que, no caso de estudo analisado e para as soluções de estabilização propostas (com excepção do confinamento celular), aquelas que conduziam a verificação da segurança ao escorregamento global da encosta são: as soluções referentes aos Casos 1b e 2b. Para o Caso 1b, tem-se o perfil com banquetas de 3m e substituição do solo superficial, sem nível freático à superfície, devido à implementação de um sistema de drenagem. Relativamente ao Caso 2b mantém-se o mesmo perfil com banquetas de 3m e substituição do solo superficial, mas reforçado com geotêxteis e nível freático á superfície.
- Os factores de segurança mínimos obtidos para estas soluções, estáveis e em que está verificada a segurança ao escorregamento global, são: 1,518 e 1,507, para o Caso 1b, e 2b, respectivamente. Tal como se referiu estes valores foram obtidos pelo método de MM-P.
- Quando comparados os MEL, através do procedimento de ELG, o FS obtido pelo MBS é praticamente igual ao FS obtido para o MM-P (e MS). Isto acontece porque a curva relativa a F_m , para uma superfície de corte circular, é

praticante horizontal e para tais condições, não há efeitos na função de forças de interacção entre fatias ($f(x)$).

- Os métodos baseados no equilíbrio de forças, como é o caso do MJS, são sensíveis à função de forças de interacção entre fatias ($f(x)$), razão pela qual os valores do FS mais baixos foram sempre obtidos para o MJS. Para o Caso1b e para o Caso 2b o FS obtido por este método foi de -4% e -5%, menor do que o FS calculado pelo MM-P e MS, respectivamente.

6.2. Desenvolvimentos futuros

As soluções propostas basearam-se em prospecção geológica e geotécnica ligeira assim como nas informações disponibilizadas pelo IEP e visitas realizadas ao local, documentadas no relatório de acção: "Controlo de erosão de taludes em solos através de sistemas de solo reforçado com geossintéticos – estudo da eficácia do método na estabilização de parte da encosta ao km 74 +500 da EN 365 – Ribeira de Santarém". Por essa razão, a implementação de qualquer uma destas soluções está condicionada pela confirmação de todos os dados utilizados para os seus dimensionamentos.

Assim entre os trabalhos a desenvolver no futuro, para o caso particular deste talude, seria necessário:

- Visita ao local para verificar se desde o período correspondente às últimas informações disponíveis, 2003, houve novas instabilizações ou se foi implementada alguma medida de estabilização.
- Confirmação dos pressupostos do projecto com base em dados objectivos conseguidos através de prospecção geológica e geotécnica adequada e da observação do comportamento do talude, pelo menos durante 12 meses.
- Uma vez concluída a fase anterior, e eventual redimensionamento das soluções, a adopção de uma solução em detrimento de outra, fica a dever-se sobretudo à relação benefício-custo, ou seja, seria necessário realizar um estudo de viabilidade económica, para se aferir qual a proposta que melhor relação oferece entre a componente de segurança do talude e a vertente financeira.
- A segurança da solução escolhida, ou eventualmente todas as que foram alvo de discussão no Capítulo 5, pode ser analisada através de métodos de

elementos finitos (MEF), para posterior comparação com os resultados obtidos pelos MEL.

Num contexto mais global, mas igualmente importante para o caso apresentado nesta tese, surgem determinados factores como a vegetação e a drenagem, cujos efeitos benéficos e de ajuda na estabilização de taludes está amplamente provado na prática. No entanto, continua a faltar quantificar esses benefícios de forma a ser possível modelá-los numericamente. Nesse sentido, pode-se desenvolver trabalhos nessas áreas, através de trabalhos de campo e de laboratório, que permitam mais tarde calibrar modelos numéricos, que permitam simular as suas vantagens.

Outro aspecto igualmente importante relaciona-se com a aplicação dos geossintéticos para controlo de erosão em Portugal, ou antes, a relutância em utilizar estes materiais em obras portuguesas. Assim, um outro campo de desenvolvimento passa nomeadamente pela divulgação, utilização e monitorização do comportamento destes materiais em obras de estabilização de taludes sujeitos a erosão superficial.

BIBLIOGRAFIA

ABRAMSON, L. W.; LEE, T. S.; SHARMA, S. AND BOYCE, G. M. (2002). "Slope Stability Concepts.Slope Stabilisation and Stabilisation Methods", Second edition, published by John Willey & Sons, Inc., pp. 329 - 461.

AGRÁRIA VERDE. Disponível em <http://www.agrariaverde.pt/geosinteticos.html>. Acesso em 10 de Outubro de 2007.

ARYAL, K. P. (2006). "Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods". Doctoral Thesis at Norwegian University of Science and Technology. Disponível em <http://urn.uu.se/resolve?urn=urn:nbn:no:ntnu:diva-1868>. Acesso em 14 de Fevereiro de 2008.

BISHOP, A. W. (1955). "The use of slip circles in stability analysis of slopes. Geotechnique", Vol. 5 No. 1, pp. 7 - 17.

CAI, F. e UGAI, K. (2001). "Géotechnique, discussão do trabalho Griffiths, D.V. e Lane, B.A., Slope Stability Analysis by finite elements, Géotecnique", 49, Nº.3, 1999, pp.387-403", Vol. 51, Nº.7, pp. 653-654

CAPUTO, H.P. (1988). "Mecânica dos solos e suas aplicações", 6a ed, v.1, Rio de Janeiro, LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CARDOSO, A.H. (1998). "Hidráulica Fluvial", Capítulo 5 – Erosão hídrica, Fundação Calouste Gulbenkian.

CHUGH, A. K. (1986). "Variable Interslice Force Inclination in Slope Stability Analysis". Soils and Foundation, Japanese Society of SMFE, Vol 26, No. 1, pp. 115 - 21.

CUENTAS, R. E. S. (2003). "Análise da Estabilidade Dinâmica de Taludes de Solo", Capítulo 3 – Análise sísmica, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil da PUC-Rio. Disponível <http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/db2www/PRG0654.D2W/INP/UT1?CdLinPrg=pt&NrUsusis=82>. Acesso 11 de Fevereiro de 2008.

DAS NEVES, L. e LOPES, M. L. C., (2007). "Controlo de erosão pluvial e costeira com geossintéticos", 2º Seminário Português sobre Geossintéticos, Lisboa, 19 e 20 de Junho de 2007, pp. 331-349.

DOMINGOS, L. C. G. (2007). "Terra Planeta Vivo". Disponível http://domingos.home.sapo.pt/rochas_4.html. Acesso 20 de Outubro de 2007.

DONALD, I. B e GIAM, S. K. (1988). "Determination of critical surfaces for slopes via stress-strain calculations." Proceedings 5th Australia – New Zealand Conference on Geomechanics, pp. 461 – 464.

DYMINSKI A. S, (2008),. Notas de aula – Estabilidade de taludes "Noções de estabilidade de taludes e contenções", UFPR. Disponível em <http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/Taludes.pdf>. Acesso 5 de Fevereiro de 2008.

EN ISO 10318 (2005), Geosynthetics: Terms and their definitions.

EN ISO 13426-1 (2002), Geotextiles and geotextile-related products – Determination of the strength of internal structural junctions - Part 1: Geocells.

FABRÍCIO, J. V. F. (2006). "Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenção", Capítulo 2 – Análises Determinísticas de Estabilidade, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil da PUC-Rio. Disponível em <http://www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/cgi-bin/db2www/PRG0651.D2W/SHOW?Cont=8888:pt&Mat=&Sys=&Nr=&Fun=&CdLinPrg=pt>. Acesso 11 de Fevereiro de 2008.

FELLENIUS, W. (1936). "Calculations of the Stability of Earth Dams". Proceedings of the Second Congress of Large Dams. Vol. 4, pp. 445 - 63, Washington D. C.

FERNANDES, M. M. (1995), "Mecânica dos Solos". Volume II, FEUP, Porto.

FREDLUND, D. G., KRAHN, J. and PUFAHL, D. E. (1981). "The relationship between Limit Equilibrium Slope Stability Methods". Proc. Of the 10th ICSMFE, Vol. 3, Stockholm, Sweden, pp. 409.

FOSTER, G. R.; McCOOL, D. K.; RENARD, K. G.; MOLDENHAUER, W. C. (1981). "Conservation of the universal soil loss equation to SI metric units", Journal of Soil and Water conservation, Conservation Society of America, Iowa, pp 355-359.

FREDLUND, D. G. e KRAHN, J. (1977). "Comparison of slope stability methods of analysis". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 429 - 39.

Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993). "Slope Stability. Soil Mechanics for Unsaturated soils". Wiley: pp. 320.

GRANDE, L. (1997). "Skråningsstabilitet. Kompendium Geoteknikk 2, grunnkurs". Norges teknisk - naturvitenskapelige universitet, NTNU (In Norwegian).

GRIFFITHS, D.V. e LANE, B.A., (1999). "Slope Stability Analysis by finite elements", Géotechnique, 49, Nº.3 pp.387-403.

HONNIGFORD, L. (2007). "Guidelines for installing rolled erosion control products in slope and Channel applications". Disponível em http://www.ectc.org/pdf/ectc_may07istalationwithcaddpictures.pdf. Acesso a 5 de Novembro de 2007.

IGS. "Recommended descriptions of geosynthetics functions, geosynthetics terminology, mathematical and graphical symbols".

INGOLD, T.S. e THOMSON, J.C. (1990). "A design approach for preformed control system", Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Hoedt (ed.) Balkema Rotterdam, Vol.1, pp. 375-380.

IOWA HIGHWAY RESEARCH BOARD, (2006). "Design guide and construction specifications for national pollutant discharge elimination system (NPDES) site runoff control". Disponível em: http://www.ctre.iastate.edu/reports/npdes_specs_tr508.pdf. Acesso 5 de Novembro de 2007.

JANBU, N. (1996). "Slope Stability Evaluations in engineering practice". 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, Vol. 1 pp. 17 - 34.

JANBU, N. (1973). "Slope Stability Computations. Embankment Dam Engineering", Casagrande Volume, pp. 47 - 86.

JANBU, N. (1968). "Slope Stability Computations". (Geoteknikk, NTH). Soil Mechanics and Foundation Engineering, Technical University of Norway.

JANBU, N. (1957). "Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices". Proceedings of the 4th International Conference, SMFE, London, 2, pp. 207 - 12.

JANBU, N. (1954). "Stability analysis of Slopes with Dimensionless Parameters". Thesis for the Doctor of Science in the Field of Civil Engineering, Harvard University Soil Mechanics Series, No. 46

KOERNER, M.R. (1999). "Designing with geosynthetics " Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 4th edition.

KRAHN, J. (2004). "Stability Modelling with SLOPE/W". An Engineering Methodology, Publicado por GeoSlope International.

KRAHN, J. (2003). "The limits of limit equilibrium analysis". Canadian Geotechnical Journal, Vol.40, pp. 643.

KULHAWY, F.H. (1969). "Finite element analysis of the behavior of embankments". Ph thesis, University of California, Berkley, CL, USA.

LANCASTER, T. e AUSTIN, D. (2004). "Classifying Rolled Erosion-Control Products: A Current Perspective". Erosion Control Technology Council. St. Paul, MN. Disponível em: <http://www.ectc.org/resources/ClassRECP04.pdf>. Acesso 12 de Novembro de 2007.

LENCASTRE, A. e FRANCO, F.M. (1992). "Lições de Hidrologia", Capítulo XIII – Erosão do solo, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.

LOPES, M. L. C.; SILVANO, R. P. S. X. e SOARES LOPES, A. J. (2004). "Relatório de acção: Controlo de erosão de taludes em solos através de sistemas de solo reforçado com geossintéticos – estudo da eficácia do método na estabilização de parte da encosta ao km 74 +500 da EN 365 – Ribeira de Santarém". Protocolo IEP/FEUP.

NAYLOR, D.J. (1982). "Finite elements in geotechnical engineering." Swansea: Pineridge.

MONTANELLI, F. e RIMOLDI, P. (1994). "The development of connection strength tests for geosynthetics", Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembrane and Related Products, Singapore.

MORGENSTERN, N. R. and PRICE, V. E. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces". *Geotechnique*, Vol. 15, No. 1 pp. 77 - 93.

MPZ¹ (2007). Aplicações Tecnológicas, Ltda. Disponível em <http://www.mpz.com.br/geomantas.html>. Acesso 6 de Novembro de 2007.

MPZ² (2007). Aplicações Tecnológicas, Ltda. Disponível em <http://www.mpz.com.br/geocels.html>. Acesso 6 de Novembro de 2007.

NASH, D. (1987). "Comprehensive Review of Limit Equilibrium Methods of Stability Analysis". *Slope Stability*, Chapter 2. M. G. Andersen and K. S. Richards, Eds. New York: Wiley, pp. 11 - 75.

NELSEN, R. J., CHIRBAS, K. e MYROWICH, M. (2007). "Turf reinforcement matting: Na EPA recognize storm water best management practice (BMP)". Disponível em http://www.ectc.org/resources/Nelsen%20et%20al_B80.pdf. Acesso 12 de Novembro de 2007.

PENNSYLVANIA DEPARTEMENT OF TRANSPORTATION (2003). "Maintenance field reference for erosion and sediment controls", Stabilization methods and standards, Publicação N.º 464, pp. 19 e 20. Disponível em <http://www.dot.state.pa.us/hh/Publication464.pdf>. Acesso 12 de Novembro de 2007.

PENNSYLVANIA STORMWATER BEST MANAGEMENT practices manual DRAFT – January 2005 "Appendix E – Manufactured products". Disponível em: <http://www.dep.state.pa.us>. Acesso 12 de Novembro de 2007.

PINHO LOPES, M. (2006). "Estudo dos Coeficientes de Segurança a Aplicar a Estruturas de Controlo de Erosão e de Estabilização de Maciços com Geossintéticos". Tese de Doutoramento em Estruturas de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

PRESTO GEOSYSTEMS¹ (2008). "Geoweb Slope protection systems – Installation guideline". Disponível em http://www.reynoldspkg.com/alcoa-geo/catalog/applications/Slope%20Protection/slope_installation.pdf. Acesso 31 de Outubro de 2008.

PRESTO GEOSYSTEMS² (2008). "Geoweb system – Material Specification". Disponível em http://www.reynoldspkg.com/alcoa-geo/catalog/applications/Geoweb%20General/geoweb_material_specification.pdf. Acesso 20 de Setembro de 2008.

RIMOLDI, P. e RICCIUTI, A. (1994). "Design Method for Three-Dimensional Geocells on Slopes". Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembrane and Related Products, Singapore, pp. 999-1001.

SARMA, S. K. (1973). "Stability Analysis of Embankment and Slopes". Geotechnique, Vol. 23 (3), pp. 423 - 33.

SHUKLA, S.K. (2002). "Geosynthetics and their applications", Chapter on "Fundamental of geosynthetics", Edited by S.K Shukla, Thomas Telford, pp.430.

SLOPE/W (2007). "Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version ", An Engineering Methodology, Third Edition, March 200, GEO-SLOPE International Ltd

SPENCER, E. (1967). "A method of Analysis of the Stability of Embankments, Assuming Parallel Interslice Forces". Geotechnique, Vol. 17, pp. 11 - 26.

TENAX (2007). "Tenax Tenweb installation procedure". Disponível em http://www.tenax.net/geosynthetics/tech_doc/tde001.pdf Acesso 30 de Outubro de 2007.

TENAX (2008). "Tender Specification – Erosion Control Geocells". Disponível em http://www.tenax.net/geosynthetics/tech_doc/tde001.pdf. Acesso 10 de Setembro de 2008.

TOMÁS, P.P. (1992). "Estudo da erosão hídrica em solos agrícolas. Aplicação à região sul de Portugal", Dissertação de Mestrado em Hidráulica e Recursos hídricos, Instituto Superior Técnico, Lisboa, pp. 32 a 34.

VIDAL, I. G. (2004). "Manual técnico de geossintéticos", Capítulo 2 – Geocélulas Engecel. Disponível em <http://www.Engepol.com/produtos/pdfs/capitulo02.pdf>. Acesso em 26 de Novembro de 2007.

ROLANKA INTERNATIONAL. Coconut fiber specialists, Disponível em <http://www.rolanka.com/index.asp?pg=erosion&sid=970940304>. Acesso 28 de Novembro de 2007.

WALTHAM, A.C. (1994). "Foundations of Engineering Geology", Blackie Academic & Professional, London

ZIENKIEWIEZ, O. C. (1975). "The finite element method". Vol. 1, McGraw-Hill.

APÊNDICE A

EQUILÍBRIO DE FORÇAS E DE MOMENTOS

A.1 FS determinado pelo equilíbrio de forças

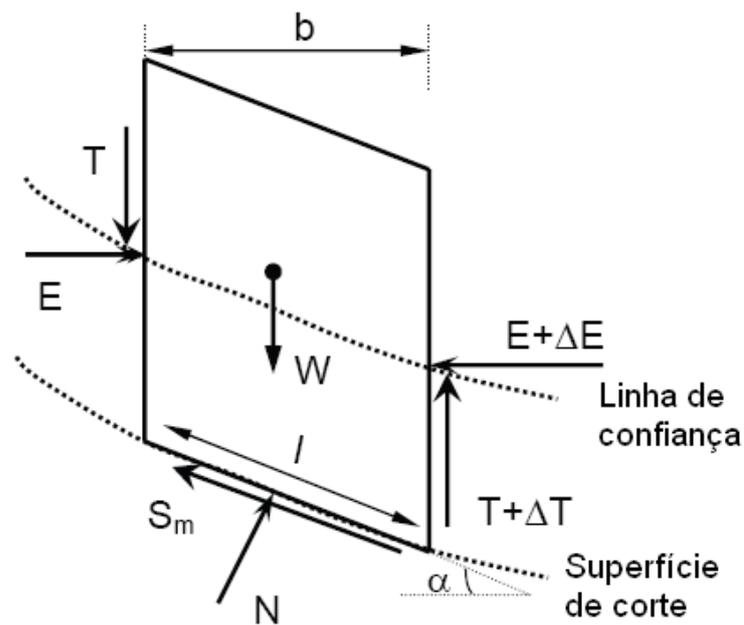


Figura A.1. Forças internas actuando sobre uma fatia (Aryal, 2006)

$$\sum F_h = 0: S_m \cos \alpha - N \sin \alpha + \Delta E = 0 \quad (\text{A.1})$$

$$\sum F_v = 0: W - \Delta T - S_m \sin \alpha - N \cos \alpha = 0 \quad (\text{A.2})$$

Eliminando N, das Equações (A.1) e (A.2):

$$S_m = (W - \Delta T) \sin \alpha - \Delta E \cos \alpha \quad (\text{A.3})$$

Substituindo $S_m = \frac{\tau_f l}{FS}$ na Equação (A.3), o FS pelo equilíbrio de forças de todas as fatias:

$$FS = \frac{\sum \tau_f \cdot l}{\cos \alpha \cdot \sum (W - \Delta T) \cdot \text{tg} \alpha - \sum \Delta E} \quad (\text{A.4})$$

Sejam

$$W = p \cdot b, \quad N = \sigma \cdot l, \quad \Delta T = t \cdot b, \quad b = l \cdot \cos \alpha \quad (\text{A.5})$$

Introduzindo os termos anteriores na equação (A.2), a tensão normal (σ):

$$\text{Tensão normal total: } \sigma = p - t - \frac{\tau_f}{FS} \text{tg} \alpha \quad (\text{A.6})$$

$$\text{Tensão normal efectiva: } \sigma' = (p - u) - t - \frac{\tau_f}{FS} \text{tg} \alpha = p' - t - \frac{\tau_f}{FS} \text{tg} \alpha \quad (\text{A.7})$$

onde,

p = tensão total vertical em cada fatia

t = tensão de corte entre fatias

$$\text{Equação de Morh - Coulomb: } \tau_f = c' + \sigma' \text{tg} \phi' \quad (\text{A.8})$$

Introduzindo o valor de σ' da Equação (A.7) na Equação (A.8), a resistência ao corte (τ_f) pode ser determinada de:

$$\text{Resistência ao corte: } \tau_f = \frac{(c' + (p - t - u) \text{tg} \phi')}{\left(1 + \text{tg} \alpha \frac{\text{tg} \phi'}{FS}\right)} \quad (\text{A.9})$$

Inserindo τ_f da Equação (A.9) na Equação (A.4), o FS pelo equilíbrio de forças em termos de tensões:

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p - t - u) \text{tg} \phi')}{n_\alpha} \right]}{\sum [b(p - t) \text{tg} \alpha - \Delta E]} \quad (\text{A.10})$$

onde,

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \text{tg} \alpha \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \right) \quad (\text{A.11})$$

De forma similar, introduzindo τ_f da Equação (A.8) na Equação (A.4), o FS em termos de forças:

$$F_f = \frac{\sum [(c' \cdot l + (N - u \cdot l) \cdot \operatorname{tg} \phi') \operatorname{sen} \alpha]}{\sum [W - (T_2 - T_1)] \operatorname{tg} \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (\text{A.12})$$

onde,

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left(W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{FS} (c' \cdot l - u \cdot l \operatorname{tg} \phi') \operatorname{sen} \alpha \right) \quad (\text{A.13})$$

A.2 FS determinado pelo equilíbrio de momentos

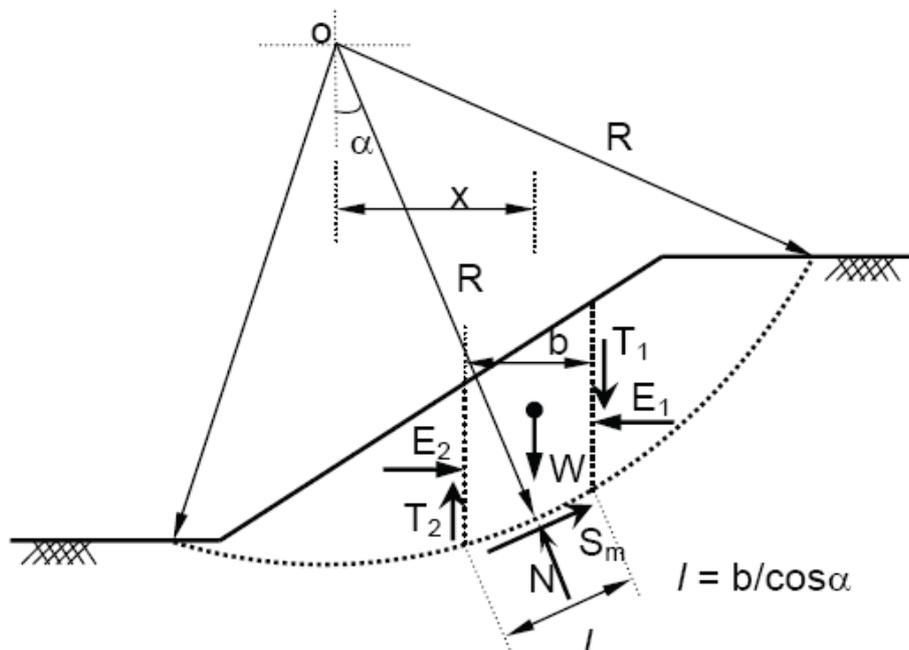


Figura A.2. Análise de um talude com uma superfície de ruptura circular (Aryal, 2006)

Se a fatia for considerada pequena, o momento devido às forças entre fatias anulam-se.

$$\sum M_o = 0: \quad \sum R \cdot S_m = \sum W \cdot x \quad (\text{A.14})$$

Inserindo $S_m = \frac{\tau_f}{FS} \cdot l$, τ_f da Equação (A.9), $W = pb$, e $l = b/\cos \alpha$, o FS:

$$F_m = \frac{R \cdot \sum b(c' + (p - u) \operatorname{tg} \phi')}{\sum p \cdot b \cdot x} \quad (\text{A.15})$$

onde

$$m_{\alpha} = \cos\alpha \left(1 + \operatorname{tg}\alpha \frac{\operatorname{tg}\phi'}{FS} \right) \quad (\text{A.16})$$

$p = W/b$ = tensão vertical total em cada fatia,

u = poropressão ou pressão neutra,

α = ângulo do talude a partir do meio da base da fatia.

Em termos de forças a Equação (A.15) pode ser escrita:

$$F_m = \frac{\sum [(c' \cdot l + (N - u \cdot l)) \operatorname{tg}\phi']}{\sum W \operatorname{sen}\alpha} \quad (\text{A.17})$$

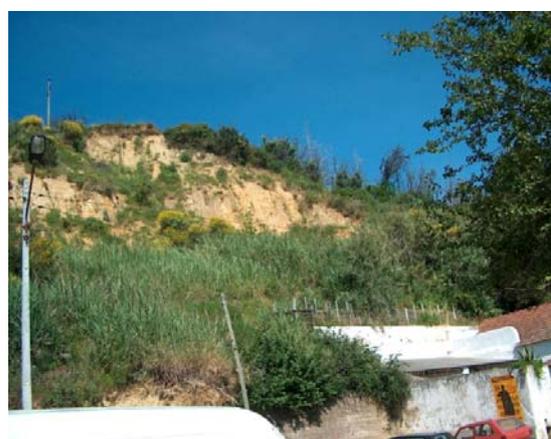
APÊNDICE B

REGISTO FOTOGRÁFICO DO CASO DE ESTUDO

As Figuras B.1, B.2, B.3 e B.4 são relativas às três visitas efectuadas ao local, nas datas de 09/12/2002, 20/05/2003 e 27/09/2003, e ilustram bem o avançado estado de erosão que afectava, nessa altura, o talude do caso de estudo (Lopes *et al.*, 2004).



09/12/2002



20/05/2003



20/05/2003

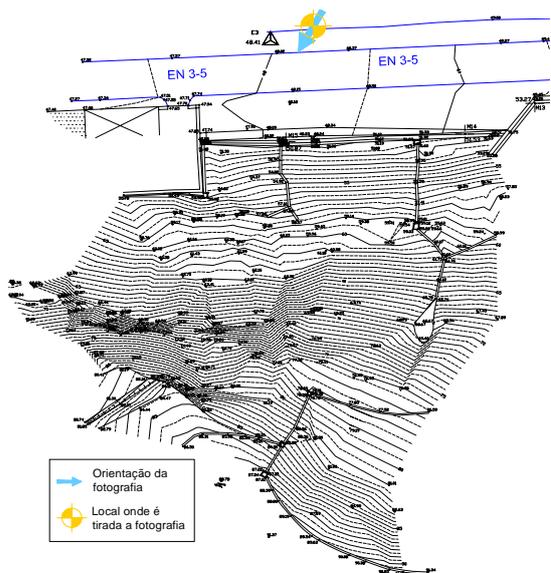


Figura B.1. Vista geral do talude (orientação Nascente – Poente)



09/12/2002



20/05/2003



27/09/2003

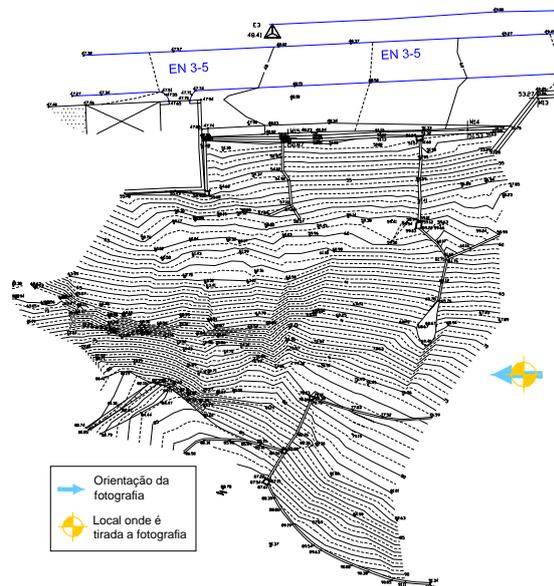


Figura B.2. Vista geral do talude (orientação Sul – Norte)

As Figuras B.1 e B.2 são fotografias retiradas a partir do mesmo local, mas segundo orientações diferentes. A partir destas imagens evidencia-se, por um lado, a forte inclinação do talude em estudo. Por outro lado, observa-se a predominância da vegetação rasteira, com algumas árvores de grande porte.



09/12/2002



20/05/2003



27/09/2003

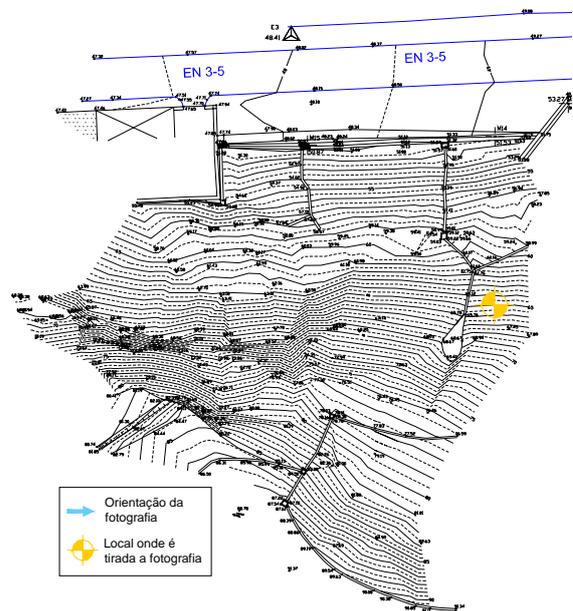


Figura B.3. Imagem de pormenor do solo constituinte do talude

A partir da Figura B.3 é possível aferir sobre o material que constitui o solo do talude. Trata-se de um solo fino, de carácter argiloso e expansivo, tal como se pode deduzir a partir da presença de fendas de retracção. Na foto de 09/12/2002 é visível o aspecto do solo saturado, enquanto nas restantes é possível ver o seu aspecto seco.



09/12/2002



20/05/2003



27/09/2003

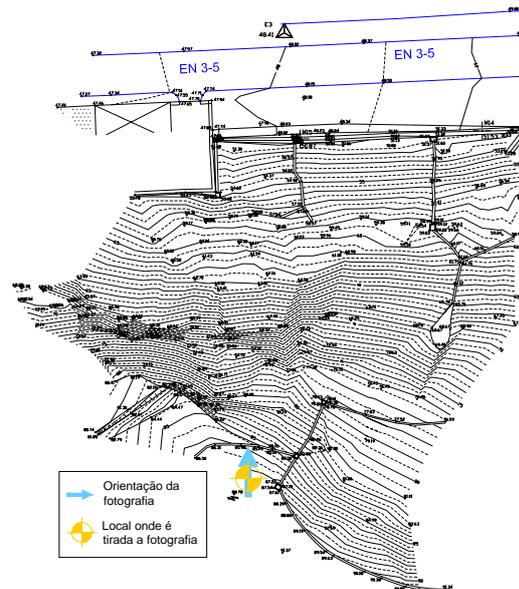


Figura B.4. Vista do talude erodido a partir da sua crista (orientação Poente-Nascente)

A Figura B.4 permite avaliar a evolução da cobertura vegetal, predominantemente rasteira, ao longo de cerca de 10 meses (comparar com fotos das Figuras B.1 e B.2 obtidas em Dezembro de 2002).