



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Métodos de dimensionamento de reforço e estabilização de taludes com microestacas

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia

Autor

Sara Cristina Oliveira Nunes

Orientador

Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2013

AGRADECIMENTOS

À minha grande amiga Diana Pinheiro Dos Santos por, simplesmente, ser como é. Há quem diga que os amigos são a família que se escolhe. E ela foi escolhida por ser das melhores pessoas que conheci ao longo da minha vida. Orgulho-me por poder desfrutar da sua companhia e tenho a certeza os momentos partilhados foram os mais felizes ao longo deste percurso académico e os que me deram mais força para enfrentar o trabalho com mais alegria e disposição, pois sem alegria não há disposição. Agradeço, também, pela paz da vivência em conjunto, pois nunca proferiu uma palavra desagradável, mesmo quando passávamos vinte e quatro horas por dia juntas.

Apesar de não ter escolhido a família, tenho a certeza que a minha foi a melhor em que poderia ter nascido. Aos meus pais, Isabel Matos e Manuel Nunes, pelo apoio e enorme carinho, pois acredito serem estes os fatores que nos colocam mais facilmente no caminho da felicidade e do sucesso. Um beijinho enorme para a minha tia, Carla Matos, por contribuir para a minha formação enquanto ser humano. À minha irmã, Tatiana Nunes, pois apesar de não perceber as minhas preocupações, me diz sempre que tudo irá ficar bem. À minha restante família pela preocupação evidenciada nos momentos mais difíceis, pedindo desde já desculpa por não nomear nomes, pois a lista seria bem grande.

Ao meu namorado, Sérgio Ferreira, pela enorme paciência evidenciada ao longo de todo o curso. Agradeço a companhia e as agradáveis palavras naqueles dias de estudo em que tudo parece correr mal e não apetece continuar. Esteve sempre lá, e não me esquecerei disso.

Ao meu grande amigo e companheiro, Vítor Pontes, pela sua sinceridade e pelos momentos hilariantes que proporcionou no último ano.

À minha amiga, Patrícia Cardoso, pelas boas conversas e pela companhia nos momentos em que estive mais sozinha.

Ao Professor Doutor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto, pelas respostas pacientes às perguntas ridículas e pela enorme disponibilidade.

A todas as pessoas que tiveram um papel menor, mas que de alguma forma me ajudaram nesta caminhada, quer com ações, quer com palavras.

RESUMO

É com bastante frequência que os solos não exibem as características mecânicas desejáveis para suportarem as construções que neles se pretendem implantar ou para se auto-suportarem, como é o caso dos taludes e encostas. Por este motivo, a necessidade de estabilização de taludes surge com elevada frequência, com um carácter de extrema importância devido aos elevados riscos inerentes ao seu escorregamento. Existem várias soluções de estabilização e reforço de taludes, entre as quais se pode referir a utilização de microestacas. Embora menos utilizadas que soluções como as ancoragens, pregagens, e betão projetado, as microestacas podem revelar-se uma solução interessante, em particular em zonas de difícil acesso. No entanto, tal como outras soluções, as microestacas apresentam características favoráveis e desfavoráveis.

Os objetivos da presente dissertação são a apresentação da técnica de estabilização de taludes com microestacas bem como o estudo dos métodos de dimensionamento deste tipo de solução. Pretende-se contribuir para a compreensão dos aspetos relevantes e permitir a avaliação da adequabilidade desta técnica em casos reais. Para tal foi feita a aplicação a um caso de estudo.

A presente dissertação irá, também, conduzir um estudo para perceber o quanto as características desfavoráveis da solução condicionam a sua utilização, de modo a avaliar o campo de aplicação, através da realização de análises paramétricas.

Ao fazer-se a aplicação ao caso em estudo, concluiu-se que a resistência ao corte não drenada condiciona grandemente o espaçamento longitudinal entre microestacas, espaçamento esse que pode não permitir a exequibilidade da solução.

Para realizar a aplicação ao caso em estudo usaram-se *softwares* de elementos finitos, nomeadamente o *Phase 2* e o *FB Multi-Pier* que proporcionaram resultados muito diferenciados, sendo os do *Phase 2* mais realistas na modelação das forças instabilizadoras e os do *FB Multi-Pier* mais realistas na modelação das microestacas.

As análises paramétricas reforçaram a ideia de que a resistência ao corte não drenada pode condicionar a resistência ao corte das microestacas, conforme o valor dessa resistência e da secção transversal da própria microestaca.

ABSTRACT

Often, the soils do not have the necessary resistance to withstand the constructions planned for a given site, or to be self-supported, such as in the case of slopes. Therefore, it is frequently necessary to proceed to the stabilization of the slope in order to reduce the risks of slope failure. Among the various solutions of the slope stabilization and reinforcement, a special attention will be given to the use of micropiles. Although this solution is less utilized than others such as anchors, soil nails and shotcrete, it can be a very interesting solution, in particular in places where the access is limited. However, as it happens with the other techniques, the micropile solution has its advantages and disadvantages.

This thesis will present the slope stabilization using micropiles, and the study of the design methods regarding this technique. The purpose is to contribute to the comprehension of the relevant aspects and to evaluate the suitability of this technique to real cases. An application of this technique to a case study was made.

The work will also present a study to understand the impact of the unfavorable characteristics of the solution in its utilization, in order to evaluate its field of application, throughout parametric analyses.

It was concluded that the undrained shear strength of the soil has a great influence on the spacing of the micropiles, which can preclude its utilization.

The application to a case study was made with the finite element *softwares Phase 2* and *FB Multi-Pier*, which presented results with substantial differences, being the results from *Phase 2* more realistic in the reproduction of the non-stabilizing forces and the ones from *FB Multi-Pier* more trustworthy in the modeling of the micropiles.

The parametric analyses emphasized the idea that the undrained shear strength of the soil can influence the shear resistance of the micropiles, depending on its value and the section used for the micropile.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS	ix
ABREVIATURAS	x
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE	3
2.1 Aparecimento das microestacas	3
2.2 Âmbito das microestacas	3
2.3 Características gerais	4
2.3.1 Vantagens e desvantagens das microestacas	5
2.4 Princípios gerais de construção.....	6
2.4.1 Perfuração	6
2.4.2 Colocação da armadura	7
2.4.3 Injeção da calda	9
2.5 Classificação das microestacas	10
2.5.1 Classificação quanto à filosofia de comportamento	10
2.5.2 Classificação quanto ao método de injeção da calda.....	11
2.5.3 Aplicações dos tipos de microestacas.....	13
2.6 Estudo da solução	14
2.6.1 Sucesso da aplicação da solução	14
2.6.2 Resultados da previsão da resistência ao corte de microestacas	16
3 DIMENSIONAMENTO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES	18
3.1 Considerações iniciais.....	18
3.2 Dimensionamento de microestacas do tipo I	18
3.2.1 Identificação das restrições de projeto e sua viabilidade.....	19
3.2.2 Identificação dos requisitos de desempenho	19
3.2.3 Análise da informação disponível e os dados geotécnicos.....	22
3.2.4 Avaliação da segurança do talude existente	22
3.2.5 Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude	23
3.2.6 Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca	24
3.2.7 Avaliação do comprimento da microestaca.....	24

3.2.8	Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical	26
3.2.9	Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical	29
3.2.10	Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas.....	30
3.2.11	Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação.....	32
3.2.12	Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas.....	32
3.2.13	Execução do projeto estrutural da viga de coroamento.....	33
3.3	Dimensionamento de microestacas do tipo II.....	33
4	APLICAÇÃO DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO A UM CASO REAL	36
4.1	Localização e características do local	36
4.2	Características do talude	37
4.3	Dimensionamento para a combinação 1	38
4.3.1	Avaliação da segurança do talude existente	38
4.3.2	Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude	40
4.3.3	Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca	40
4.3.4	Avaliação do comprimento da microestaca.....	42
4.3.5	A Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical.....	43
4.3.6	Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical	43
4.3.7	Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas.....	47
4.3.8	Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação.....	48
4.3.9	Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas.....	48
4.4	Dimensionamento para a combinação 2	48
4.4.1	Avaliação da segurança do talude existente	48
4.4.2	Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude	49
4.4.3	Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca	49
4.4.4	Avaliação do comprimento da microestaca.....	50
4.4.5	A Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical.....	51
4.4.6	Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical	51
4.4.7	Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas.....	53
4.4.8	Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação.....	53
4.4.9	Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas.....	53
4.5	Dimensionamento para a combinação sísmica	53
4.5.1	Avaliação da segurança do talude existente	53
4.5.2	Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude	55
4.5.3	Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca	55
4.5.4	Avaliação do comprimento da microestaca.....	57
4.5.5	Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical	58

4.5.6	Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical	58
4.5.7	Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas.....	58
4.5.8	Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação.....	59
4.5.9	Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas.....	59
5	ANÁLISES PARAMÉTRICAS	60
6	CONCLUSÃO.....	66
6.1	Trabalhos futuros	67
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Exemplo da utilização de microestacas a) para suporte estrutural e b) para reforço in-situ (Lizzi, 1982 referenciado por Bruce e Yeung, 1984)	4
Figura 2.2 - Faseamento construtivo das microestacas (http://www.fhwa.dot.gov/bridge/seismic/mae.htm , modificada)	6
Figura 2.3 - Microestacas em reforço de taludes do a) tipo I e b) tipo II (Armour, T , modificada)	11
Figura 2.4 - Tipos de injeção de acordo com a norma EN 14199,2005 (modificada)	13
Figura 2.5 – Secção transversal do talude estabilizado (Brandner, 2010).....	15
Figura 2.6 – Aqueduto de Nab Scar: a) Fissuras verificadas no aqueduto e b) secção transversal do talude estabilizado com microestacas (Preece, D.,2010).	16
Figura 2.7 – Componentes do movimento do solo (Loehr, J.E. et al, 2007).....	17
Figura 3.1 – Microestacas de tipo I (Hayward Baker, 2002)	19
Figura 3.2 - Método 1 para modelação de H_{req}	24
Figura 3.3 - Valor de α ao longo da estaca	25
Figura 3.4 - Estaca submetida a força transversal: reação do solo - Hipótese de Winkler.....	27
Figura 3.5 - Estaca carregada lateralmente: a) Direção do carregamento e b) distribuição de tensões antes e depois do carregamento (Pinto (2012), modificada).....	28
Figura 3.6 – Curvas p-y para areias propostas por O'Neil (retirado de Pinto, 2012)	28
Figura 3.7 – Processo de cálculo da resistência ao corte, Q, de uma microestaca vertical	30
Figura 3.8 - Forças que atuam numa microestaca (FHWA (2005), modificada)	31
Figura 4.1 - Perfil transversal do talude	37
Figura 4.2 - Correlação para obtenção de c_u em função do número de pancadas do SPT (NAV- FAC Design Manual, 1982).....	37
Figura 4.3 - Análise de estabilidade usando os parâmetros iniciais do terreno.....	39
Figura 4.4 – Topo da superfície de rotura observada no local	39
Figura 4.5 – Disposição das microestacas no talude	41
Figura 4.6 – Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo <i>Phase 2</i>	41
Figura 4.7 - Diagrama de interação de esforços	42

Figura 4.8 – Curvas p-y para argilas usadas no dimensionamento para a) cargas estáticas e para b) cargas cíclicas (Gazioglu e O’Neill (1984), referido por Pinto (2012))... 44	44
Figura 4.9 - Diagramas de esforços na cortina de microestacas obtidos pelo <i>FB Multi-Pier</i> . 45	45
Figura 4.10 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo <i>Phase 2</i> 46	46
Figura 4.11 – Tensões normais nos elementos segundo o <i>Phase 2</i> e o <i>FB Multi-Pier</i> 47	47
Figura 4.12 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo <i>Phase 2</i> 50	50
Figura 4.13 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo <i>FB Multi-Pier</i> 52	52
Figura 4.14 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo <i>Phase 2</i> 52	52
Figura 4.15 - Disposição das microestacas no talude..... 56	56
Figura 4.16 - Interação entre esforços atuantes e o espaçamento das ancoragens. 56	56
Figura 5.1 – Variação do fator de segurança com a resistência ao corte não drenada e o peso volúmico 60	60
Figura 5.2 - Variação de H_{req} com a resistência ao corte não drenada e o peso volúmico 61	61
Figura 5.3 – Variação da resistência ao corte de uma microestaca com a variação de c_u 62	62
Figura 5.4 – Variação de $M_{máx}$ de uma microestacas com o valor de c_u 63	63
Figura 5.5 - Variação da resistência ao corte de uma microestaca com a variação de c_u 63	63
Figura 5.6 - Variação de $M_{máx}$ de uma microestacas com o valor de c_u 64	64
Figura 5.7 – Ganho de resistência lateral última da microestacas comparada com a microestaca vertical 65	65
Figura 5.8 – Variação da resistência do solo contra o fluxo plástico 65	65

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Características típicas dos tubos segundo o fornecedor “Raccordi Regonesi”	8
Quadro 2.2 – Propriedades mecânicas dos aços usados nos tubos segundo o fornecedor “Raccordi Regonesi”	8
Quadro 2.3 - Propriedades mecânicas de perfis ocos de aço estrutural não ligado	9
Quadro 2.4- Características dos varões segundo normas europeias	9
Quadro 2.5 - Tipo de reforço dos três subtipos de microestacas	10
Quadro 2.6 - Aplicações dos diversos tipos de microestacas segundo a FHWA (2005)	14
Quadro 3.1 - Coeficientes parciais aplicáveis às ações	20
Quadro 3.2 - Coeficientes parciais aplicáveis aos parâmetros do solo	20
Quadro 3.3 - Coeficientes parciais aplicáveis às capacidades resistentes para estacas instaladas com extração do terreno.....	20
Quadro 3.4 - Coeficientes parciais aplicáveis aos parâmetros do solo para a não verificação dos estados limites de utilização.....	21
Quadro 3.5 - Coeficientes parciais aplicáveis às ações em situações acidentais (onde estão incluídas as situações sísmicas).....	21
Quadro 3.6 - Coeficientes parciais aplicáveis aos parâmetros do solo em situações acidentais (onde estão incluídas as situações sísmicas).....	21
Quadro 3.7 - Coeficientes parciais aplicáveis às capacidades resistentes para estacas instaladas com extração do terreno em situações acidentais	22
Quadro 4.1 – Correlação para obtenção de γ em função do número de pancadas do SPT (Godoy referenciado por Lorenzi, 2012)	38
Quadro 4.2 – Parâmetros iniciais do solo	38
Quadro 4.3 – Valores em profundidade para avaliação do fluxo plástico.....	48
Quadro 4.4 – Valor de a_{vg}/a_g para os dois tipos de ação sísmica.....	54
Quadro 4.5 - Valor de a_{gr} para os dois tipos de ação sísmica	54

ABREVIATURAS

Alfabeto grego

α – coeficiente aplicável à resistência ao corte não drenada para obter a resistência lateral de estacas

α_1 – razão entre a_g e g

α_f – ângulo da base da fatia de solo

$\gamma_{\phi'}$ – coeficiente parcial a aplicar ao ângulo de atrito do solo

$\gamma_{c'}$ – coeficiente parcial a aplicar à coesão do solo

γ_{cu} – coeficiente parcial a aplicar à resistência ao corte não drenada do solo

γ_{qu} – coeficiente parcial a aplicar à resistência à compressão uniaxial

γ_{γ} – coeficiente parcial a aplicar ao peso volúmico do solo

γ_b – coeficiente parcial a aplicar à resistência de ponta de uma estaca

γ_s – coeficiente parcial a aplicar à resistência lateral (compressão) de uma estaca

γ_t – coeficiente parcial a aplicar à resistência combinada (compressão) de uma estaca

$\gamma_{s;t}$ – coeficiente parcial a aplicar à resistência lateral (tração) de uma estaca

γ – peso volúmico do solo

$\gamma_{R,d}$ – coeficiente parcial para a incerteza num modelo de determinação da capacidade resistente

γ_I – coeficiente de importância (relacionado com o colapso estrutural de edifícios)

ϵ_{50} – extensão axial a 50 % da tensão de rotura num ensaio UU

ϕ – diâmetro externo da secção tubular de aço

ϕ' – ângulo de resistência ao corte do solo do solo

ϕ' ajustado – ângulo de resistência ao corte do solo, ajustado na retroanálise

$\phi'_{1^{a} \text{ iteração}}$ – ângulo de resistência ao corte do solo estimado

ψ – ângulo entre eixo da estaca e a perpendicular à superfície de deslizamento

v_s – valor médio da velocidade de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil de solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5})

Alfabeto latino

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A

a_{gr} – valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno de tipo A

a_{vg} – valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical

c – coesão ou resistência ao corte não drenada do solo

- $c_{ajustado}$ – coesão ou resistência ao corte não drenada do solo, ajustado na retroanálise
 $c_{1^{a}iteração}$ - coesão ou resistência ao corte não drenada do solo estimada
 c_u – resistência ao corte não drenada
 D – diâmetro da estaca
 E – módulo de deformabilidade
 EI – módulo de flexão
 f_u – tensão de rotura do aço
 $FS_{1^{a}iteração}$ – Factor de segurança obtido quando se usam os parâmetros estimados para caracterizar o solo
 f_y – tensão de cedência do aço
 g – aceleração devida a gravidade
 H – carga na estaca paralela à superfície de deslizamento
 H_{req} – resistência lateral requerida a uma estaca vertical por metro linear
 $H_{últ}$ – máxima força lateral que uma microestaca pode resistir
 $H_{últ-par}$ – carga lateral última do par de microestacas
 $H_{últ\ solo/estaca}$ – resistência do solo contra o fluxo plástico
 I – momento de inércia
 k'_h – modulo de reação horizontal
 K_h – coeficiente sísmico horizontal
 K_v – coeficiente sísmico vertical
 L – largura da fatia de solo
 L_1 – valor de L_{acima} subtraído de 1.5m
 L_2 – valor de L_s subtraído do diâmetro da estaca
 L_{acima} – comprimento da estaca acima da superfície de rotura
 L_s – comprimento de selagem da microestaca
 $M_{máx}$ – momento máximo
 $M_{últ}$ – capacidade de flexão de uma microestaca vertical
 n_h – taxa de variação do módulo de reação com a profundidade
 N_{60} – número de pancadas do SPT
 P – resistência axial da microestaca
 $p-y$ – carga lateral-deslocamento
 q – força lateral que atua na microestaca por unidade de espessura do solo
 $q_{s,k}$ – valor característico da capacidade resistente lateral por unidade de área da estaca
 Q – resistência ao corte de uma microestaca vertical
 $Q_{P=0}$ – resistência ao corte de uma microestaca vertical quando a carga axial é igual a zero
 $Q_{P=R_{t,k}}$ – resistência ao corte de uma microestaca vertical quando a carga axial é igual a $R_{t,k}$
 $R_{t,k}$ – resistência última que se pode desenvolver acima da superfície de deslizamento
 s – espessura da secção tubular de aço
 S – coeficiente de solo de acordo com a norma EN NP 1998

$S_{m\acute{a}x}$ – espaçamento máximo entre microestacas

$S_{m\acute{a}x}$ – coeficiente de solo de acordo com a norma EN NP 1998

V – carga na estaca perpendicular à superfície de deslizamento

W – comprimento da fatia de solo

z – profundidade

SIMBOLOGIA

Aço St52 – tipo de aço

Aço JtS5- K55 – tipo de aço

Aço N80 – tipo de aço

EN – Norma Europeia

FHWA – Federal Highway Administration

FS – fator de segurança

GEO – estado limite último associado à rotura do terreno

IGU – injeção global única

IRS – injeção repetitiva seletiva

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NP – Norma Portuguesa

pr – prestressing steels

SPT – Standard Penetration Test

SRF – fator de redução de resistência

SSR – método de redução de resistência ao corte

STR – estado limite último associado à rotura estrutural

1 INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento de taludes e dos respetivos métodos de estabilização tem elevada importância devido ao facto de os escorregamentos das encostas poderem provocar consequências desastrosas, quer do ponto de vista económico, quer do ponto de vista humano. Estes escorregamentos acarretam enormes prejuízos, quer pela reparação dos danos ocorridos no próprio talude e em estruturas adjacentes, quer por outro tipo de custos, como por exemplo, pela interrupção de redes de transportes, e outras infraestruturas. O facto de os taludes muitas vezes resultarem de escavações ou de aterros realizados para a construção de vias de comunicação mostra o enorme risco existente para as populações e para as infraestruturas. Os deslizamentos de taludes tendem a intensificar-se devido à cada vez maior área de terrenos impermeabilizados e também devido ao excesso de precipitação provocada pelas alterações climáticas.

O escorregamento de taludes ocorre devido ao aumento das forças instabilizadoras aplicadas ou a uma diminuição da resistência do material de que é composto o talude, devido a vários fatores como a variação do nível freático, novas construções no talude, a atividade sísmica, a descompressão dos terrenos provocada por escavações próximas, etc. É necessário referir que em muitos casos existem construções de edifícios sobre os taludes, o que aumenta a necessidade de os estabilizar, visto os danos eventualmente provocados pelo deslizamento comprometerem o comportamento estrutural e a estética dos próprios edifícios.

O desenvolvimento intelectual e social das populações juntamente com os avanços tecnológicos tiveram como consequência a exigência de maior segurança às estruturas e às obras de engenharia civil, integrada com funcionalidade e economia. É neste contexto que se insere a estabilização de taludes e a escolha da solução a adotar.

Qualquer projeto de estabilização de taludes é diferente de todos os outros já realizados, devido às características próprias de cada local. É necessário, portanto, fazer estudos detalhados do local, tal como das soluções a aplicar. Há diversas soluções que podem ser adotadas na estabilização de taludes, sendo que a escolha depende do tipo de solo, do espaço físico disponível para a execução da solução, dos custos, das condicionantes em termos de vibrações e ruído induzidos pela execução dos trabalhos, etc. As soluções usadas podem ser preventivas ou corretivas, sendo preventivas quando existe o risco do talude escorregar e

corretivas quando já se verificaram movimentos do mesmo. A solução que será abordada neste trabalho recorre ao uso de microestacas.

As microestacas vão “amarrar” a parte do maciço instabilizada à parte que se encontra estável. As microestacas usadas para estabilização de taludes podem ser uma solução alternativa em detrimento de muros de terra armada, muros de gravidade, cortinas de estacas ancoradas, etc. Podem, também, ser substituídas de jet-grouting, estacas moldadas, estacas cravadas, etc, dependendo da finalidade da sua utilização (FHWA, 2005). A grande diversidade de soluções existentes tem como grande vantagem um maior equilíbrio entre todos os objetivos pretendidos, face às condicionantes de cada caso.

Com este trabalho pretende-se sumariar as características mais importantes das microestacas, estudar o processo de dimensionamento da solução com microestacas para estabilização de taludes de acordo com a proposta da FHWA, aplicando-o a um caso real, sendo as verificações de segurança feitas de acordo com as normas europeias. Para o dimensionamento da solução serão usados *softwares* que permitem a modelação da solução, nomeadamente através de métodos de equilíbrio limite (*Slide*), de elementos finitos (*Phase 2*) e de elementos de viga apoiados sobre molas não-lineares (*FB Multi-Pier*). Será feita uma breve comparação entre os resultados fornecidos por esses *softwares*. Pretende-se também avaliar a influência de alguns parâmetros no dimensionamento da solução, por forma a avaliar a viabilidade da aplicação da solução na estabilização de taludes.

A dissertação está estruturada em 6 capítulos. No primeiro capítulo é apresentado o problema a estudar. No segundo capítulo é apresentada a revisão bibliográfica acerca das microestacas em geral, capítulo este que contempla o campo de atuação, a descrição das suas principais características e o modo como resistem, alguns princípios construtivos, a classificação de acordo com a sua construção e o método como se dispõem no terreno. Neste capítulo também aparece uma breve descrição de casos de sucesso aplicando esta solução na estabilização de taludes.

No terceiro capítulo é explicitada a teoria de todos os passos do processo de dimensionamento de acordo com o método proposto pela FHWA (Federal Highway Administration). A metodologia apresentada no terceiro capítulo servirá para fazer o dimensionamento do caso prático, apresentado no quarto capítulo, para a combinação 1, combinação 2 e combinação sísmica. É neste contexto que se fará uso dos *softwares* acima mencionados.

No quinto capítulo serão apresentados os resultados das análises paramétricas, variando alguns parâmetros e analisando a consequência dessas variações na exequibilidade da solução. Por último, no sexto capítulo, são apresentadas as conclusões e as propostas para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE

2.1 Aparecimento das microestacas

As microestacas apareceram em Itália, no início da década de 50 como resposta à necessidade de recalçamento de edifícios antigos, nomeadamente monumentos históricos que tinham sofrido danos ao longo do tempo. (FHWA, 2005). Foi o engenheiro Fernando Lizzi que as concebeu, designando-as por *Pali Radice* ou estacas raiz. Foram pensadas de maneira a poderem ser construídas em zonas de baixa altura livre, criando um sistema de fundação que consistia num grupo de microestacas verticais e inclinadas, interligadas numa rede tridimensional, que formavam um bloco de solo reforçado. Mais tarde foram usadas, também, em projetos subterrâneos de transporte como elementos de contenção de escavações para protegerem estruturas vizinhas.

Pearlman et al. (1992) e Palmer (1984), referidos por Karpe, et al (2011), sugeriram que grupos de microestacas inclinadas podem ser usadas para estabilizar taludes, pois permitem a ligação entre a zona de movimento (acima da superfície de deslizamento) e a zona estável (abaixo da superfície de deslizamento). Estas microestacas proporcionam reforço para resistir às forças de corte que se desenvolvem ao longo da superfície de escorregamento.

O uso desta solução cresceu significativamente desde a década de 80, sendo atualmente a solução mais utilizada no reforço de fundações. (Pereira, 2012). Isto acontece devido ao desenvolvimento de novas técnicas de execução e de equipamentos.

2.2 Âmbito das microestacas

A solução com microestacas é aplicável para suporte estrutural e para reforço do terreno in-situ. Como suporte estrutural elas têm como função o melhoramento da capacidade resistente de fundações quando as cargas atuantes aumentam, a fundação de novas estruturas, o reforço sísmico, a reparação de fundações existentes, o confinamento de fundações existentes, etc. Ao reforçarem o terreno in-situ, estes elementos reduzem os assentamentos, conferem estabilidade estrutural, servem como estruturas de contenção de terras, estabilizam taludes, etc. As microestacas podem usar-se, também, como uma “parede” que consiste em diversas microestacas secantes, de modo a proteger fundações de edifícios e solos de potenciais produtos contaminantes e perigosos existentes em solos adjacentes, sendo que a calda deve ter

características especiais. (FHWA, 2005; Pereira, 2012; Sacadura, 2009; Karpe et al., 2011) As microestacas usadas para reforço in-situ e suporte estrutural são instaladas da mesma forma, mas o seu desempenho e a sua conceção são bem diferentes. (Xanthakos et al, 1994). A Figura 2.1 mostra a utilização de microestacas como solução para suporte estrutural e para reforço in-situ.

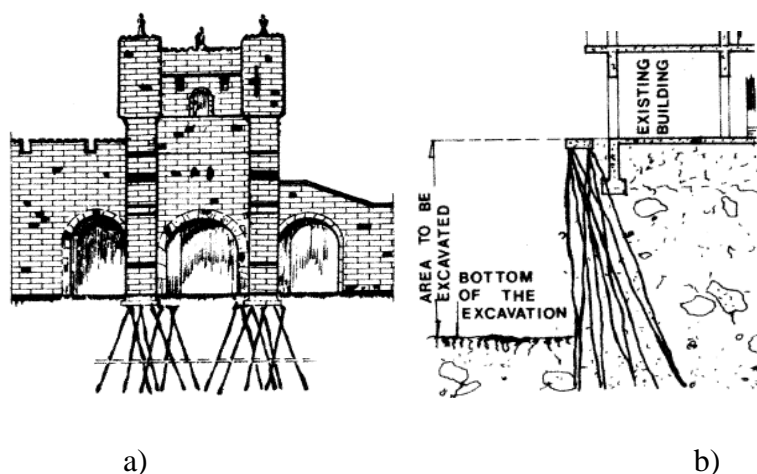


Figura 2.1 - Exemplo da utilização de microestacas a) para suporte estrutural e b) para reforço in-situ (Lizzi, 1982 referenciado por Bruce e Yeung, 1984)

2.3 Características gerais

As microestacas são elementos estruturais bastante esbeltos, que transmitem as cargas que lhes são impostas ao solo maioritariamente por atrito lateral na interface calda/solo, visto a resistência de ponta ser pequena. A resistência de ponta é baixa (exceto quando a ponta está instalada em rocha firme), pelo facto da secção transversal da ponta ser pequena. São um tipo de solução profunda, sendo que a sua função depende do seu tipo, como se verá mais à frente. Elas têm a função de transferir as cargas para camadas mais profundas mais competentes, ou reforçar um bloco de solo, podendo assim limitar deformações.

As microestacas são elementos de pequeno diâmetro ($\leq 300\text{mm}$), sendo que a maioria tem um comprimento entre os 15 e os 30 metros. As microestacas podem ser moldadas sendo injetadas in-situ com calda de cimento e reforçadas através de perfis metálicos do tipo H, tubos, e/ou varões de aço; ou podem ser cravadas sendo constituídas por elementos metálicos. As microestacas moldadas são as mais usadas no nosso país, sendo estas, as que estão a ser abordadas no presente trabalho. As microestacas são mais pequenas e de menor diâmetro que as estacas tradicionais, tal como indica o seu nome. (Pereira, 2012; FHWA; Xanthakos et al, 1994) É de referir que, ao invés de caldas, podem usar-se argamassas e betão.

A previsão da resistência lateral das microestacas não é exata, pois esta depende das características do terreno, das características dos materiais que compõe a microestaca e do processo de construção desta. Devem, portanto, fazer-se ensaios de carga.

Mascardi (1970, 1982) e Gouvenot (1975) (referidos por Cadden et al), mostraram que a encurvadura lateral de estacas pode ocorrer apenas em solos com muito pobres propriedades mecânicas como turfas e argilas moles.

As microestacas têm diversas características próprias que as distinguem dos outros tipos de estacas, características estas que permitem a sua aplicação em espaços reduzidos, em zonas de difícil acesso, e em locais onde os níveis de ruído e vibração devem ser condicionados, como em locais urbanos. (FHWA, 2005).

A utilização mais comum das microestacas é servirem de fundação a estruturas de pequeno a médio porte, onde os esforços a resistir pelas microestacas sejam essencialmente axiais.

Para aumentar a capacidade de carga das microestacas, pode fazer-se a injeção de selagem na ponta da microestaca, como se verá mais à frente.

2.3.1 Vantagens e desvantagens das microestacas

As características a favor da utilização das microestacas como substitutas de outro tipo de estacas são o reduzido diâmetro; a possibilidade de execução em condições de solo e perfuração difíceis, como em zonas calcárias; e utilizarem equipamento de furação ligeiro, pequeno, económico e de baixa potência, que tem como consequência tornar a furação mais fácil e com maior rendimento, perturbando o solo ao mínimo.

Estes elementos têm outras vantagens, entre as quais a elevada capacidade de carga mesmo em solos com baixas características resistentes, permitindo a sua aplicação em qualquer tipo de terreno; bom controle dos assentamentos; funcionamento aos dois tipos de esforço axial; possibilidade de construção em qualquer direção no espaço (vertical ou de inclinação variável), podendo assim, evitar blocos difíceis de perfurar; versatilidade; rapidez; facilidade de execução; facilidade de perfuração de estratos rochosos; possibilidade de bom controle de execução, possibilidade de serem instaladas através de fundações existentes, e simplicidade da ligação destes elementos às estruturas. (Pereira, 2012; FHWA, 2005; Sacadura, 2009).

No entanto, estes elementos também apresentam desvantagens, nomeadamente o custo e a capacidade de carga quando comparadas com estacas tradicionais; a sua utilização em zonas sísmicas sujeitas a liquefação ser condicionada por estas perderem apoio lateral; não serem uma boa solução do ponto de vista económico, quando a superfície de deslizamento é grande

e se encontra a grande profundidade; resistência moderada a cargas laterais; resistência de ponta desprezável; e rigidez reduzida. (Pereira, 2012; FHWA, 2005)

2.4 Princípios gerais de construção

Os processos de construção de microestacas moldadas são constituídos por perfuração, colocação da armadura e injeção de calda. Estas três fases construtivas podem diferir grandemente, existindo por isso, vários processos de construção que resultam em diferentes tipos de microestacas. (Neves, 2010; FHWA, 2005). A Figura 2.2 esquematiza simplificada a construção de uma microestaca moldada. É de salientar o facto as três fases do processo de furação deverem ser realizadas o mais rapidamente possível para se poder manter a integridade do solo circundante.

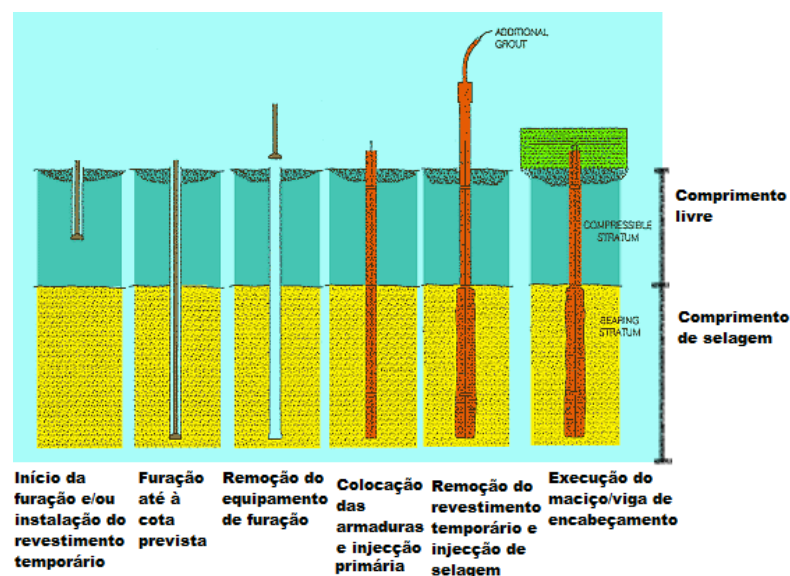


Figura 2.2 - Faseamento construtivo das microestacas
(<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/seismic/mae.htm>, modificada)

A norma EN 14199:2005 apresenta no anexo A, os métodos de execução de microestacas moldadas (quadro A.1) e cravadas, sendo que estas se podem dividir em cravadas pré-fabricadas e cravadas moldadas. (quadro A.2).

2.4.1 Perfuração

A escolha do método de furação implica uma ponderação de vários fatores, sendo eles, o tipo de solo existente, a existência ou não de condicionalismos em relação às vibrações e ao ruído, a existência ou não de condicionalismos em relação à altura livre, o custo, a necessidade ou não da furação ser realizada através de estruturas existentes, etc. Os métodos de furação

devem proporcionar furos estáveis, e sem prejuízos para o meio envolvente com o menor custo possível (Karpe et al, 2011).

A furação é executada com equipamentos de rotação, usando-se trados, ou de roto-percussão, usando-se varas e bits, sendo que estes últimos são acionados a ar comprimido. Habitualmente quando se usa o equipamento de roto-percussão usam-se os fluídos de furação, sendo eles água, lamas de perfuração e espumas para limpeza do furo, sendo que deve ter-se especial atenção para não ocorrer criação de vazios ou fracturação do solo. Os fluidos de furação trazem à superfície os materiais resultantes da furação, no espaço entre o tubo de furação e o terreno, quando recorremos ao equipamento de roto-percussão. É compreensível que o diâmetro da estaca seja maior que o diâmetro do tubo.

A não ser que se esteja na presença de solos coesivos, é necessária a estabilização do furo, quer por um tubo moldador usado na furação, quer por lamas bentoníticas que prejudicam grandemente a ligação solo-calda, quer por outro tipo de lamas denominadas lamas de polímeros. Nos dois tipos de equipamento referidos em cima, pode ou não usar-se o tubo moldador. Este tubo, quando usado, funciona como armadura da microestaca, e pode ser usado parcialmente ou na totalidade da profundidade do furo, sendo colocado à medida que se faz a furação (FHWA,2005; Sacadura, 2009).

Segundo a FHWA, para solos em que os furos necessitam de ser estabilizados, há sete métodos de furação que são comuns para microestacas com profundidade máxima de 60m e diâmetro máximo de 0.3m. São eles o método de perfuração com tubo único, o método de furação rotativo duplo, o método de furação rotativo duplo percussivo concêntrico, o método de furação rotativo duplo percussivo excêntrico, método de furação duplo de cabeça dupla, método de furação com trado oco e método de furação sónico. Para solos em que os furos são auto-suportados, existem três métodos de furação, são eles o método de furação rotativo percussivo, o método de furação com trado de núcleo sólido contínuo e método de furação rotativo de base alargada. Estes três últimos métodos são mais baratos que os anteriores. A utilização destes métodos depende do solo existente no local, como já foi referido.

2.4.2 Colocação da armadura

Como já referido anteriormente, a armadura de uma microestaca é constituída por perfis metálicos (p.e. secções em H), tubos, e/ou varões de aço, sendo que os dois últimos podem usar-se combinados. Quando às microestacas é exigido uma maior capacidade de carga, a armadura pode ser constituída por dois tubos (Pereira, 2012). A colocação da armadura é realizada depois do processo de furação, exceto quando a armadura é o tubo moldador, e é colocada manualmente ou com recurso a algum meio de elevação. Tendo em conta o

comprimento da microestaca, podem fazer-se uniões entre vários troços de armadura se o comprimento destes for menor que o comprimento da microestaca.

No Quadro 2.1 e no Quadro 2.2, estão apresentadas as características de tubos usados em microestacas, segundo o fornecedor “Raccordi Regonesi”.

Quadro 2.1 - Características típicas dos tubos segundo o fornecedor “Raccordi Regonesi”

Aço St52			Aço JS5-K55			Aço N80			Área de Aço (cm ²)
φ (mm)	s (mm)	kg/ml	φ (mm)	s (mm)	kg/ml	φ (mm)	s (mm)	kg/ml	
60.0	5.0	6.0							8.64
			60.0	5.5	6.5				9.42
			73.0	5.5	8.5				11.66
						73.0	8.5	14.0	17.22
73.0	9.0	14.5							18.10
						88.9	6.5	13.2	16.83
						88.9	9.5	18.6	23.70
88.9	10.0	19.5							24.79
						88.9	10.5	20.3	25.86
						101.6	8.0	18.7	23.52
101.6	10.0	22.6							28.78
114.0	6.5	17.0							21.95
						114.0	6.5	18.2	21.95
114.0	8.0	20.9							26.64
						114.0	8.5	21.5	28.17
114.0	10.0	25.7							32.67
						127.0	7.0		26.39
						127.0	9.0	25.5	33.36
127.0	10.0	28.9							36.76
						139.7	7.5	24.5	31.15
139.7	8.0	25.9							33.10
						139.7	9.0		36.95
139.7	10.0	32.0							40.75
						139.7	10.0	31.0	40.75
139.7	12.5	39.5							49.95
						177.8	9.0	38.0	47.73
						177.8	10.0	41.0	52.72
						177.8	11.5	47.0	60.08

Quadro 2.2 – Propriedades mecânicas dos aços usados nos tubos segundo o fornecedor “Raccordi Regonesi”

Tipo de aço	f _y (MPa)	f _u (MPa)	ε _u (%)
St52	355	500	21
JS5-K55	387	527	24
N80	562	703	18.5

Nas normas europeias NP EN 10210, 2008 e NP EN 10219 podem-se encontrar tubos de aço soldados a quente e soldados e conformados a frio, respetivamente. Há uma enorme quantidade de dimensões nestas normas, mas estes tubos não foram desenvolvidos especialmente para microestacas. No Quadro 2.3 encontram-se as propriedades mecânicas de alguns tubos de aço soldados a quente.

Quadro 2.3 - Propriedades mecânicas de perfis ocos de aço estrutural não ligado

NP EN 10210 (2008)	Tipo de aço	Tensão de cedência (MPa)		Tensão de rotura (MPa)	
		Espessura especificada (mm)		Espessura especificada (mm)	
		≤ 16	$> 16 \leq 40$	< 3	$\geq 3 \leq 40$
	S235	235	225	360-510	360
	S275	275	265	430-580	410-560
	S355	355	345	510-680	470-630

No Quadro 2.4 estão representadas as características de varões usados em microestacas, segundo Pereira (2012), em que f_y é a tensão de cedência, f_u é a tensão de rotura e \emptyset é o diâmetro dos varões. Segundo a norma EN 14199, 2005, as secções do tipo H laminadas a quente encontram-se na norma EN 10025, 2004.

Quadro 2.4- Características dos varões segundo normas europeias

Norma	f_y (MPa)	f_u (MPa)	\emptyset (mm)
NP EN 10080, 2005	500	550	32, 40 e 50
	555	700	63.5
	670	800	28-63.5
prEN 10138-4	950	1050	26.5 a 47

Deve ter-se em atenção a potencial corrosão que a armadura pode sofrer, seguindo as orientações da norma EN 14199, 2005. Segundo esta norma, a proteção contra a corrosão da armadura deverá ter em conta a agressividade do meio, o tipo de microestaca, o tipo de esforço axial, o tipo de aço e o horizonte de projeto. A proteção à corrosão deve consistir em:

- Uma cobertura eficiente de calda, argamassa ou betão apropriada (anexo C da norma EN 14199,2005) ou,
- Uma espessura de aço a sacrificar (anexo D da norma EN 14199,2005),
- Proteções específicas.

2.4.3 Injeção da calda

O tipo de injeção da calda tem grande influência na capacidade resistente das microestacas e varia conforme os vários tipos, como se verá mais à frente. As caldas devem ter características de acordo com as normas, nomeadamente a norma EN 14199, 2005. Estas servem para

transferir as cargas entre a armadura e o solo, protegerem as armaduras da corrosão e da encurvadura, e resistirem quando as microestacas estão essencialmente à tração, etc. Deve usar-se água potável na produção da argamassa de modo a reduzir o risco de corrosão nas armaduras. Usualmente a relação-água cimento nas caldas deve estar no intervalo 0.4-0.5 de modo que esta tenha fluidez suficiente para permitir a sua bombagem e injeção e que garanta resistência adequada, resistência esta que deve ser superior a 25 MPa. A calda deve ter adjuvantes, sendo que estes minimizam o problema da retração da calda. Quando se faz a injeção, o furo deve estar limpo para que se obtenham microestacas de boa qualidade (Karpe et al, 2011; Pereira, 2012; FHWA, 2005; Xanthakos et al,1994).

2.5 Classificação das microestacas

A classificação destes elementos é feita com base em dois critérios; a filosofia de comportamento que dita a forma como as microestacas se dispõem no terreno (FHWA, 2005; Karpe et al, 2011; Armour); e o método de injeção da calda que influencia a resistência da ligação entre o solo e a calda ditando, portanto, a sua capacidade de carga (Karpe et al, 2011; FHWA, 2005; Sacadura, 2009; Neves, 2010).

Quanto à filosofia de comportamento, elas podem ser do tipo I ou do tipo II; quando ao método de injeção elas podem ser de tipo A, B, C, D e E. A descrição destes tipos será feita no ponto 2.5.1 e 2.5.2. Segundo a FHWA, as microestacas de tipo A, B e D podem ser divididas em três subtipos, por exemplo para as microestacas de tipo A, A₁, A₂ e A₃. Esta subdivisão reflete o tipo de reforço, como se pode ver pela Quadro 2.5. As microestacas de tipo C apenas são do subtipo C1.

Quadro 2.5 - Tipo de reforço dos três subtipos de microestacas

Sub-tipo	Tubo moldador	Reforço
1	Temporário ou inexistente	Um varão ou tubo (múltiplos varões, raramente)
2	Permanente, em todo o comprimento	Tubo moldador
3	Permanente, apenas no eixo superior	Tubo moldador no eixo superior, ou tubo no eixo inferior (podendo este ser usado em todo o comprimento)

Quanto ao método de injeção vão ser apresentadas duas classificações, segundo a FHWA e a norma EN14199,2005.

2.5.1 Classificação quanto à filosofia de comportamento

As microestacas de tipo I consistem numa microestaca ou num grupo de microestacas (mesmo comportamento) carregadas diretamente sendo que, o reforço destas é que resiste à maior

parte da carga aplicada. A sua função é a de transferir cargas para estratos mais profundos e mais competentes. A Figura 2.3a) mostra a aplicação deste tipo de microestacas na estabilização de taludes.

As microestacas de tipo II reforçam um bloco de solo internamente para proporcionar estabilização e apoio, sendo que as cargas são resistidas pelo bloco solo-estacas como se pode ver pela Figura 2.3b). Este tipo de microestacas são levemente armadas, uma vez que não resistem aos esforços individualmente, mas sim, em conjunto com o solo. O comportamento deste tipo de microestacas é assumido como semelhante a um muro de gravidade em que a força necessária para estabilizar uma inclinação é conseguida pela resistência ao deslizamento desenvolvida ao longo do fundo do grupo de microestacas. (FHWA,2005).

Na imagem que se segue mostra-se o uso das microestacas de tipo I e II usadas para estabilização de taludes.

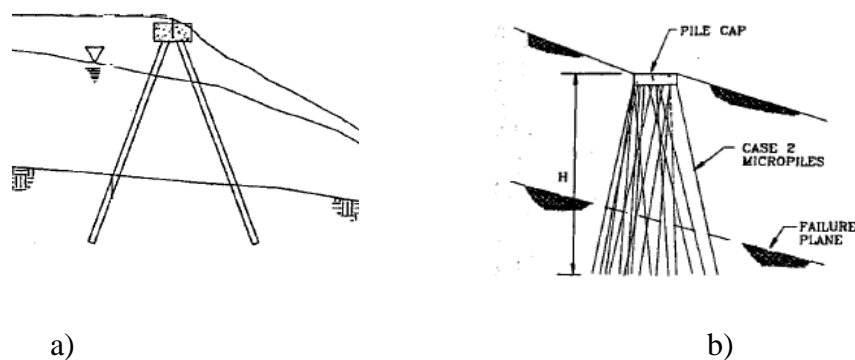


Figura 2.3 - Microestacas em reforço de taludes do a) tipo I e b) tipo II (Armour, T , modificada)

2.5.2 Classificação quanto ao método de injeção da calda

Nas microestacas de tipo A a calda é colocada de baixo para cima, sem pressão adicional para além da gravítica, através de um tubo de injeção. A injeção termina quando a calda sair sem resíduos pelo topo do furo. Esta injeção chama-se primária ou de preenchimento. Os resíduos existentes no fundo do furo são transportados até ao topo enquanto é feita a injeção. A secção transversal da estaca não se altera ao longo de toda a profundidade. Geralmente este tipo de microestacas é usado quando esta é fundada em rocha, ou em solos duros quando a microestaca não é exigida grande capacidade, pois não é necessária pressão para a selagem. Nestas microestacas são usadas caldas de cimento ou argamassas.

Nos elementos de tipo B a calda é injetada sob pressão ao nível do bolbo de selagem (0.5 a 1 MPa), após a injeção de preenchimento, enquanto é retirado o tubo moldador (quando usado).

É necessário ter em atenção o risco de fracturação do solo e o excesso de consumo de calda. A injeção sob pressão tem como consequência o aumento da capacidade resistente da microestaca. Este tipo de injeção aumenta o perímetro da microestaca ao nível do bolbo de selagem.

A injeção correspondente ao tipo C denomina-se Injeção Global Única (IGU) e divide-se em duas fases, sendo que, na primeira se faz uma injeção de preenchimento do mesmo modo que as microestacas de tipo A; na segunda fase é efetuada a injeção de selagem (pressão de injeção > 1 MPa), através de obturadores simples localizados no tubo dotado de válvulas ao nível do comprimento de selagem, passados 15 a 25 minutos. O tempo entre as duas fases é curto para que a calda colocada na primeira fase não endureça totalmente quando se inicia a segunda fase.

A injeção repetitiva seletiva (IRS) correspondente ao tipo D também se divide em duas fases, sendo que, na primeira a injeção é feita como no tipo A ou B, e na segunda realiza-se a injeção de selagem (2 a 8MPa), através de tubo com válvulas manchete localizadas na zona de selagem. Quando se inicia a segunda fase, a calda já injetada deve ter obtido presa. A injeção de selagem é repetida até que se mobilize a tensão necessária na interface solo-calda, e é realizada no sentido ascendente através de cada uma das válvulas, passando-se para a válvula superior quando se comprova que a injeção inferior já proporcionou a resistência necessária. Este processo de execução confere à estaca maior capacidade resistente.

Nas microestacas de tipo C e D, se não for usado tubo moldador, o tubo multiválvulas e o tubo manchete podem servir de armadura, sendo que se for usado tubo moldador podem ter-se duas situações diferentes. Na primeira situação, que ocorre na maioria dos casos, os tubos multiválvulas e manchete são colocados dentro do tubo moldador, retirando este último após a colocação da calda de enchimento (injeção primária). A segunda situação que pode ocorrer, sendo menos comum, é o tubo moldador já vir equipado com as válvulas, correspondentes ao tipo C, e as válvulas manchete, correspondentes ao tipo D.

As microestacas de tipo E, também denominadas auto-perfurantes, são perfuradas, injetadas e seladas de uma só vez, sendo este o único tipo em que a injeção é feita de cima para baixo. As cabeças de furação (ou bits) são perdidos. São de instalação rápida e fácil (Neves, 2010). As microestacas de tipo E são relativamente recentes e ainda não aparecem no manual da FHWA.

A norma EN 14199,2005 classifica as microestacas do modo como se apresenta na Figura 2.4.

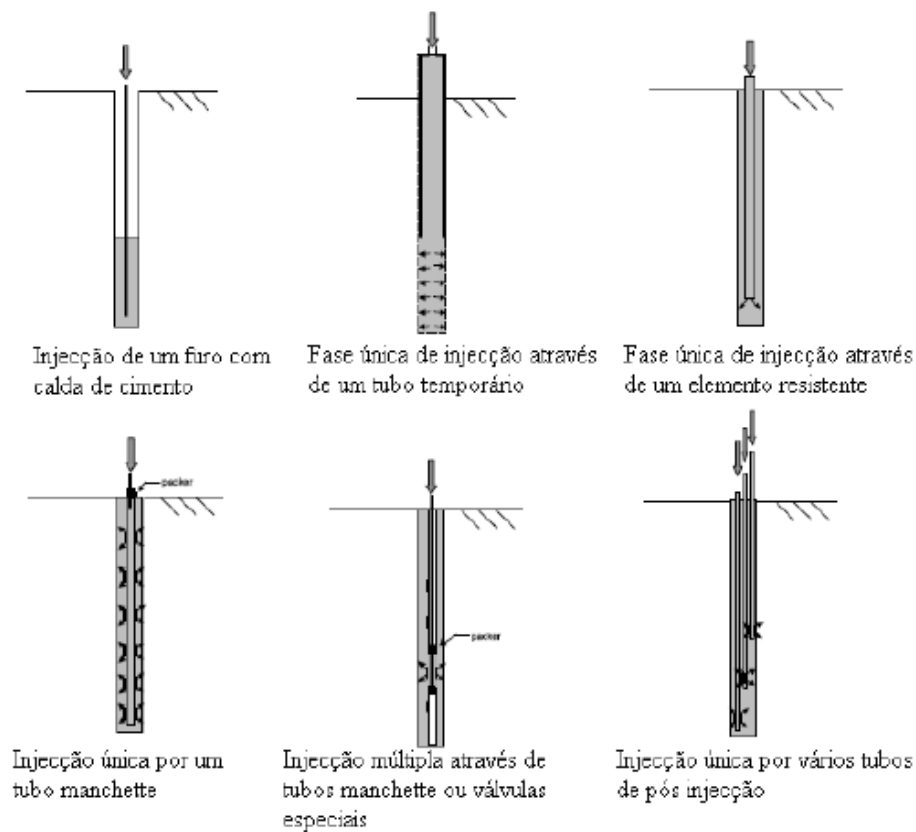


Figura 2.4 - Tipos de injeção de acordo com a norma EN 14199,2005 (modificada)

Durante a construção, é importante fazer o controlo da execução e realizar os ensaios de carga, sendo eles o ensaio de rotura, o ensaio de verificação, o ensaio de receção e o ensaio de fluência.

2.5.3 Aplicações dos tipos de microestacas

A FHWA apresenta as diversas aplicações dos vários tipos de microestacas, quer quanto à filosofia de comportamento, quer quanto ao método de construção. Essas utilizações apresentam-se no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Aplicações dos diversos tipos de microestacas segundo a FHWA (2005)

	Suporte estrutural	Reforço do solo <i>in-situ</i>			
Aplicação	Novas fundações, confinamento das fundações e reforço sísmico	Estabilização de taludes e suporte de escavações	Reforço do solo	Redução assentamentos	Estabilidade estrutural
Disposição no terreno	Tipo I	Tipo I e II	Tipo II e por vezes Tipo I	Tipo II	Tipo II
Tipo de construção	Tipo A (em rochas ou argilas duras) e tipo B,C e D em solo	Tipo A e tipo B em solo	Tipos A e B em solo	Tipo A em solo	Tipo A em solo
Estimativa do uso relativo	Provavelmente 95%	0 a 5%			

2.6 Estudo da solução

2.6.1 Sucesso da aplicação da solução

O sucesso da aplicação da solução microestacas para estabilização de taludes já foi comprovado no campo. Serão apresentados três casos, sendo que o primeiro se localiza na Áustria, o segundo na Índia, e o terceiro em Inglaterra. As adversas condições atmosféricas e o difícil acesso ao local de implementação eram fatores muito importantes a ter em conta na escolha da solução a adotar.

O primeiro local é um talude onde está instalada uma estação de um teleférico (Brandner, 2010). O perfil do terreno é constituído por 6m de argila siltosa com grandes pedras acima de uma camada de rocha, sendo que a água se encontra no topo da camada rochosa. As cargas verticais suportadas pela fundação eram de 4500kN, sendo que estava sujeita a tensões horizontais da ordem de 10kPa.

Nove anos depois da sua construção, a fundação sofreu danos devido a rigorosas condições atmosféricas. Houve deslizamento de solo, levando a que parte da fundação em causa ficasse à vista, fundação essa que era composta por microestacas. A fundação foi recalçada usando mais microestacas e outro tipo de fundações em betão para evitar que ocorressem mais danos na estrutura. Com o auxílio de instrumentação percebeu-se que o solo escorregava 30mm/ano.

Seis anos mais tarde, a encosta sofreu mais danos no local onde se situava a estação. No entanto, em Outubro desse ano, a instrumentação mostrou que a velocidade de escorregamento não tinha aumentado. No ano seguinte, em 2006, a instrumentação mostrou o contrário. A velocidade de escorregamento havia aumentado muito e foi necessário intervir.

A primeira coisa a fazer no projeto foi uma retroanálise que permitiu conhecer os parâmetros do solo. A utilização de microestacas de 15 m de comprimento e de sistemas de drenagem tinha como objetivo elevar o fator de segurança a pelo menos 1.4. Na escolha da solução pesaram as difíceis condições atmosféricas, os pedregulhos existentes no terreno, o difícil acesso ao local e o tempo disponível para a execução.

No ano de 2007 começaram as obras que permitiram estabilizar o talude. O perfil transversal do talude estabilizado apresenta-se na Figura 2.5. As microestacas estão ligadas a uma viga de coroamento para redistribuição dos esforços.

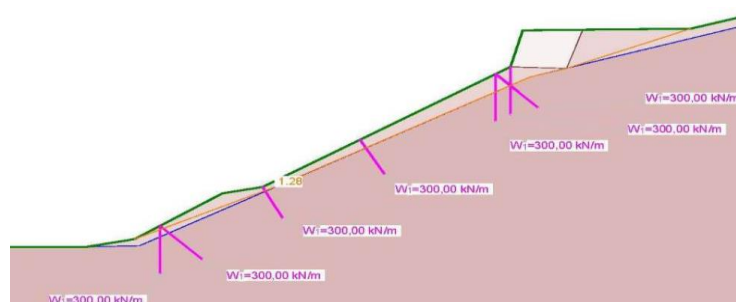


Figura 2.5 – Secção transversal do talude estabilizado (Brandner, 2010)

O maior número de cortinas de microestacas no topo justifica-se pela existência da estação do teleférico nesse local. À direita da estação foram efetuadas pregagens no solo e colocou-se uma rede de arame para evitar erosão e deslizamento superficial. Depois da construção observou-se que a velocidade de movimento tinha voltado a ser igual a 30 mm/ano.

No segundo caso, a intervenção teve de ser feita devido à perda de suporte de um gasoduto devido a deslizamentos de terra, provocadas por grandes chuvas (Brandner, 2010). Este estava construído em duas encostas. O terreno é constituído por rocha fraca e alterada.

O facto das vias rodoviárias estarem inacessíveis teve peso na escolha da solução, assim como o custo de transporte e o tempo disponível para a construção.

A solução consistiu em microestacas, pregagens, malha de arame pesado, geotêxteis e gabiões. As microestacas permitiram estabilizar o talude, os gabiões ancorados e os geotêxteis permitiram proteger os tubos da erosão e do impacto de pedras. As microestacas também

serviram para “apoiar o muro de gabiões”, para que eles não induzissem esforços nos tubos. Esta solução mostrou ser eficaz e resistente às chuvas intensas.

No terceiro caso foi necessário estabilizar o talude pois o movimento deste provocou imensas fissuras num canal de um aqueduto, que é uma infraestrutura de bastante importância (Preece, 2010).

O movimento do solo acima do canal provocou neste movimentos de torção, sofrendo por isso grandes deformações, levando ao aparecimento de fissuras e ao aparecimento de aberturas entre a laje e as paredes do canal.

O talude era composto por tufos vulcânicos e foi estabilizado recorrendo a microestacas com diâmetro igual a 0.225 m com vigas de coroamento para redistribuição dos esforços, como se apresenta na Figura 2.6b). Esta solução foi escolhida porque eram exigidas técnicas de reforço com vibração mínima e não se devia carregar ainda mais o talude.

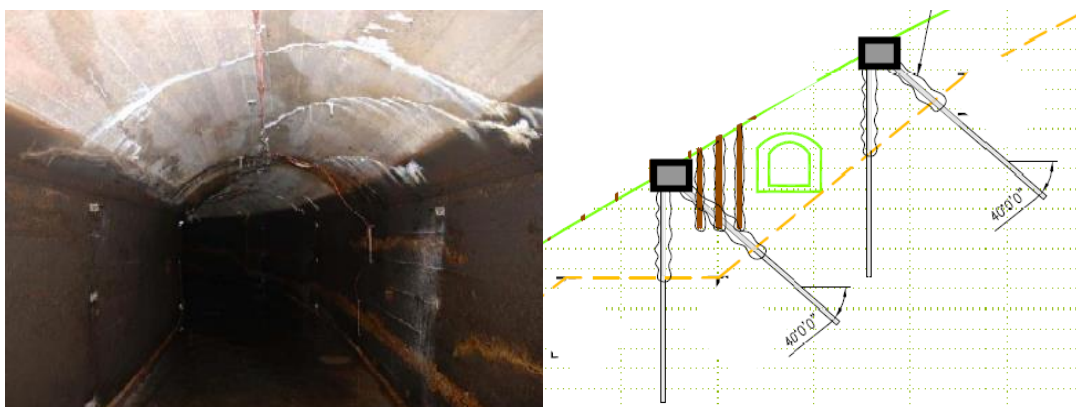


Figura 2.6 – Aqueduto de Nab Scar: a) Fissuras verificadas no aqueduto e b) secção transversal do talude estabilizado com microestacas (Preece, D.,2010).

O objetivo era elevar o fator de segurança até 1.3. A retroanálise permitiu conhecer os parâmetros do solo e mostrou que a superfície de rotura passava a 2.5m de profundidade. O valor de H_{req} é igual a 250 kN/m. Estudos posteriores mostraram que a intervenção foi eficaz.

2.6.2 Resultados da previsão da resistência ao corte de microestacas

A modelação da solução implica que exista um método de previsão da resistência ao corte de microestacas. Neste tópico vão ser apresentadas as conclusões do método usado em estabilização de encostas (Loehr and Brown, 2007). A abordagem do método consiste em estimar ou assumir a superfície de deslizamento, decompor o deslocamento do solo em deslocamento axial e deslocamento lateral como mostrado na Figura 2.7, prever a mobilização de resistência axial e lateral usando análises p-y e t-z de transferência de carga, e por fim

selecionar a resistência axial e lateral adequada tendo em atenção o movimento necessário para as mobilizar.

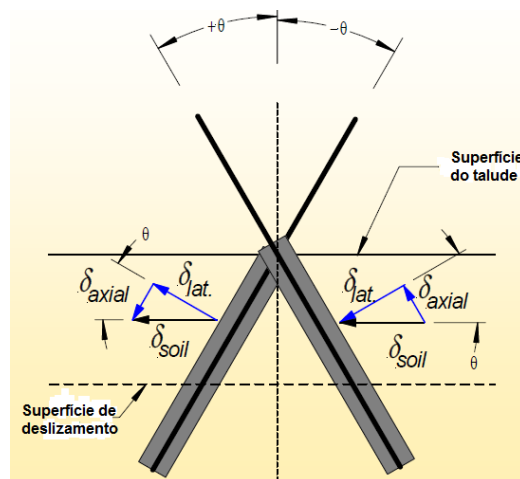


Figura 2.7 – Componentes do movimento do solo (Loehr, J.E. et al, 2007)

As análises p-y e t-z de transferência de carga mostraram que a maior mobilização da carga axial ocorre perto da superfície de deslizamento e a mobilização de esforço axial é maior para maiores profundidades da estaca para o mesmo deslocamento. Mostraram também que a resistência axial última de uma microestaca é nula se a superfície de deslizamento intersectar a microestaca no topo ou na base, e vai aumentando desde o topo até um certo valor de profundidade, diminuindo desde aí até à base., tal como acontece com a resistência lateral. A mobilização de esforço transverso e de momento também é maior para maiores profundidades da estaca para o mesmo deslocamento.

Compararam-se os valores de resistência previstos utilizando o dito método com os valores medidos e concluiu-se que a semelhança entre esforços medidos e previstos é razoável, mas foi necessário desenvolver curvas p-y e t-z diferentes. Isto pode acontecer devido fatores como o erro nas medições, efeitos de grupo, inclinação das microestacas, etc.

Testes feitos num modelo físico de um talude à escala 1:8 (Loehr et al., 2006) provaram representar razoavelmente bem o que se passava no campo, e permitiram concluir que o método é limitado quando a influência da viga de coroamento é significativa. Os testes permitiram concluir também que a mobilização da completa resistência axial ocorre para movimentos relativamente pequenos do solo, enquanto que a mobilização da completa resistência lateral ocorre para movimentos bem maiores.

3 DIMENSIONAMENTO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo vai ser explicitado o dimensionamento de cortinas de microestacas (tipo I) e de paredes de microestacas (tipo II), sendo que vai ser dada maior importância ao dimensionamento de cortinas de microestacas pelo facto de que a boa performance da solução de paredes de microestacas na estabilização de taludes nunca ter sido comprovada no campo, a longo prazo. Para a estabilização de taludes podem usar-se microestacas do tipo A se forem fundadas em rocha, e do tipo B se forem fundadas em solo, como se pode ver pelo Quadro 2.6. Nos dois tipos usa-se uma viga de coroamento no topo das microestacas, para a redistribuição de esforços. (FHWA,2005; Armour).

3.2 Dimensionamento de microestacas do tipo I

O princípio da estabilização de taludes com microestacas do tipo I é o de que as microestacas “amarram” a massa de solo acima da superfície de deslizamento. Neste tipo, as microestacas resistem através da mobilização de resistência axial, ao corte e à flexão. Esta solução consiste numa ou num grupo de microestacas inclinadas, uma vez que, como veremos mais à frente, a inclinação das microestacas em relação à superfície de escorregamento aumenta a sua capacidade de carga. Quando o talude rompe, as forças instabilizadoras igualam as forças resistentes. As microestacas construídas no talude vão fornecer forças de corte, que se somarão às forças resistentes, levando ao aumento da segurança.

Tipicamente, se a solução for constituída por pares de microestacas, a microestaca colocada mais acima está à tração, sendo que a localizada mais abaixo está à compressão, a não ser que usem ancoragens para além das microestacas ou que estejam construídas estruturas no próprio talude (Karpe et al, 2011; FHWA,2005).

A configuração final de uma cortina de microestacas apresenta-se na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Microestacas de tipo I (Hayward Baker, 2002)

Segundo a FHWA, o projeto de estabilização de taludes com microestacas do tipo I segue os passos que serão apresentados de seguida. O método de projeto que será apresentado de seguida exige que os movimentos ocorram segundo uma superfície de deslizamento potencial bem definida. É importante salientar o facto de no presente trabalho não serem usados os fatores de segurança especificados pelo manual da FHWA, pois a apresentação do processo de dimensionamento vai seguir as normas europeias.

3.2.1 Identificação das restrições de projeto e sua viabilidade

Como se referiu anteriormente, para se tomar a decisão acerca da solução a adotar é necessário entender as condições do local, em termos de espaço, características do solo local, condicionantes em termos ruído e vibração, características do talude, custo, tipo de solicitação, etc. As microestacas são uma solução dispendiosa, sendo por isso necessário avaliar a sua viabilidade.

3.2.2 Identificação dos requisitos de desempenho

Para identificar os requisitos de projeto é necessária a consulta de algumas normas europeias, entre as quais a norma NP EN 1997, 2010 para se poderem identificar as ações de projeto a aplicar, os coeficientes parciais a aplicar às ações e às propriedades resistentes. As especificações referentes à execução das microestacas, as especificações relativamente à monitorização, as especificações relativas aos testes de carga e as especificações contra a corrosão, encontram-se na norma EN 14199, 2005. No caso de o local onde se localiza o talude ser suscetível de estar sujeito a ações sísmicas, a análise pode ser feita usando uma análise pseudo-estática, desde que a inclinação das camadas de solo não seja muito acentuada nem os solos serem suscetíveis de sofrer liquefação (NP EN 1998-5:2010).

As combinações de ações, e os respetivos coeficientes parciais (STR/GEO) a aplicar às ações, aos parâmetros do terreno e às propriedades resistentes, usadas para o dimensionamento das microestacas de acordo com a norma EN 1997-1:2005, para a Abordagem de Cálculo 1 são as que se apresentam de seguida.

Combinação 1: A1 ”+” M1 ”+” R1

Combinação 2: A2 ”+” M2 ”+” R4 (estabilidade do talude) e A2 “+” (M1 ou M2) “+” R4 (microestacas)

Quadro 3.1 - Coeficientes parciais aplicáveis às ações

Ação		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Quadro 3.2 - Coeficientes parciais aplicáveis aos parâmetros do solo

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	γ_c'	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$			

Quadro 3.3 - Coeficientes parciais aplicáveis às capacidades resistentes para estacas instaladas com extração do terreno

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto	
		R1	R4
Na ponta	γ_b	1,25	1,6
Lateral (compressão)	γ_s	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,15	1,5
Lateral (tração)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,6

O Anexo Nacional Português permite usar os valores que se apresentam de seguida dos coeficientes parciais aplicáveis aos parâmetros do terreno na combinação 2, por forma a evitar a ocorrência de estados limites de utilização nas estruturas ou nas infraestruturas situadas num

talude natural ou na sua vizinhança. No entanto, no dimensionamento de um talude real que se verá mais à frente, não se irão aplicar estes coeficientes parciais.

Quadro 3.4 - Coeficientes parciais aplicáveis aos parâmetros do solo para a não verificação dos estados limites de utilização

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto
		M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,5
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,5
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,5
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,4
Peso volúmico	γ_{γ}	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\text{tg } \phi'$		

Para o cálculo sísmico, usam-se para as ações, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes, os coeficientes parciais para a combinação accidental.

Quadro 3.5 - Coeficientes parciais aplicáveis às ações em situações accidentais (onde estão incluídas as situações sísmicas)

Ação		Símbolo	Conjunto
			A
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,0
	Favorável		1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,0
	Favorável		0

Quadro 3.6 - Coeficientes parciais aplicáveis aos parâmetros do solo em situações accidentais (onde estão incluídas as situações sísmicas)

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto
		M
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,1
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,1
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,15
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,15
Peso volúmico	γ_{γ}	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\text{tg } \phi'$		

Quadro 3.7 - Coeficientes parciais aplicáveis às capacidades resistentes para estacas instaladas com extração do terreno em situações acidentais

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto
		R
Na ponta	γ_b	1,3
Lateral (compressão)	γ_s	1,15
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,25
Lateral (tração)	$\gamma_{s;t}$	1,3

3.2.3 Análise da informação disponível e os dados geotécnicos

Nem sempre é possível dispor de dados suficientes para fazer uma total caracterização geotécnica do local ou nem sempre os dados que se têm são representativos, sendo que, certamente quanto mais e melhores dados se tiverem, mais adequado será o projeto da solução e haverá maior segurança nas opções a tomar. É importante fazer um levantamento de superfície, sondagens, testes de laboratório, ensaios in-situ e instrumentação do local. Estas operações têm como finalidade a obtenção do perfil do terreno à superfície, as características do terreno em profundidade, o conhecimento do nível freático e suas prováveis variações, o conhecimento da área de deslizamento potencial ou a área onde já ocorreu o deslizamento, etc. Por vezes é necessário usar correlações para estimar alguns dados de difícil obtenção. A melhor forma para obter os dados geotécnicos necessários e de boa qualidade com o menor custo possível é escolher da melhor maneira os ensaios a realizar, por forma a não se realizarem ensaios desnecessários.

3.2.4 Avaliação da segurança do talude existente

Como se pôde ver anteriormente, a solução com microestacas do tipo I consiste em usar uma ou várias microestacas inclinadas. No entanto, até ao passo 3.2.9 a solução é modelada considerando uma única microestaca vertical.

Para se avaliar a segurança do talude faz-se uso de um *software* que realiza a análise da estabilidade do talude, utilizando métodos de equilíbrio limite. Esta análise permite conhecer a superfície de deslizamento crítica do talude, a qual terá associado um menor quociente entre as forças resistentes e as forças atuantes, sendo que, de acordo com a EN 1997, se majoram as ações e se minoram as propriedades resistentes do terreno.

Se o talude em causa já tiver sofrido escorregamento, os parâmetros que caracterizam o solo onde se localiza a superfície de deslizamento podem ser obtidos através da retroanálise, ou ajustados se já se dispôr de alguns dados de caracterização do solo. Os parâmetros ajustados obtêm-se usando as expressões apresentadas abaixo.

$$\varphi'_{ajustado} = \tan^{-1} \frac{\tan(\varphi'_{1^{a} \text{ iteração}})}{FS_{1^{a} \text{ iteração}}} \quad (1)$$

$$c_{ajustado} = \frac{c_{1^{a} \text{ iteração}}}{FS_{1^{a} \text{ iteração}}} \quad (2)$$

O $FS_{1^{a} \text{ iteração}}$ que aparece nas expressões anteriores é o fator de segurança que se obtém do *software* usando os parâmetros que se consideraram caracterizar o solo antes de se realizar a retroanálise. Após ser feito este ajuste, faz-se a análise de estabilidade do talude que sofreu movimentos, tal como mencionado no primeiro parágrafo deste ponto.

É importante comparar a localização da superfície de deslizamento real (recorrendo a instrumentação) ou potencial crítica (recorrendo a análise de informações de subsuperfície) com a superfície de deslizamento crítica dada pelo *software*.

3.2.5 Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude

Para se encontrar o valor de resistência lateral mínima por metro (H_{req}) que uma estaca vertical deve ter para garantir segurança podem usar-se dois métodos, métodos estes que usam o *software* mencionado acima. No primeiro método modela-se esta resistência atribuindo um valor muito grande de coesão a uma fatia de solo intersectada pela superfície de deslizamento potencial. H_{req} é dado pela multiplicação da coesão pelo comprimento da fatia, L como se vê pela Figura 3.2. H_{req} é orientada segundo o mesmo ângulo que a base da fatia. No segundo método vai-se impondo a resistência lateral mínima por metro exigida às microestacas (H_{req}), diretamente. Majoram-se as ações e minoram-se as propriedades resistentes e pára-se o processo quando as forças resistentes igualam as forças atuantes. Este processo é feito para várias posições dentro do intervalo de espaço em que elas devem estar para serem eficazes.

Antes de se determinar H_{req} , como descrito no parágrafo anterior, é necessário definir a posição das microestacas no talude. Para isso, é necessário conhecer o intervalo no espaço em que elas são eficazes. Para o fazer, utilizando o *software*, impõe-se um valor extremamente elevado de resistência ao corte da estaca (método 2) e vai-se alterando a posição das microestacas até que as forças resistentes igualem as forças atuantes. No intervalo no espaço em que elas não são eficientes, as forças resistentes são sempre menores que as forças atuantes, mesmo que se imponha um valor extremamente elevado de resistência ao corte, pois a superfície de deslizamento não intersecta a microestaca. Percebe-se portanto, que fora desse

intervalo, as microestacas são ineficazes, ou seja, não têm qualquer contributo para o aumento da segurança do talude.

A posição escolhida para as microestacas dentro do intervalo pode ser a que leva a um valor de H_{req} menor, por forma a se obter a maior economia possível, e que garanta a estabilidade do talude acima e abaixo da microestaca.

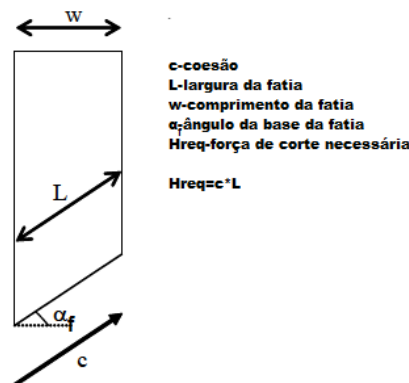


Figura 3.2 - Método 1 para modelação de H_{req}

3.2.6 Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca

Para pré-dimensionar a estaca recorreram-se aos *softwares* *FB Multi-Pier* e o *Phase 2*. É importante salientar que o *Phase 2* faz uma análise de elementos finitos em estado plano de deformação e o *FB Multi-Pier* faz uma análise a três dimensões. Neste *software* a contribuição do terreno é modelada através de molas não-lineares. Nesta dissertação, a compressão vai ser tratada como o esforço axial positivo.

3.2.7 Avaliação do comprimento da microestaca

As microestacas devem prolongar-se abaixo da superfície de deslizamento para não serem arrancadas. Elas resistem às forças instabilizadoras através da resistência axial desenvolvida na interface calda-solo, acima e abaixo da superfície de deslizamento, e através da resistência estrutural (FHWA, 2005). Por este motivo, o comprimento da microestaca abaixo da superfície de deslizamento deve ser suficiente para resistir às forças axiais desenvolvidas acima da superfície de deslizamento.

A resistência última que se pode desenvolver acima da superfície de deslizamento é o valor característico da capacidade resistente à tração da microestaca acima da superfície de deslizamento. Segundo a norma EN 1997, $R_{t,k}$, é dado por:

$$R_{t,k} = \pi \times D \times L_{acima} \times q_{s,k} \quad (3)$$

Onde:

- D é o diâmetro da microestaca,
- L_{acima} é o comprimento da microestaca acima da superfície de deslizamento,
 $L_{acima} = L1 + 1,5$ (imagem abaixo)
- $q_{s,k}$ é o valor característico da capacidade resistente lateral por unidade de área da estaca, acima da superfície de deslizamento.

Para o caso de estudo que vai ser analisado no capítulo seguinte, vai ser admitido que o método de execução das microestacas é semelhante ao método de execução das estacas moldadas. Consequentemente, o valor de $q_{s,k}$ para a interface entre a calda e a argila é dado por:

$$q_{s,k} = c_u \times \alpha \quad (4)$$

O valor de α é igual a 0.55, exceto no início da microestaca (metro e meio) e no fim da microestaca (valor igual ao diâmetro), como se pode ver pela Figura 3.3.

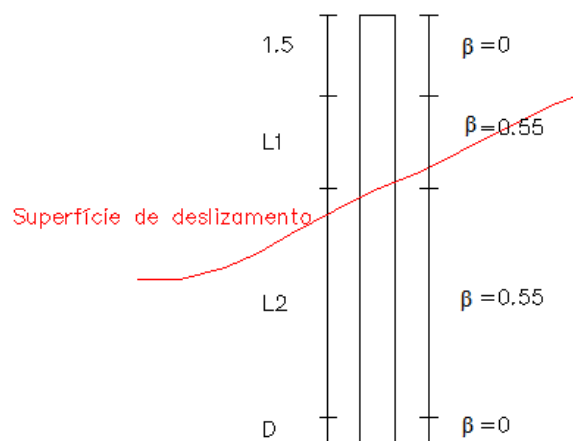


Figura 3.3 - Valor de α ao longo da estaca

Existem outros métodos para o cálculo de $q_{s,k}$, nomeadamente o método proposto por Bustamante e Doix para microestacas do tipo IGU e IRS (microestacas do tipo C e D), e o método proposto pela FHWA que dá valores para a tensão de corte na ligação entre o solo e a calda, para diferentes tipos de solo. O método admitido dará valores menores para a capacidade resistente à tração das microestacas, já que resulta de uma injeção unitária a baixa pressão.

Para se calcular o comprimento de selagem aplica-se o coeficiente parcial aplicável às capacidades resistentes para estacas com extração do terreno, ficando:

$$L_2 = \frac{R_{t,k} \times \gamma_{s,t} \times \gamma_{R,d}}{q_{s,k} \times \pi \times D} \quad (5)$$

- L_s é o comprimento de selagem da microestaca, $L_s = L_2 + D$
- $q_{s,k}$ é o valor característico da capacidade resistente lateral por unidade de área da estaca, abaixo da superfície de deslizamento
- $\gamma_{s,t}$ – Coeficiente de segurança para a resistência lateral, à tração
- $\gamma_{R,d}$ – Coeficiente parcial para a incerteza num modelo de determinação da capacidade resistente, que no Anexo Nacional português toma o valor de 1.5.

O cálculo apresentado para obter a capacidade resistente à tração da microestaca acima da superfície de deslizamento, dado pela norma EN 1997 e os coeficientes parciais apresentados são válidos para estacas moldadas. No presente trabalho considerou-se que estes coeficientes parciais são também válidos para as microestacas.

3.2.8 Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical

Para se calcular a capacidade de flexão de uma microestaca vertical ($M_{\text{últ}}$), pode usar-se um *software* que permita a modelação de microestacas carregadas lateralmente. A capacidade de flexão de microestacas depende do esforço axial aplicado. Calcula-se $M_{\text{últ}}$ para um esforço axial de valor nulo e de valor igual a $R_{t,k}$, sendo que, para este último valor deve fazer-se a análise para os dois tipos de esforço axial (tração e compressão). Escolhe-se o $M_{\text{últ}}$ de valor mais baixo, o que implica um menor valor de resistência ao corte. O valor de $M_{\text{últ}}$ depende da rigidez da microestaca e da resposta do solo quando sujeito ao deslocamento lateral da microestaca, que é dada pelas curvas p-y do solo, em que p é a força por unidade de comprimento que o solo exerce sobre a microestaca a certa profundidade, sendo y o deslocamento horizontal desta quando está sujeita a carregamento lateral nessa mesma profundidade (LNEC,1993).

As estacas e microestacas estão sujeitas a cargas verticais e a cargas horizontais, sendo frequentemente as cargas verticais as condicionantes. Porém, há situações em que as cargas horizontais não podem ser ignoradas. A rigidez da estaca e a resposta do solo, quando carregado lateralmente, afetam o valor de $M_{\text{últ}}$. A rigidez da estaca considera-se constante ao longo do seu comprimento, não podendo dizer o mesmo da resposta do solo.

A análise de estacas e microestacas sujeitas a carregamento lateral podem ser baseadas no modelo do meio discreto ou contínuo. O modelo discreto, ou modelo de Winkler é o mais utilizado pois é de fácil utilização. (Meneses, 2007). Este desenvolveu-se para o estudo de uma viga assente em meio elástico, sujeita a ações perpendiculares ao seu eixo e é um modelo de natureza semi-empírica. O modelo diz que a reação do meio num ponto é independente dos deslocamentos dos pontos vizinhos, pois o problema é modelado como se a viga estivesse assente num conjunto de molas, molas estas que têm um comportamento elástico linear. Este modelo também se usa para o estudo de estacas sujeitas a carregamento lateral, mas tem bastantes limitações, nomeadamente a não consideração dos efeitos do carregamento axial, a consideração na modelação de que o solo é um meio descontínuo e a consideração de que o solo tem um comportamento linear e elástico. Vários autores já propuseram a alteração ao modelo. O modelo de Winkler está representado na Figura 3.4. (Sousa, 2006).

Quando uma carga lateral é aplicada na cabeça da estaca e esta se desloca, provoca uma alteração no estado de tensão no solo envolvente, que é o mesmo que dizer que, haverá um aumento de tensão normal à estaca num ponto à frente da estaca na direção do movimento e uma diminuição no ponto atrás, como se pode ver pela Figura 3.5, pois a carga é inicialmente equilibrada pelo solo existente à superfície. A integração das pressões em torno da estaca conduz a uma força de reação p . (LNEC,1993).

Há dois mecanismos de rotura, sendo eles o esgotamento da capacidade resistente da secção e o esgotamento da resistência do solo (Sousa, 2006). O esgotamento da resistência do solo pode acontecer devido à formação de uma cunha de rotura que se separa da estaca (junto à superfície), ou devido ao escoamento horizontal do terreno à volta da estaca onde o confinamento é maior (grandes profundidades).

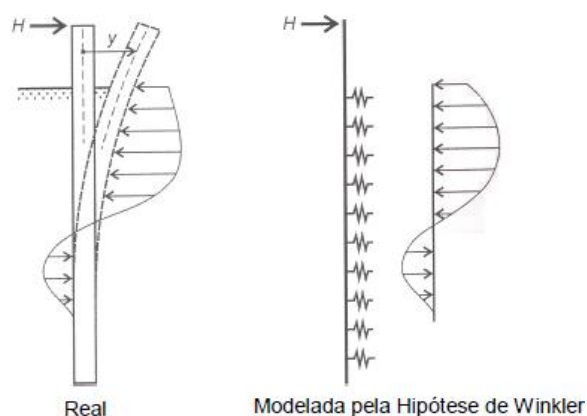


Figura 3.4 - Estaca submetida a força transversal: reação do solo - Hipótese de Winkler

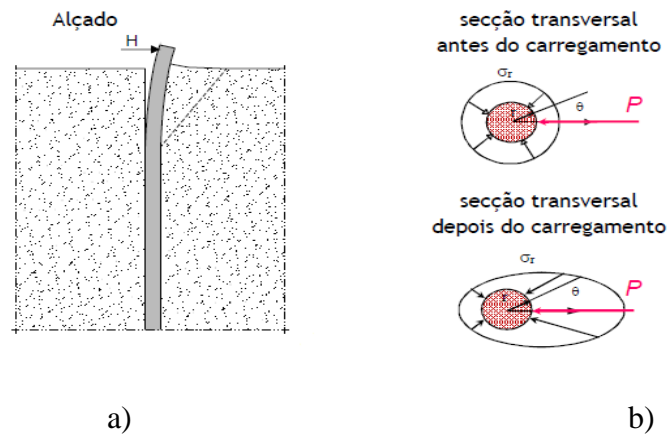


Figura 3.5 - Estaca carregada lateralmente: a) Direção do carregamento e b) distribuição de tensões antes e depois do carregamento (Pinto (2012), modificada)

Nas areias, os parâmetros que influenciam a resposta do solo quando sujeito a carregamento lateral são o ângulo de atrito do solo, a baridade e o módulo de reação horizontal. A relação p-y é função do módulo de reação horizontal, k'_h , como se pode ver pela Figura 3.6 que também é dado por $k'_h = n_h \times z$, em que n_h é a taxa de variação em profundidade do módulo de reação horizontal dum solo incoerente. Há correlações que permitem estimar o valor da densidade relativa em função deste parâmetro. A Figura 3.6 mostra as curvas p-y propostas por O'Neil (1984) para areias.

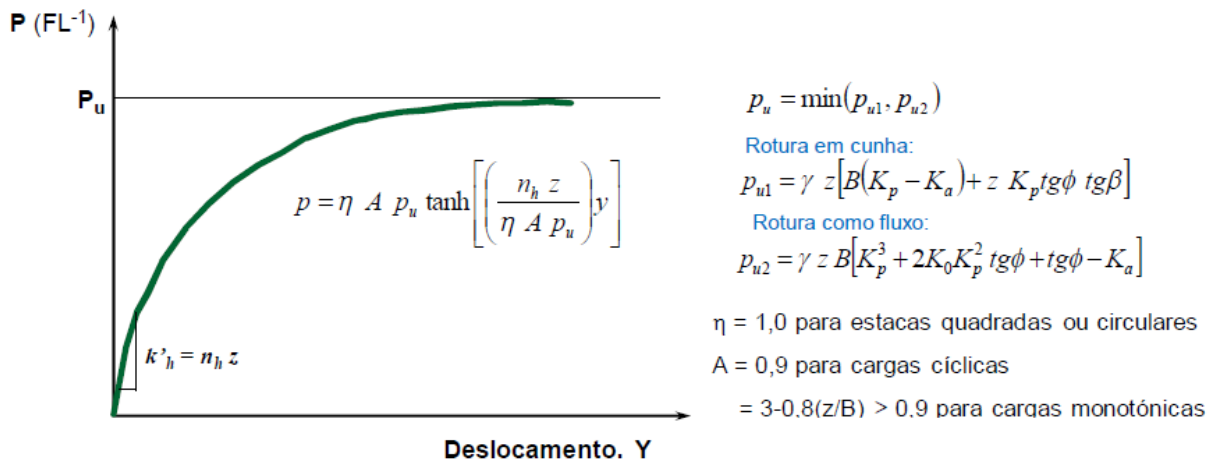


Figura 3.6 – Curvas p-y para areias propostas por O'Neil (retirado de Pinto, 2012)

Nas argilas, os parâmetros que influenciam a resposta do solo quando sujeito a carregamento lateral são a baridade, a resistência ao corte não drenada e a extensão axial a 50% da tensão de rotura num ensaio não consolidado e não drenado (Pinto, P. L.).

3.2.9 Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical

Segundo a FHWA, a força aplicada a uma microestaca quando esta atinge a sua capacidade máxima de flexão ($M_{\text{últ}}$) é a resistência ao corte da mesma (Q). Para se avaliar a capacidade de corte da microestaca, tem que se fazer uma análise separada, que consiste num processo iterativo, acima e abaixo da superfície de deslizamento, usando o tipo de *software* mencionado no ponto anterior. Como a análise se faz separando a parte da microestaca acima e abaixo da superfície de deslizamento, o processo acaba quando a inclinação nas duas partes é a mesma, visto que na realidade a microestaca é contínua, e quando o momento máximo ($M_{\text{máx}}$) for igual ao momento último ($M_{\text{últ}}$). As duas análises são feitas para os dois limites de resistência axial. $M_{\text{máx}}$ é o maior valor do momento fletor máximo na parte de cima ou na parte de baixo.

O processo iterativo segue os seguintes passos: **1)** Inserem-se no programa as curvas p-y e aplica-se um valor de momento e de resistência ao corte arbitrários nas duas partes da microestaca (acima e abaixo), sendo que a resistência ao corte entra com o mesmo sinal, e o momento entra como negativo para a parte de cima e positivo para a parte de baixo se a força de corte for da direita para a esquerda e vice-versa; **2)** Comparam-se os valores das inclinações, se estas forem diferentes volta-se ao passo 1 mudando o valor do momento inserido, se derem iguais comparam-se $M_{\text{máx}}$ com $M_{\text{últ}}$; **3)** Comparando $M_{\text{máx}}$ com $M_{\text{últ}}$, se estes valores forem iguais, obtém-se Q e a análise está completa, se não forem iguais volta-se ao passo 1 mudando o valor de Q . No processo iterativo, a cabeça da microestaca é modelada como livre. O processo está apresentado na Figura 3.7.

É importante referir que $M_{\text{máx}}$ pode nunca chegar a ser igual a $M_{\text{últ}}$, sendo portanto menor. Isto acontece se a capacidade resistente do solo condicionar a resistência ao corte de uma microestaca vertical, e não a capacidade estrutural da própria microestaca.

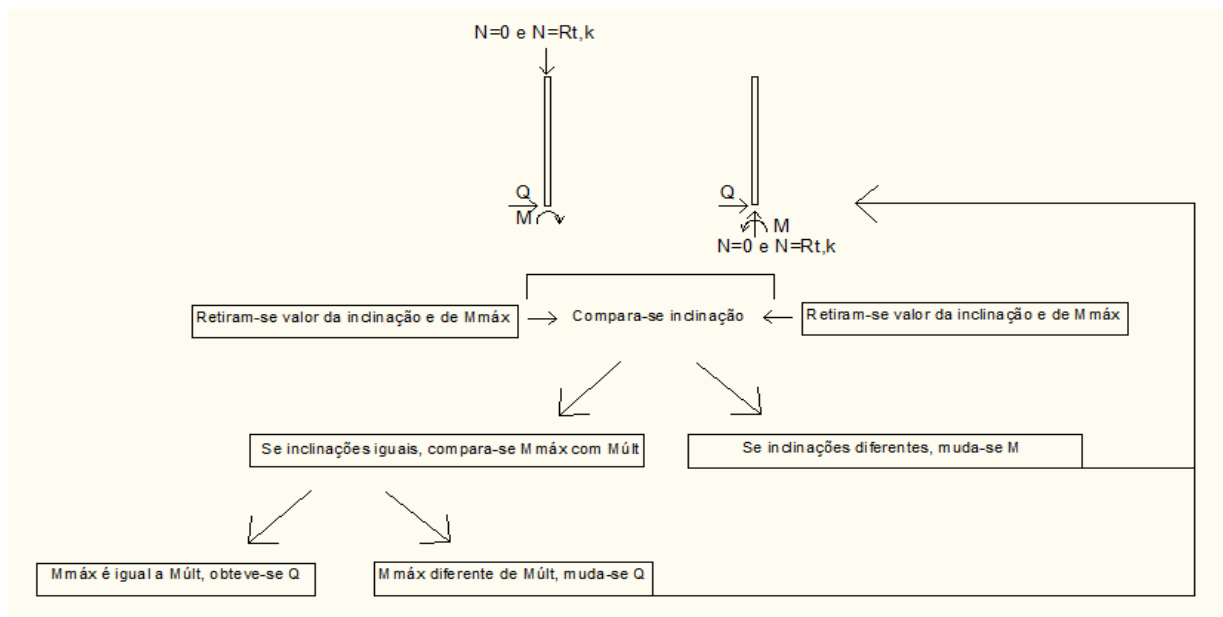


Figura 3.7 – Processo de cálculo da resistência ao corte, Q , de uma microestaca vertical

É importante referir que, quando se faz a análise abaixo da superfície de deslizamento, as curvas p-y tomam os valores que tomariam para a parte de baixo de uma microestaca vertical inteira. Por este motivo, as curvas p-y não se podem colocar automaticamente para a parte de baixo da microestaca, porque se isso acontecesse, o programa assumiria que a esta parte estaria à superfície. Aí a modelação estaria errada, pois as curvas p-y alteram-se em profundidade.

3.2.10 Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas

Após se ter modelado o grupo de microestacas como uma microestaca única e vertical, vai-se agora tratar a solução efetivamente com o verdadeiro valor de microestacas inclinadas, analisando cada microestaca individualmente.

A máxima força lateral a que uma microestaca pode resistir ($H_{últ}$) vai ser calculada de seguida. Esta depende do ângulo entre o eixo da microestaca e a perpendicular à superfície de deslizamento, ψ . Quando este ângulo toma o valor de zero, a resistência axial toma o valor mínimo, $P=0$; quando toma valores maiores que 30° , a resistência axial toma o valor máximo, $P= R_{t,k}$ (Poulos e Davis, 1980 referido por FHWA, 2005). Quando o ângulo toma valores intermédios, realiza-se uma interpolação.

As forças que atuam nas microestacas junto à superfície de deslizamento estão representadas na Figura 3.8. As relações entre elas estão apresentadas abaixo. É de salientar o facto de na equação 8, o valor de ψ entrar em módulo.

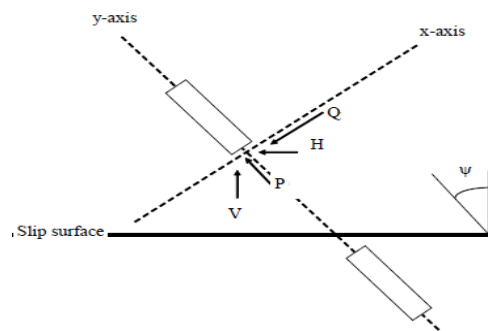


Figura 3.8 - Forças que atuam numa microestaca (FHWA (2005), modificada)

$$Q = H \cos\psi - V \sin\psi \quad (6)$$

$$P = V \cos\psi + H \sin\psi \quad (7)$$

$$H = Q \cos\psi + P \sin\psi \quad (8)$$

- Q – Resistência ao corte da microestaca
- P – Resistência axial da microestaca
- H – Carga na microestaca paralela à superfície de deslizamento
- V – Carga na microestaca perpendicular à superfície de deslizamento

O valor da carga lateral última na microestaca (H_{ult}) é dada pelas expressões apresentadas abaixo.

$$H_{ult} = Q_{P=0} \quad (9)$$

$$H_{ult} = Q_{P=P_{ult}} \cos\psi + P_{ult} \sin\psi \quad (10)$$

Quando $\psi = 0^\circ \rightarrow P = 0$ e $Q = Q_{P=0}$; usa-se a equação 9. Quando $\psi \geq 30^\circ \rightarrow P = P_{ult}$ e $Q = Q_{P=P_{ult}}$; usa-se a equação 10.

Quando $\psi \leq 10^\circ$ considera-se o caso em que $\psi = 0^\circ$, conservadoramente, visto ser extremamente difícil controlar a inclinação da microestaca. Quando $10^\circ < \psi < 30^\circ$, o valor de H_{ult} terá de ser interpolado.

A carga lateral última do par de microestacas ($H_{ult-par}$) é dada pela soma da carga lateral última de cada microestaca definida no dimensionamento da solução. Fala-se do par pois a utilização mais comum consiste em duas microestacas inclinadas.

3.2.11 Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação

Para o cálculo do espaçamento longitudinal entre duas microestacas ($S_{m\acute{a}x}$), usa-se a expressão apresentada abaixo. É necessário ter em atenção que as microestacas não devem estar demasiado próximas para facilitar a sua execução.

$$S_{m\acute{a}x} = H_{\acute{u}lt-par} / H_{req} \quad (11)$$

3.2.12 Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas

Se as microestacas estiverem muito afastadas ou o solo acima da superfície de deslizamento for fraco, pode ocorrer o chamado fluxo plástico. Este fenómeno consiste no movimento de solo entre microestacas. Para avaliar o potencial fluxo de solo vai-se comparar o valor da força máxima lateral que atua na microestaca ou a resistência do solo contra o fluxo plástico, devido ao movimento do solo entre microestacas ($H_{\acute{u}lt\ solo/estaca}$); com metade de $H_{\acute{u}lt-par}$.

De seguida vão-se apresentar as expressões que permitem calcular o valor de q , que é a força lateral que atua na microestaca por unidade de espessura de solo (Hassiotis et al., 1997 referenciado por FHWA,2005).

$$q = A \times c \times \left[\frac{1}{(N_{\phi} \times \tan \phi)} \times [B - (2 \times E) - 1] + F \right] - c \times (D_1 \times F - 2 \times D_2 \times N_{\phi}^{(-1/2)}) + \left(\frac{\gamma Z}{N_{\phi}} \right) \times [(A \times B) - D_2] \quad (12)$$

$$N_{\phi} = \tan^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) + \left(\frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (13)$$

$$A = D_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{\left[N_{\phi}^{(1/2)} \times \tan \phi + N_{\phi} - 1 \right]} \quad (14)$$

$$B = \exp \left[\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \right) \times N_{\phi} \times \tan \phi \times \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right] \quad (15)$$

$$E = [N_{\phi}^{(1/2)} \times \tan \phi] \quad (16)$$

$$F = \frac{(2 \times \tan \phi) + \left(2 \times N_{\phi}^{(1/2)}\right) + N_{\phi}^{-1/2}}{(E + N_{\phi} - 1)} \quad (17)$$

- c é a coesão ou a resistência ao corte não drenada
- γ é o peso volúmico do solo
- D_2 é o espaçamento entre microestacas
- D_1 é $S_{m\acute{a}x}$, e é a soma de D_2 com o diâmetro da microestaca
- Φ' é o ângulo de resistência ao corte do solo
- z é a profundidade

O valor de q , integrado ao longo do comprimento da microestacas acima da superfície de rotura, é o valor da força máxima lateral que atua na microestaca ou resistência do solo contra o fluxo plástico, devido ao movimento do solo entre microestacas ($H_{\acute{u}lt \text{ solo/estaca}}$). Compara-se o valor de $H_{\acute{u}lt \text{ solo/estaca}}$ com o valor de $H_{\acute{u}lt\text{-par}/2}$. Se $H_{\acute{u}lt \text{ solo/estaca}} \geq H_{\acute{u}lt\text{-par}/2}$, não é necessário alterar o valor de $S_{m\acute{a}x}$. Se $H_{\acute{u}lt \text{ solo/estaca}} < H_{\acute{u}lt\text{-par}/2}$, $S_{m\acute{a}x}$ deve ser reduzido até que se verifique a condição anterior.

3.2.13 Execução do projeto estrutural da viga de coroamento

A viga de coroamento tem geralmente 2 metros de largura e 1 metro de altura. O seu projeto estrutural envolve métodos de dimensionamento de betão armado que não vão ser abordados nesta dissertação.

3.3 Dimensionamento de microestacas do tipo II

Neste tipo de reforço do talude, as microestacas confinam o solo, formando um bloco solo-microestacas que se comporta como um muro de gravidade. Assim, a solução vai aumentar o valor do módulo de deformabilidade e o valor da resistência ao corte de um bloco de solo pois este passa a ser constituído por solo e microestacas. A disposição das microestacas no bloco de solo depende da função que irá desempenhar. O bloco solo-microestacas deve impedir o fluxo de solo já falado aquando do dimensionamento de microestacas do tipo I, e deve reforçar todas as camadas de solo para ter em consideração as possíveis superfícies de deslizamento. O processo de dimensionamento de microestacas de tipo II segue os passos que se apresentam de seguida.

1. Determinar H_{req} ao longo da superfície de rotura (método 1) para que o FS seja igual a um, usando um *software* de análise de estabilidade de taludes.
2. Desenvolver a estrutura do bloco

3. Verificar a estabilidade externa.

3.1. Estimar as pressões de terra atuantes no bloco como se fosse um corpo rígido.

3.2. Verificar o fator de segurança ao derrube (aplicando coeficientes parciais dados pela NP EN 1997).

3.3. Verificar a segurança relativamente ao deslizamento (aplicando coeficientes parciais dados pela NP EN 1997).

$$M_{est;d} \geq M_{dest;d} \quad (18)$$

3.4 Escolher uma secção transversal para as microestacas e determinar tensões de contacto na extremidade da base do bloco para a secção transversal escolhida.

$$\sigma = \frac{P}{A_h} \pm \frac{Pe}{I_h} \times \left(\frac{b}{2}\right), \text{ Sendo que } \sigma \text{ deve ser positivo,} \quad (19)$$

- P – componente vertical da força resultante atuante na estrutura
- e – excentricidade da força P
- A_h – área homogeneizada da secção
- I_h – Momento de inércia na base da estrutura
- b – largura da secção homogeneizada

I_h é calculado através da atribuição de áreas equivalentes de solo para o betão e para o aço.

$$A_h = A_b \frac{E_b}{E_s} + A_a \frac{E_a}{E_s} \quad (20)$$

- A_b – área de betão
- A_a – área de aço
- E_b – módulo de Young do betão
- E_a – módulo de Young do aço
- E_s – módulo de Young do solo

3.5. Determinar a compressão máxima no betão, no solo e no aço.

4. Verificar a estabilidade interna do bloco. Calcular a resistência ao corte das microestacas, e a resistência lateral do solo. A resistência ao corte devido às microestacas, $R_{estacas}$, é dada pelo menor dos valores anteriores.

5. Determinar o número de microestacas a usar, n .

$$FS = 1 = \frac{(R+H_{req})}{D}, \text{ em que } H_{req} = n \times R_{estacas} \quad (21)$$

- R - componente horizontal das forças resistentes do solo ao longo da superfície de deslizamento.
- D - componente horizontal da força instabilizadora ao longo da superfície de deslizamento.

Este tipo de solução vai impedir a formação de uma superfície de rotura que a interseccione pois o bloco vai ser muito mais resistente que o solo adjacente. Este método de dimensionamento tem muitas semelhanças com o método de dimensionamento de estruturas de suporte rígidas, provando assim que têm semelhante comportamento.

4 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO A UM CASO REAL

Depois de se ter mostrado no capítulo anterior o processo de dimensionamento de cortinas de microestacas, vai aplicar-se a solução com microestacas do tipo I a um talude real. Este capítulo permitirá estudar profundamente vários aspetos do processo de dimensionamento.

4.1 Localização e características do local

O talude em estudo situa-se no concelho de Rio Maior, na freguesia do Alto da Serra. O talude sofreu movimentos, provocando grandes deformações numa estrada localizada no talude. Este foi estabilizado recorrendo a uma cortina ancorada de estacas, estacas estas que são de trado contínuo. Na análise considerar-se-á uma sobrecarga de 10 kN/m no local onde se localiza a dita estrada.

Segundo o relatório factual da prospeção geológica-geotécnica da dita intervenção, no local encontram-se terrenos datados do Jurássico (Margas e Calcários da Dagorda). Estes terrenos são “caracterizados por argilas ligeiramente margosas com intercalações de natureza carbonatada e níveis de gesso intercalados; a estas sobrepõem-se depósitos de vertente, caracterizados por fragmentos de natureza calcária envoltos por uma matriz argilo-siltosa e, localmente, aterros”.

No local foram instalados inclinómetros na direção transversal e longitudinal do talude e piezómetros que permitiram medir as deformações e as cotas do nível de água. Como já referido anteriormente, este método de dimensionamento exige que os movimentos ocorram segundo uma superfície de deslizamento potencial bem definida. Na verdade, olhando para os inclinómetros instalados no local, após o escorregamento, não é o que acontece. Mas, apesar disso, vai aplicar-se o método ao talude em causa com o objetivo de levar à perceção do processo.

4.2 Características do talude

A geometria do talude apresenta-se na Figura 4.1. O terreno subjacente ao talude está dividido em cinco estratos, estratos estes que se denominaram de E₁, E₂, E₃, E₄ e E₅, ao longo deste trabalho.

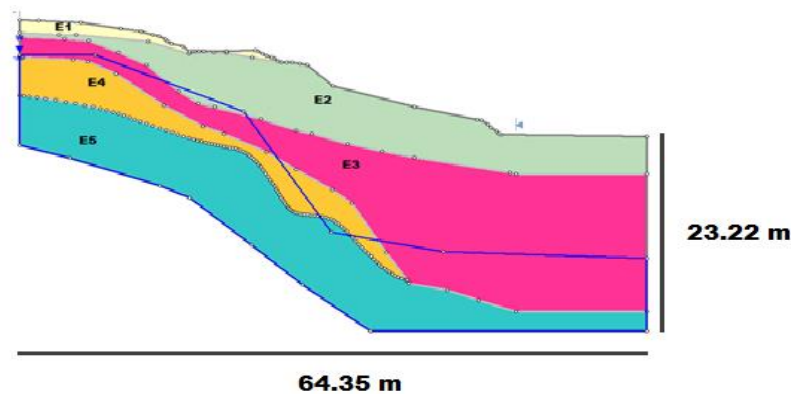


Figura 4.1 - Perfil transversal do talude

Os parâmetros do solo necessários para a análise da estabilidade do talude foram obtidos por meio de ensaios de laboratório e de correlações com os resultados obtidos em ensaios in-situ, nomeadamente o ensaio SPT. Os ensaios de laboratório mostram que o solo presente é constituído por argilas magras arenosas segundo a classificação unificada. O valor da resistência ao corte não drenada foi estimado com base nas correlações da Figura 4.2. Sabendo que o solo em questão é altamente plástico (IP da ordem de 19 e 20%) mas tem uma grande percentagem de argila e silte, fica-se na dúvida qual a recta a usar. Optou-se por usar a recta que dá valores mais conservativos.

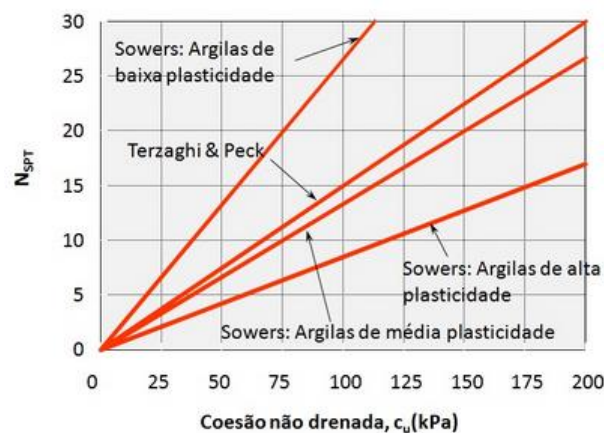


Figura 4.2 - Correlação para obtenção de c_u em função do número de pancadas do SPT (NAVFAC Design Manual, 1982)

Os valores do peso volúmico para as camadas E₃ e E₄ foram obtidos por ensaios de laboratório. Para as camadas E₂ e E₅ usaram-se as correlações de Godoy, para a obtenção do peso volúmico.

Quadro 4.1 – Correlação para obtenção de γ em função do número de pancadas do SPT (Godoy referenciado por Lorenzi, 2012)

N	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤2	Muito Mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Assim, os parâmetros de partida do solo são os apresentados Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Parâmetros iniciais do solo

Estrato	N₆₀	C_u (kPa)	γ (kN/m³)
E2	14	56	19.0
E3	27	100	17.5
E4	40	112	17.3
E5	60	112	21.0

Os valores do peso volúmico dos estratos dados pelos ensaios de laboratório são inferiores aos valores obtidos pela correlação. Apesar dos valores dados pela correlação serem menos fiáveis, até porque os valores de N não estão corrigidos, é conservativo considerá-los por serem maiores. Para o estrato E₁ considerou-se $c' = 10 \text{ kPa}$, $\phi' = 30^\circ$ e $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

4.3 Dimensionamento para a combinação 1

4.3.1 Avaliação da segurança do talude existente

Usando o *software Slide*, vai fazer-se uma análise não drenada da estabilidade do talude. O método usado ao longo deste trabalho para analisar a estabilidade de taludes é o método de *Bishop Simplificado*, por ser o mais usado pois produz resultados satisfatórios para efeitos práticos. O erro deste método é pequeno quando comparado com métodos mais rigorosos.

É de salientar o facto de o talude já ter sofrido movimentos, sendo necessário portanto, fazer uma retroanálise. A retroanálise permitirá encontrar os parâmetros de resistência do solo que é intersectado pela superfície de deslizamento. A retroanálise é igual para as três combinações (1, 2 e sísmica) por não se aplicarem os coeficientes parciais, pois o objetivo é encontrar os parâmetros que realmente caracterizam o solo, pelo que só vai ser apresentada neste ponto. O fator de segurança obtido, usando os parâmetros apresentados no Quadro 4.2, foi 2.35, como

se pode ver pela Figura 4.3. A figura mostra também que a superfície de deslizamento atravessa apenas o estrato E_2 , passando o seu valor da resistência ao corte não drenada a ser igual a 23.88 kPa ao invés de 56 kPa, pela aplicação da expressão 2.

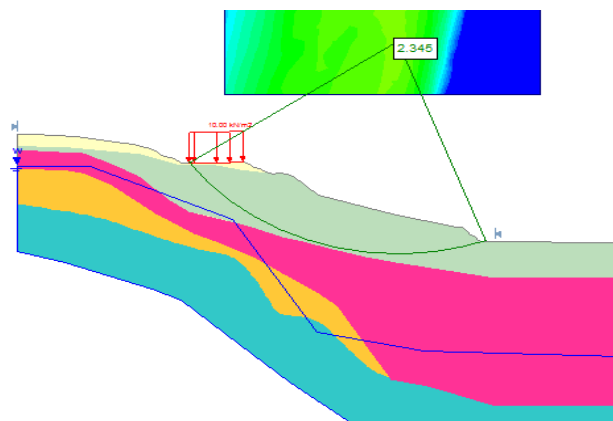


Figura 4.3 - Análise de estabilidade usando os parâmetros iniciais do terreno

É importante salientar o facto de não haver dados de instrumentação suficientes para se poder comparar a superfície de deslizamento real com a potencial superfície de deslizamento crítica, pois observando os resultados da instrumentação não se verifica que haja uma superfície de escorregamento bem definida, mas a observação no próprio local mostra o topo da superfície de escorregamento, como se pode ver na Figura 4.4. Observando a alteração do valor de N_{60} ao longo do estrato e para o topo da superfície de escorregamento, pode considerar-se que a semelhança é razoavelmente aceitável.



Figura 4.4 – Topo da superfície de rotura observada no local

Aplicando os coeficientes parciais para as ações e para os parâmetros do solo obtidos no cálculo anterior, referentes à combinação 1, chega-se a um valor do fator de segurança igual a 0.73.

4.3.2 Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude

Determinou-se em seguida a força lateral necessária (H_{req}) exigida a uma microestaca vertical, M_1 por forma a proporcionar um fator de segurança igual a um. Esta toma o valor de 360 kN/m, usando um comprimento de microestaca de 13 m. No *Slide*, logo que a microestaca não tenha um comprimento que não lhe permita intersectar a superfície de rotura com menor valor do fator de segurança, o comprimento adotado não interfere no valor deste nem da resistência ao corte mínima para garantir a segurança. Os fatores de segurança obtidos analisando a segurança acima e abaixo são 1.58 e 1.31, respetivamente.

4.3.3 Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca

Fez-se uso do *software Phase 2*, por forma a obter os esforços nas microestacas, de maneira a dimensionar a secção transversal das microestacas, permitindo também avaliar a segurança do talude. Este *software* utiliza o método de redução da resistência ao corte (SSR) para obter o fator de segurança. O método consiste em reduzir os parâmetros de resistência através de vários fatores de redução de resistência (SRF) até que o talude instabilize. O fator de redução que o instabiliza (SRF crítico) é equivalente ao fator de segurança. A solução foi modelada como uma cortina plana pois o programa permite a modelação de microestacas desta forma. Deve ter-se em atenção que esta deverá ter o mesmo valor do módulo de flexão por metro que a solução com microestacas.

Impondo a verticalidade da solução (microestaca M_1) com uma única microestaca com 13 metros de comprimento e uma espessura de 0.4m, o fator de segurança é menor do que 1. Com uma espessura de 0.5m, por forma a garantir a segurança, obteve-se um valor do momento fletor maior que 1015 kNm em módulo. Com este valor de momento fletor é impossível proporcionar a segurança apenas recorrendo a um alinhamento de estacas verticais. É importante referir que o esforço transversal na microestaca perto do ponto onde a superfície de deslizamento a intersecta, toma o valor de 367.77 kN, valor este que não difere muito do valor da força lateral necessária para estabilizar o talude.

Como se percebe facilmente, é necessário aumentar o número de microestacas. Assim, impôs-se uma solução com duas microestacas inclinadas, com uma inclinação de 3° e 13° em relação à vertical para a microestaca M_{1a} e M_{1b} , respetivamente. A solução está representada na Figura 4.5. As duas cortinas têm o comprimento de 11 m e a espessura de 0.2869 m.

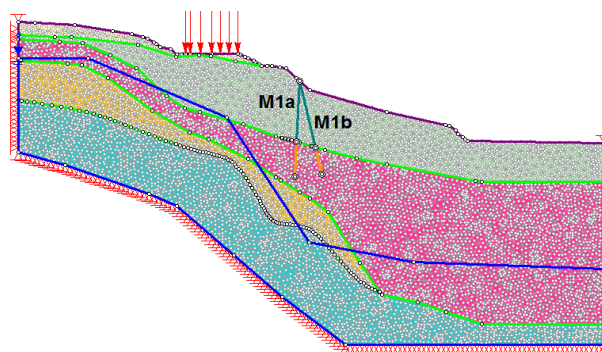


Figura 4.5 – Disposição das microestacas no talude

Esta solução proporcionou um fator de segurança igual a 1.02, e os esforços apresentam-se de seguida.

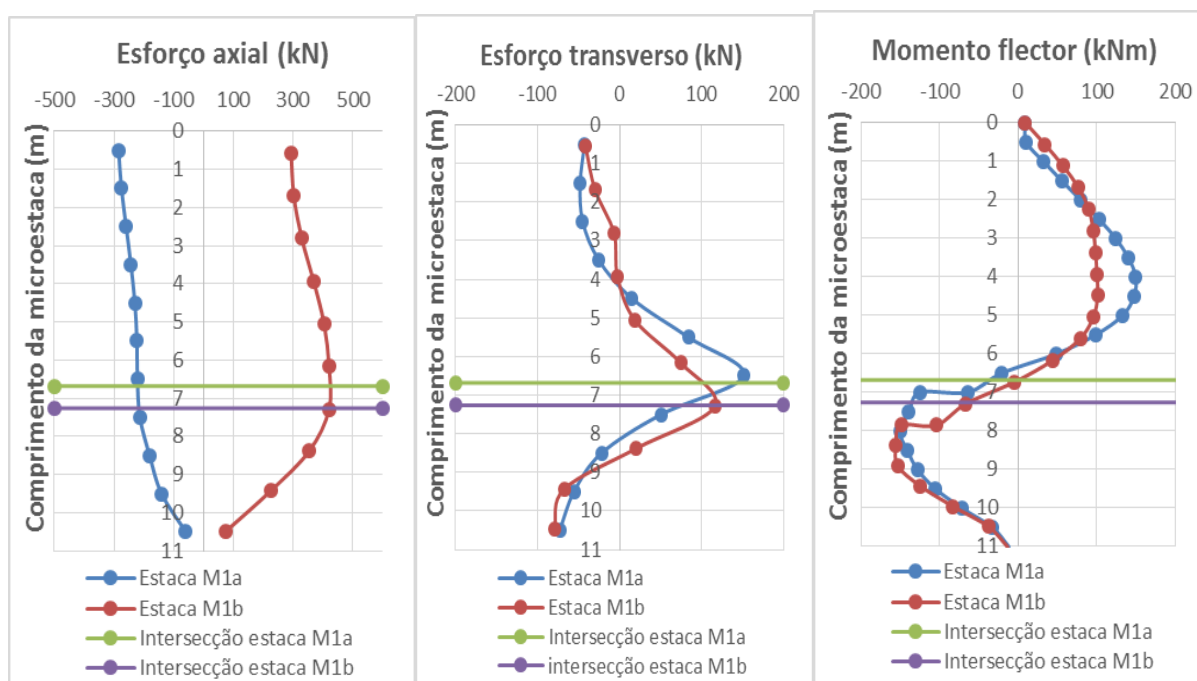


Figura 4.6 – Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo *Phase 2*

Escolheu-se como solução microestacas com 0.25 m de diâmetro e um tubo de aço N80. As características do aço N80 estão apresentadas no Quadro 2.2. Este tubo tem um diâmetro de 177,8mm, uma espessura de 11.5mm e uma área de aço de 60.08 cm². O valor da espessura da cortina igual a 0.2869 foi considerado de maneira a considerar esta secção transversal de microestacas com espaçamento longitudinal de 1m, visto a secção ser constituída por uma calda e aço com um valor do módulo de elasticidade de 10 GPa e 200 GPa, respetivamente. Usando o programa *FB Multi-Pier*, obteve-se o diagrama que nos mostra os valores da interação entre o momento fletor e o esforço axial que a microestaca é capaz de resistir, do

ponto de vista estrutural. Na Figura 4.7 estão representados os digramas de iteração para as secções transversais escolhidas para as três combinações que se vão apresentar no presente trabalho.

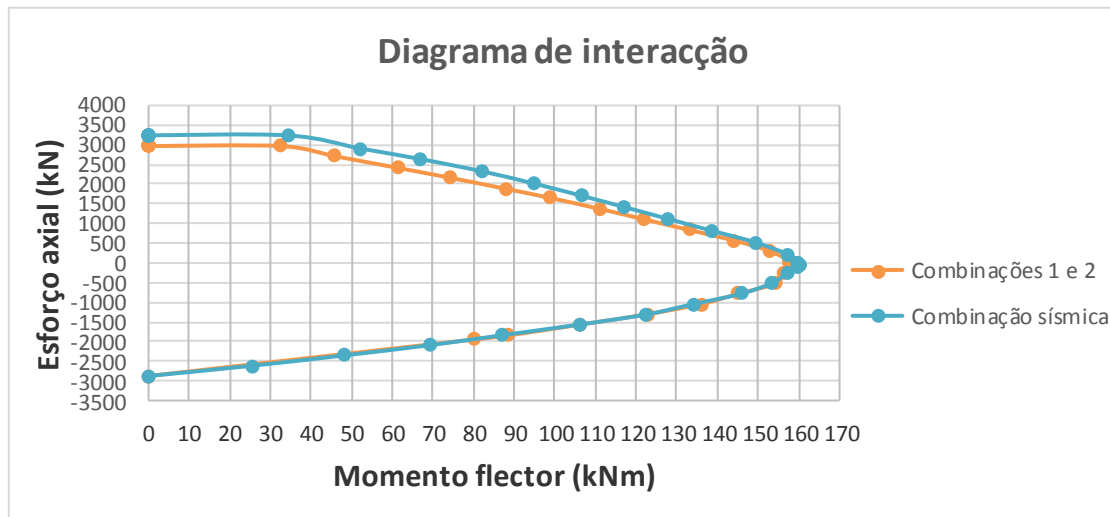


Figura 4.7 - Diagrama de interacção de esforços

Para o esforço axial aplicado nas microestacas, o momento resistente da microestaca M_{1a} é 156.08 kNm e o da microestaca M_{1b} é 148.93 kNm. Como a solução adotada consistiu em considerar o par de microestacas igualmente espaçadas e colocadas lado a lado, o espaçamento entre elas na longitudinal vai ser condicionado pelo menor valor do coeficiente entre o momento resistente e o atuante. Assim, o espaçamento máximo para as microestacas seria de 0.95 m. No entanto, como já foi dito, a espessura que se considerou para a cortina levava em conta o espaçamento de 1m. Então, alterou-se o valor de EI de acordo com o espaçamento de 0.95m e confirmou-se que há segurança conjugando os esforços, a secção transversal da microestaca e este valor do espaçamento. Este espaçamento garante apenas a segurança estrutural. Colocando a solução no *Slide*, obteve-se um valor de H_{req} para cada uma microestaca de 180 kN/m, sendo que já se esperava um valor perto deste.

4.3.4 Avaliação do comprimento da microestaca

Sabendo que o comprimento da microestaca vertical acima da superfície de deslizamento é 6.71 m, a resistência última que se desenvolve acima da superfície de deslizamento, $R_{t,k}$, é dada por:

$$R_{td} = \pi \times D \times L_{acima} \times q_{s,k} = \pi \times 0.25 \times (5.21 \times 0.55 + 1.50 \times 0) \times 23.88 = 53.74 \text{ kN}$$

O comprimento de selagem L_s é dado por L_2+D . Então L_2 é dado por:

$$L_2 = \frac{R_{t,k} \times \gamma_{s,t}}{q_{s,k} \times \pi \times D} = \frac{53.74 \times 1.25 \times 1.5}{(100 \times 0.55) \times \pi \times 0.25} = 2.33 \text{ m}$$

O valor de L_s toma o valor de 2.58 m. É importante referir que no cálculo de L_2 optou-se por entrar apenas com o valor da capacidade resistente do estrato E_3 , pois a superfície de rotura passa muito perto do limite que separa E_2 de E_3 . Portanto, este valor de L_s conta-se a partir da superfície que separa estes dois estratos, em todas as combinações de ações. O comprimento total mínimo da microestaca é igual à soma de 6.71m com 2.58m e 0.40m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E_3), que resulta em 9.69m.

O cálculo anterior é para uma microestaca vertical. Visto que as microestacas estão inclinadas, o comprimento de selagem vai ser diferente. Para a microestaca M_{1a} o comprimento de selagem mínimo é 2.57m, sendo que o comprimento da microestaca é dado pela soma de 6.68m (L_{acima}) com 2.57m e 0.31m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E_3) que perfaz um total de 9.56m. Para a microestacas M_{1b} , o comprimento de selagem mínimo é de 2.83m, sendo que o comprimento da microestaca é dado pela soma de 7.26m (L_{acima}) com 2.83m com 0.63m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E_3) que perfaz um total de 10.72m. Como se pode ver, optou-se por um comprimento de 11 m para ambas as microestacas, por uma questão de simplicidade na execução e porque o facto de a microestaca de M_{1a} ser mais curta, aumenta o valor do momento fletor na estaca de baixo.

4.3.5 A Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical

Para se avaliar a capacidade de flexão última de uma microestaca vertical recorre-se à Figura 4.7. Esta avaliação vai ser realizada para um esforço axial nulo, e para um esforço axial igual a $R_{t,k}$ à compressão e à tração. $M_{últ}$ toma o valor de 157.71 kNm, 157.41 kNm e 157.61 kNm para $P=0$ kN, $P= -53.74$ kN e $P= +53.74$ kN, respetivamente. Assim o valor de $M_{últ}$ a considerar é 157.41 kNm.

4.3.6 Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical

De seguida vai fazer-se uso do *software FB Multi-Pier*, por forma a averiguar a força de corte da microestaca vertical. Neste *software*, as curvas (p-y) admitidas para o solo quando as microestacas estão sujeitas a carregamento lateral serão as curvas propostas por Gaziglu e O'Neill (1984) para argilas ao longo de todo o presente trabalho. Estas estão apresentadas na Figura 4.8, sendo que as curvas para cargas cíclicas apenas serão utilizadas na combinação sísmica apresentada mais à frente.

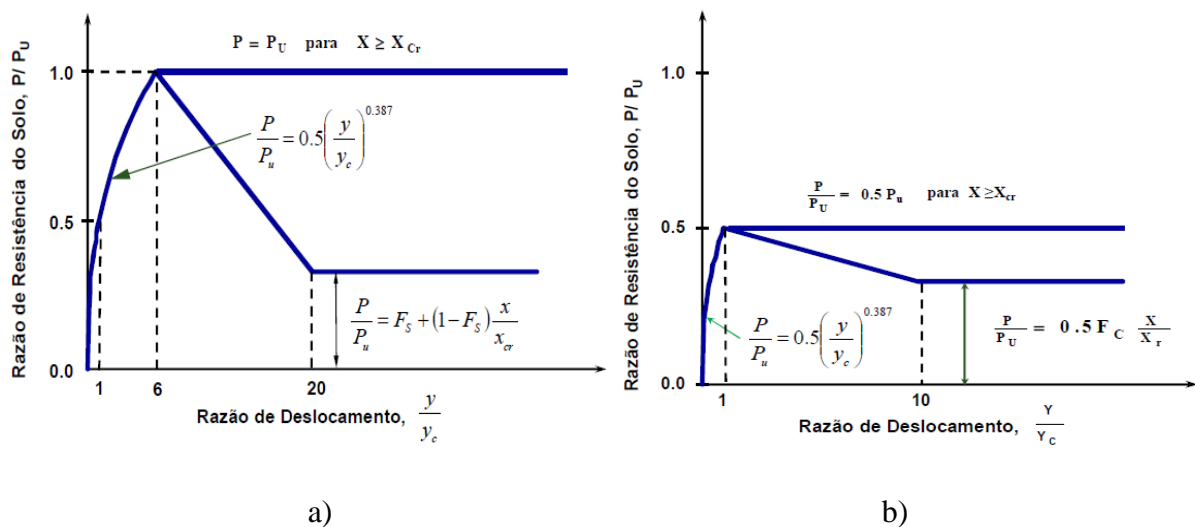


Figura 4.8 – Curvas p-y para argilas usadas no dimensionamento para a) cargas estáticas e para b) cargas cíclicas (Gazioglu e O’Neill (1984), referido por Pinto (2012))

Realizando o processo iterativo apresentado na Figura 3.7, arbitrando diferentes valores de Q e de M aplicado, para $P=53.74$ kN e para $P=0$ kN, obteve-se um valor de Q igual a 105 kN, sendo que o momento para o qual o valor da rotação é igual acima e abaixo (erro = 3.93%) é 149 kNm que se torna igual ao valor de $M_{máx}$. $M_{máx}$ nunca é igual a $M_{últ}$, significando isto que o que condiciona a resistência ao corte da microestaca é capacidade de carga do terreno e não a capacidade estrutural da própria microestaca. Fizeram-se iterações usando um valor de Q igual a 108 kN, no entanto, para um valor de momento aplicado igual a $M_{últ}$, o erro entre as inclinações é de 21.70%, valor este que não será aceitável.

Aplicando o valor de Q igual a 105 kN e um valor de M igual a 149 kNm, retiram-se os esforços nas microestacas, com a finalidade de se comparar a análise no *FB Multi-Pier* e no *Phase 2*. Os diagramas apresentam-se de seguida.

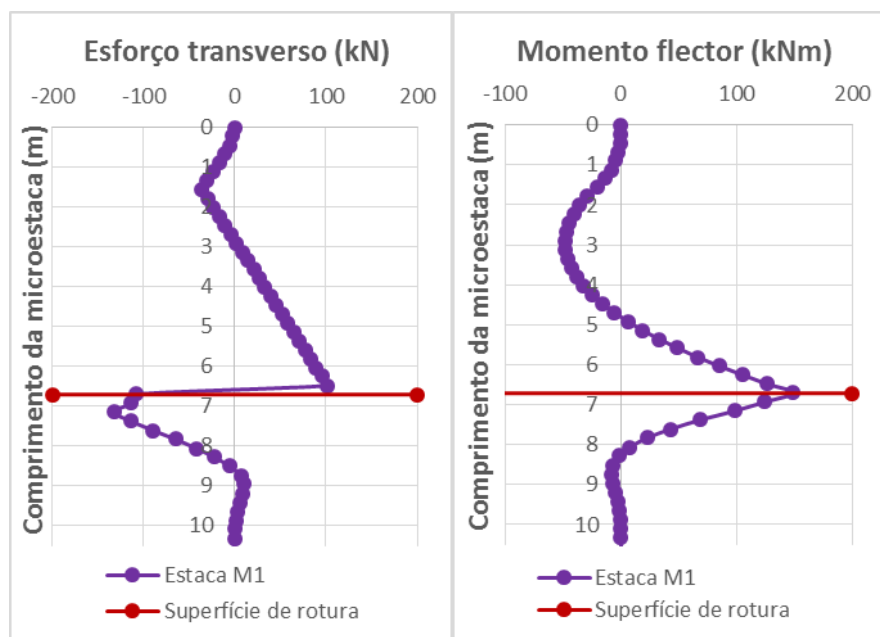


Figura 4.9 - Diagramas de esforços na cortina de microestacas obtidos pelo *FB Multi-Pier*

O espaçamento de 0.95m encontrado anteriormente, recorrendo ao programa *Phase 2*, apenas garante a segurança em termos estruturais, pois este *software* não tem em conta o facto de a resistência ao corte da microestacas ser condicionada pela capacidade geotécnica. Consequentemente, para se poderem comparar as análises realizadas pelos dois *softwares*, tem que se impor um valor de EI à cortina no *Phase 2*, equivalente ao espaçamento mínimo de 0.58m para garantir a segurança, como resultado do quociente entre H_{req} e Q . Sendo assim, obtiveram-se os seguintes diagramas.

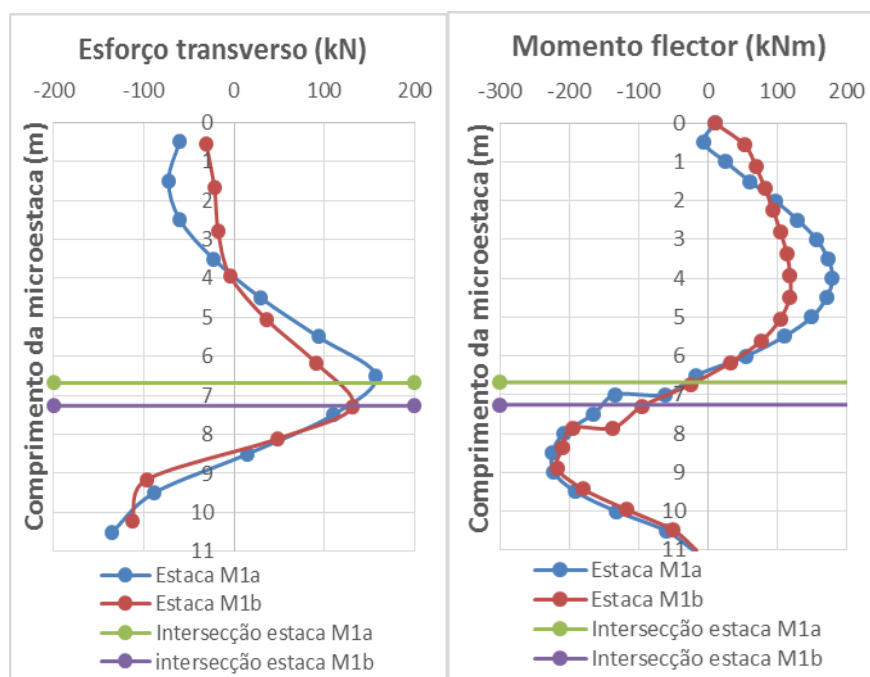


Figura 4.10 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo *Phase 2*

Tendo em conta os esforços da Figura 4.10, o valor de espaçamento longitudinal máximo é 0.69m, valor este que é maior que o obtido para os esforços obtidos do *FB-Multi-Pier*.

Como se pode ver pelos esforços apresentados na Figura 4.9 e na Figura 4.10, as duas análises diferem bastante. Nenhuma das análises consegue modelar completamente a realidade, pois o *Phase 2* faz uma análise plana de deformação e no *FB Multi-Pier* a carga de corte é concentrada.

Os esforços dados pelos dois tipos de *softwares* são bem diferentes, pois as forças normais a que as microestacas estão submetidas são bem diferentes, como se pode ver pela Figura 4.11. As curvas que representam estas tensões diferem bastante na forma e nos valores. A análise no *FB Multi-Pier* para ambas as estacas foi a mesma pois as forças instabilizadoras são modeladas da mesma forma. No *Phase 2*, as tensões aplicadas nas duas cortinas diferem bastante. Segundo esta análise, a cortina de M_{1a} é que suporta a maior parte da carga de corte. O pico evidenciado nas microestacas perto da superfície de rotura resulta do facto de no *FB Multi-Pier*, a modelação do deslizamento do talude ser feita através de uma força concentrada, o que não corresponde à realidade. Também o facto de haver um troço da microestaca acima da superfície de deslizamento que está sujeito a tensões constantes, mostra a limitação do *software* em modelar a força de corte.

Também o facto de o *Phase 2* modelar as microestacas como uma cortina plana, vai provocar discrepâncias na análise do problema entre este e o *FB Multi-Pier*. Isto acontece porque o

Phase 2 faz uso das teorias de Coulomb e Rankine, teorias estas que são válidas para superfícies planas. No caso das estacas ou microestacas, a aplicação das teorias referenciadas conduz a uma subestimação dos impulsos passivos e a uma sobrestimação dos impulsos ativos (Mackey, 1996 referenciado por Sousa, 2006). Consequentemente, como o *Phase 2* é limitado na modelação das cortinas de microestacas e modela relativamente bem as forças desestabilizadoras, podemos dizer que este *software* produz resultados do lado da segurança. A resistência de estacas ao carregamento horizontal é geralmente analisada usando as teorias atrás referidas, sendo que se usam coeficientes corretivos ou se admite uma sobrelargura para a dimensão transversal da estaca, sendo estes dois métodos de natureza empírica.

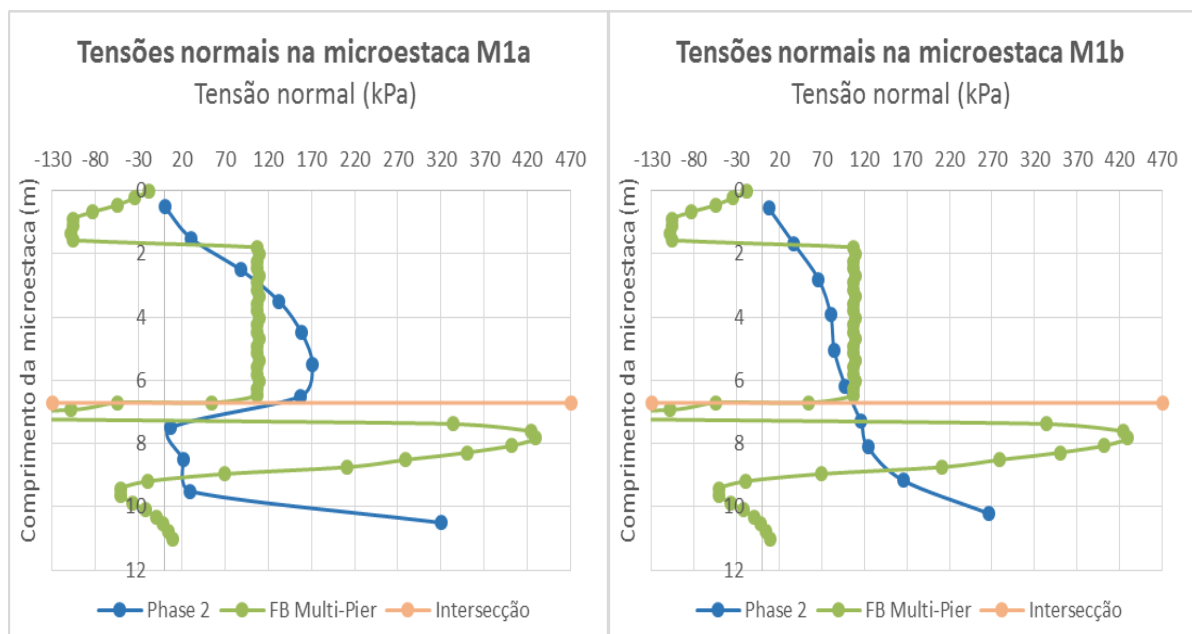


Figura 4.11 – Tensões normais nos elementos segundo o *Phase 2* e o *FB Multi-Pier*

4.3.7 Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas

Os valores de ψ para a microestaca M_{1a} e para a microestaca M_{1b} são 10° e 23° , respetivamente. Para a microestaca M_{1a} como $0 < \psi \leq 10^\circ$, $H_{ult} = Q_{P=0} = 105$ kN. Para a microestaca de M_{1b} , como $10 < \psi < 30^\circ$, o valor de H_{ult} terá de ser interpolado. Se ψ fosse igual a 30° , H_{ult} tomava o valor de 117.80 kN. Assim, a interpolação resulta em 113.32 kN. $H_{últ-par}$ toma o valor de 218.32 kN.

4.3.8 Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação

Visto que o valor de H_{req} encontrado foi 360 kN/m, $s_{máx}$ toma o valor de 0.61m, que é menor que o valor de 0.95m pensado anteriormente, aquando do dimensionamento. Então, o espaçamento máximo longitudinal será 0.61m.

4.3.9 Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas

Como se pode ver pelo Quadro 4.3, o valor de $H_{últ\ solo/estaca}$ toma o valor de 224.46 kN/m. Este valor é maior que $H_{últ-par}/2$. Sendo assim, não é necessário alterar o valor de $s_{máx}$.

Quadro 4.3 – Valores em profundidade para avaliação do fluxo plástico

Profundidade (m)	q (kPa)	$H_{últ\ solo/estaca}$ (kN/m)
0	15.30	15.30
1	20.05	32.97
2	24.80	55.40
3	29.56	82.58
4	34.31	114.51
5	39.06	151.19
6	43.81	192.63
6.7	47.14	224.46

O valor que interessa é à profundidade onde a superfície de rotura atravessa a microestaca, valor este que é 6.7m.

Como no *Phase 2* as cortinas de microestacas são modeladas como uma cortina plana, ao diminuir-se o espaçamento entre microestacas (de 0.95m para 0.61m), aumenta-se a espessura da cortina, o que levará ao aumento de esforços, logo será preciso verificar a segurança interna da microestaca. Consequentemente, verificou-se a segurança interna com o espaçamento de 0.61.

4.4 Dimensionamento para a combinação 2

4.4.1 Avaliação da segurança do talude existente

Aplicando os coeficientes parciais para as ações e para os parâmetros do solo referentes à combinação 2, chega-se a um valor do fator de segurança igual a 0.71.

4.4.2 Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude

Depois de a microestaca ser posicionada, calcula-se H_{req} . A força lateral necessária para estabilizar o talude (H_{req}) exigida a uma microestaca vertical M_1 é igual a 300 kN/m, usando um comprimento de microestaca de 13 m. Este valor difere um pouco do valor obtido para a combinação 1, significando isto, que a combinação 2 é mais favorável que a 1 em termos de estabilidade externa do talude. Os fatores de segurança obtidos analisando a segurança acima e abaixo são 1.60 e 1.27, respetivamente.

4.4.3 Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca

Impondo a verticalidade da solução com uma única microestaca (M_1) com 13 metros de comprimento e uma espessura de 0.4m, fazendo uma análise pelo MEF com o programa *Phase 2*, obtém-se um valor do momento fletor maior que 1114 kNm em módulo. Tal como na combinação 1, não é possível que a solução seja constituída apenas por um alinhamento de estacas verticais. Na combinação 1, o valor da espessura de 0.4 não garantia a segurança, ao contrário do que acontece nesta combinação, provando mais uma vez que a combinação 2 é mais favorável que a combinação 1 em termos de estabilidade externa do talude. O esforço transversal na microestaca perto do ponto onde a superfície de deslizamento a intersecta, toma o valor de 313.24 kN, valor este que não difere muito do valor da força lateral necessária para estabilizar o talude.

Após um processo iterativo, onde se variou o comprimento da cortina, o módulo de flexão, a posição e as inclinações, a solução encontrada consiste em dois pares de microestacas inclinadas, com uma inclinação de 3° e 13° em relação à vertical para a microestaca M_{1a} e M_{1b} , respetivamente, com a mesma disposição que na combinação 1. O par de microestacas tem um comprimento de 11.5 m e a espessura de 0.2869. Esta solução proporcionou um fator de segurança igual a 1.04, e os esforços apresentam-se de seguida.

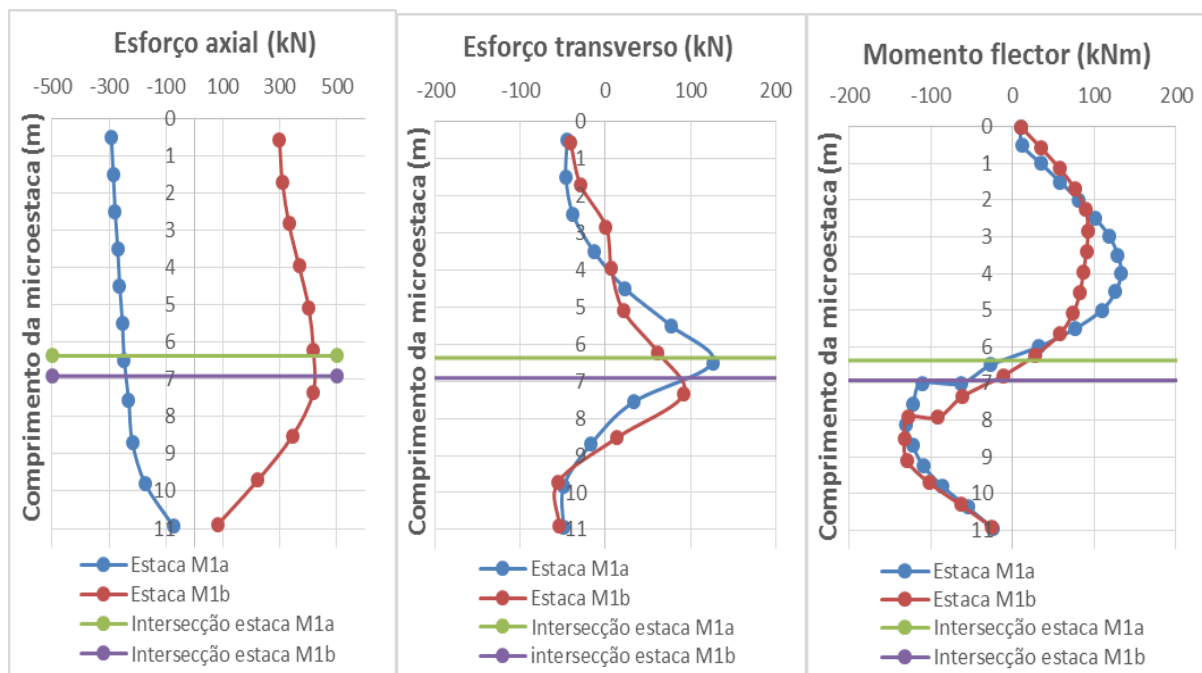


Figura 4.12 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo *Phase 2*

Escolheu-se como solução microestacas de secção transversal igual à combinação 1. O valor da espessura da cortina igual a 0.2869 foi considerado de maneira a considerar esta secção transversal de microestacas com espaçamento longitudinal de 1m. De acordo com o diagrama apresentado na Figura 4.7, para o esforço axial aplicado nas microestacas, o momento resistente da microestaca M_{1a} é 156.03 kNm e da microestaca M_{1b} é 149.01 kNm. O espaçamento máximo para as microestacas seria de 1.12 m. Pelo valor deste espaçamento, percebe-se que os esforços na combinação 1 condicionam mais o espaçamento longitudinal. Colocando a solução no *Slide*, obteve-se um valor de H_{req} para cada uma microestaca de 150 kN/m.

4.4.4 Avaliação do comprimento da microestaca

Sabendo que o comprimento da microestaca vertical acima da superfície de deslizamento é 6.93 m, a resistência última que se desenvolve acima da superfície de deslizamento, $R_{t,k}$, é dada por:

$$R_{td} = \pi \times D \times L_{acima} \times q_{s,k} = \pi \times 0.25 \times (5.43 \times 0.55 + 1.50 \times 0) \times 23.88 = 56.01 \text{ kN}$$

O comprimento de selagem é dado por $L_2 + D$. Então L_2 é dado por:

$$L_2 = \frac{R_{t,k} \times \gamma_{s,t}}{q_{s,k} \times \pi \times D} = \frac{56.01 \times 1.6 \times 1.5}{(100 \times 0.55) \times \pi \times 0.25} = 3,11 \text{ m}$$

O valor de L_s toma o valor de 3.36 m. O comprimento total mínimo da microestaca é igual à soma de 6.93m com 3.36m e 0.18m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E₃), resultando em 10.47 m.

Tal como na combinação anterior, visto que as microestacas estão inclinadas, o comprimento de selagem vai ser diferente. Para a microestaca M_{1a} o comprimento de selagem mínimo é 3.04m, sendo que o comprimento da microestaca é dado pela soma de 6.37m (L_{acima}) com 3.04m e 0.62m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E₃) que perfaz um total de 10.03m. Para a microestacas M_{1b} , o comprimento de selagem mínimo é de 3.35 m, sendo que o comprimento da microestaca é dado pela soma de 6.91m (L_{acima}) com 3.35m e 0.95m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E₃) que perfaz um total de 11.21 m. Como se pode ver, optou-se por um comprimento de 11.5 m para ambas as microestacas.

4.4.5 A Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical

M_{ult} toma o valor de 157.28 kNm, 157.40 kNm e 157.56 kNm para $P=0$ kN, $P=-56.01$ kN e $P=+56.01$ kN, respetivamente. Assim o valor de M_{ult} a considerar é 157.28 kNm.

4.4.6 Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical

De seguida vai fazer-se uso do *software FB Multi-Pier*, sendo que as curvas (p-y) admitidas para o solo estão apresentadas na Figura 4.8. Realizando o processo iterativo na Figura 3.7, arbitrando diferentes valores de Q e de M aplicado, para $P=56.01$ kN e $P=0$ kN, obteve-se um valor de Q igual a 85 kN, sendo que o momento para o qual a rotação é igual acima e abaixo (erro = 3.73%) é 141 kNm, que se torna igual ao valor de $M_{máx}$. Pela comparação entre o valor de $M_{máx}$ e o valor de M_{ult} , percebe-se facilmente que também nesta combinação a capacidade resistente do terreno é condicionante relativamente à capacidade resistente da secção. Comparando os valores de Q desta combinação com os valores de Q da combinação 1, percebe-se que em termos de estabilidade interna, a combinação 1 é mais favorável que a combinação 2. Este resultado já era esperado, pois a combinação 2 minora a resistência ao corte do solo, o que não acontece na combinação 1.

Aplicando o valor de Q igual a 85 kN e um valor de M igual a 141 kNm, retiram-se os esforços nas microestacas, com a finalidade de se comparar a análise no *FB Multi-Pier* e no *Phase 2*. Os diagramas apresentam-se de seguida.

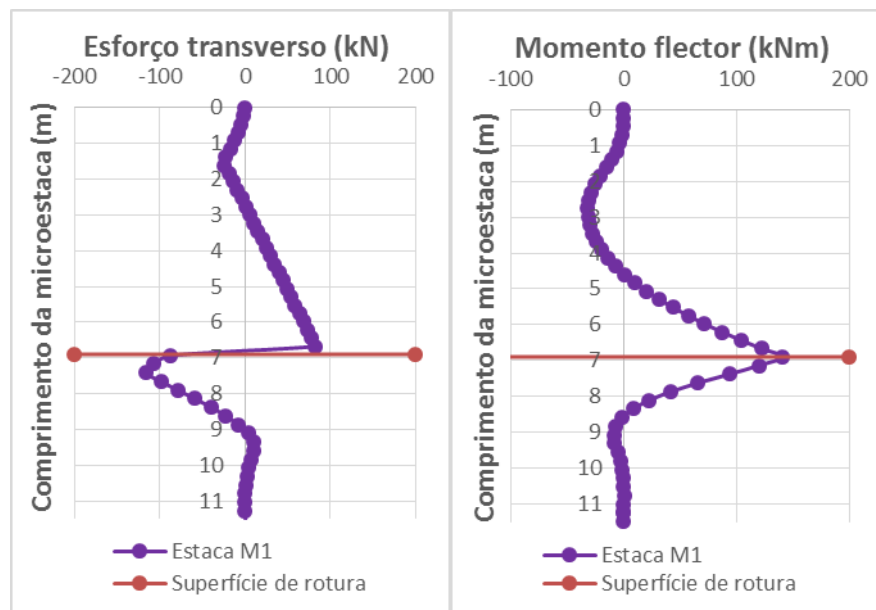


Figura 4.13 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo *FB Multi-Pier*

Impôs-se um valor de EI à cortina no *Phase 2*, equivalente ao espaçamento mínimo de 0.57m para garantir a segurança, como resultado do quociente entre H_{req} e Q . Sendo assim, obtiveram-se os seguintes diagramas.

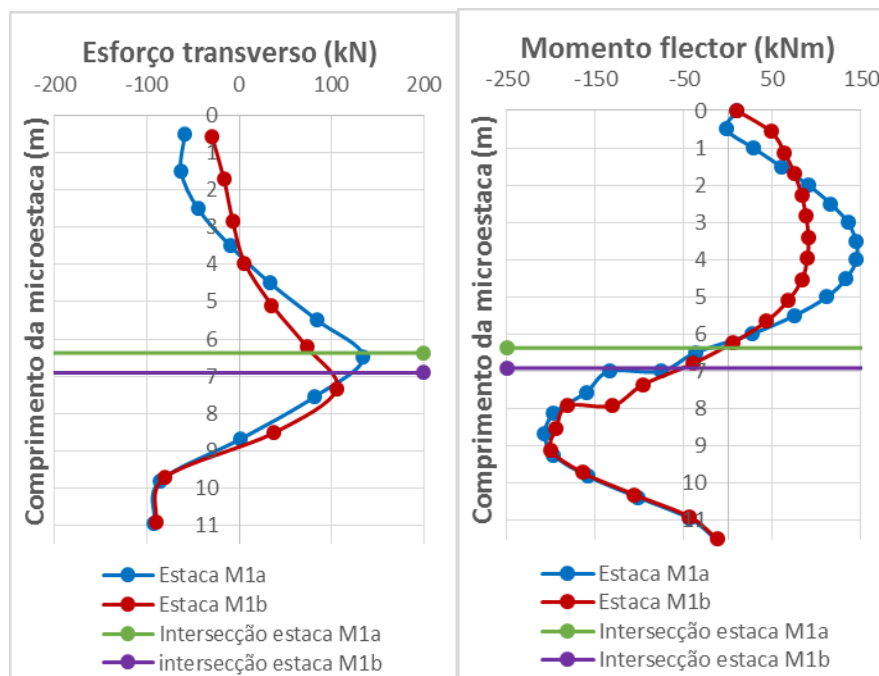


Figura 4.14 - Diagramas de esforços na cortina obtidos pelo *Phase 2*

Tendo em conta os esforços da Figura 4.14, o valor de espaçamento longitudinal máximo toma o valor de 0.75m, valor este que é maior que o obtido para os esforços obtidos do *FB Multi-Pier*, e maior que o obtido na combinação 1.

4.4.7 Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas

Os valores de ψ para a microestaca M_{1a} e para a microestaca M_{1b} são 11° e 24° , respetivamente. Para $0 < \psi \leq 10^\circ$, $H_{ult} = Q_{P=0} = 85$ kN. Para ambas as microestaca, como $10 < \psi < 30^\circ$, os valores de H_{ult} terão de ser interpolados. Se ψ fosse igual a 30° , H_{ult} tomava o valor de 101.62 kN. Assim, a interpolação resulta em 85.83 kN para a microestaca M_{1a} , e 96.63 kN para a microestacas M_{1b} . $H_{ult-par}$ toma o valor de 182.56 kN.

4.4.8 Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação

Visto que o valor de H_{req} encontrado foi 300 kN/m, $s_{m\acute{a}x}$ toma o valor de 0.61m, que é menor que o valor de 1m pensado anteriormente, aquando do dimensionamento. Então, o espaçamento máximo longitudinal será 0.61 m. O valor de $s_{m\acute{a}x}$ é a distância entre o centro das microestacas, significando isto que o espaçamento livre toma o valor de 0.36m. Este valor de espaçamento é pequeno e talvez a solução não seja exequível em campo, tal como para a combinação 1.

4.4.9 Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas

O valor de $H_{ult\ solo/estaca}$ toma o valor de 200.73 kN/m à profundidade de 6.93m. Este valor é maior que $H_{ult-par}/2$. Sendo assim, não é necessário alterar o valor de $s_{m\acute{a}x}$. O valor de $H_{ult\ solo/estaca}$ é menor que na combinação 1 devido às piores características resistentes do solo. Verificou-se que para garantir a segurança interna das microestacas é necessário um espaçamento de 0.57m.

4.5 Dimensionamento para a combinação sísmica

4.5.1 Avaliação da segurança do talude existente

Usando uma análise pseudo-estática, vai-se fazer a análise de estabilidade deste talude. Uma análise pseudo-estática é uma análise simplificada de dimensionamento sísmico que pretende simular o efeito da ação sísmica, adicionando forças de inércia às forças atuantes. As forças de inércia resultam da multiplicação do peso do corpo em estudo, por coeficientes sísmicos, verticais e horizontais. Estes coeficientes sísmicos resultam da razão entre a componente respetiva da aceleração sísmica pela aceleração da gravidade.

Segundo a norma EN NP 1998, os valores dos coeficientes sísmicos a aplicar são por:

$$K_h = 0.5 \times \alpha_1 \times S \quad (22)$$

$$K_v = \pm 0.5 \times K_H, \text{ Se } a_{vg}/a_g \text{ for maior que } 0.6 \quad (23)$$

$$K_v = \pm 0.33 \times K_H, \text{ Se } a_{vg}/a_g \text{ não for maior que } 0.6 \quad (24)$$

- α_1 – razão entre a_g e g
- g – aceleração devida a gravidade
- a_{vg} – valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
- a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
- S - coeficiente de solo

Quadro 4.4 – Valor de a_{vg}/a_g para os dois tipos de ação sísmica

	Ação sísmica de tipo I	Ação sísmica de tipo II
a_{vg}/a_g	0.75	0.95

$$a_g = a_{gr} \times \gamma_I, \text{ em que:} \quad (25)$$

- a_{gr} – valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno de tipo A
- γ_I – coeficiente de importância (relacionado com as consequências do colapso de edifícios sobre ou próximos do talude)

Considerou-se para o local em causa, um tipo de terreno do tipo B. Esta escolha deveu-se ao facto de a geologia profunda no local influenciar a escolha da solução segundo a norma EN NP 1998:1. Então, como não se dispõe de resultados de métodos geofísicos para medir v_s , valor médio da velocidade de propagação de ondas S, considera-se o valor de N_{60} .

Quadro 4.5 - Valor de a_{gr} para os dois tipos de ação sísmica

	Ação sísmica de tipo I	Ação sísmica de tipo II
a_{gr}	0.6	1.7

O valor de γ_I pode ser menor, igual ou maior que 1, conforme a importância dos edifícios. Apesar de não haver edifícios no talude, há uma estrada. Por isto não se considerou o γ_I mais baixo e considerou-se igual a 1.

Quando $a_g \leq 1\text{m/s}^2$, $S = S_{\text{máx}}$

Quando $1\text{m/s}^2 < a_g < 4\text{m/s}^2$, $S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3} (a_g - 1)$

Quando $a_g \geq 4\text{m/s}^2$, $S = 1.0$

$S_{\text{máx}}$ é um coeficiente do solo, dado pela norma EN NP 1998, e toma o valor de 1.35 para os dois tipos de ação sísmica, para a zona B.

Na proximidade de taludes, deve usar-se um coeficiente de amplificação topográfica para majorar a ação sísmica, S_T , que toma o valor de 1.2. Assim o valor de K_h toma o valor de 0.050 para a ação sísmica de tipo I e 0,132 para a ação sísmica de tipo II, sendo os valores de K_v iguais a ± 0.025 e ± 0.066 , respetivamente. O dimensionamento vai ser feito para uma ação sísmica de tipo II, visto ser a mais desfavorável.

Aplicando os coeficientes parciais para as ações e para os parâmetros do solo referentes à combinação sísmica apresentados no Quadro 3.5, no Quadro 3.6 e no

Quadro 3.7, chega-se a um valor do fator de segurança igual a 0.59 quando k_v é direcionado para baixo, e chega-se a um valor do fator de segurança igual a 0.65 quando k_v é direcionado para cima. Tal como esperado, a situação mais desfavorável é quando k_v é direcionado para baixo. Os fatores de segurança obtidos analisando a segurança acima e abaixo quando K_v é direcionado para baixo são 1.31 e 1.02, respetivamente.

4.5.2 Determinação da força lateral necessária para estabilizar o talude

Depois de a microestaca ser posicionada, calcula-se H_{req} . A força lateral necessária para estabilizar o talude (H_{req}) é 630 kN/m quando K_v é direcionado para baixo, sendo 500 kN/m quando K_v é direcionado para cima. Percebe-se, portanto, que o caso mais condicionante em termos de estabilidade externa é quando a força de inércia vertical é dirigida para baixo.

4.5.3 Pré-dimensionamento da secção transversal da microestaca

Após um processo iterativo, onde se variaram os comprimentos das cortinas, o módulo de flexão, as posições e as inclinações das mesmas, a solução encontrada consiste em dois pares de microestacas, como se pode ver na Figura 4.15. Foi necessário recorrer a dois pares de microestacas porque um par de microestacas não era suficiente para garantir a segurança. Como se verificou que a rotura ocorria à frente do primeiro par colocado, decidiu-se alterar a posição deste mas mesmo assim não foi suficiente para garantir a segurança. As cortinas têm o comprimento de 11m e a espessura de 0.2869. Os ângulos entre as microestacas e a vertical estão representados na Figura 4.15, figura esta que mostra a disposição das microestacas no talude.

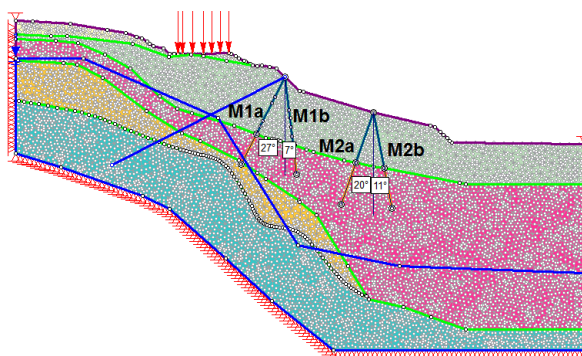


Figura 4.15 - Disposição das microestacas no talude

Foi usada uma ancoragem pois pensou-se ser possível diminuir os esforços atuantes nas microestacas. A ancoragem tem um comprimento de 22m. A Figura 4.16 mostra a interação entre o momento fletor atuante e o espaçamento longitudinal das ancoragens na microestaca mais esforçada quando k_v é direcionado para baixo.

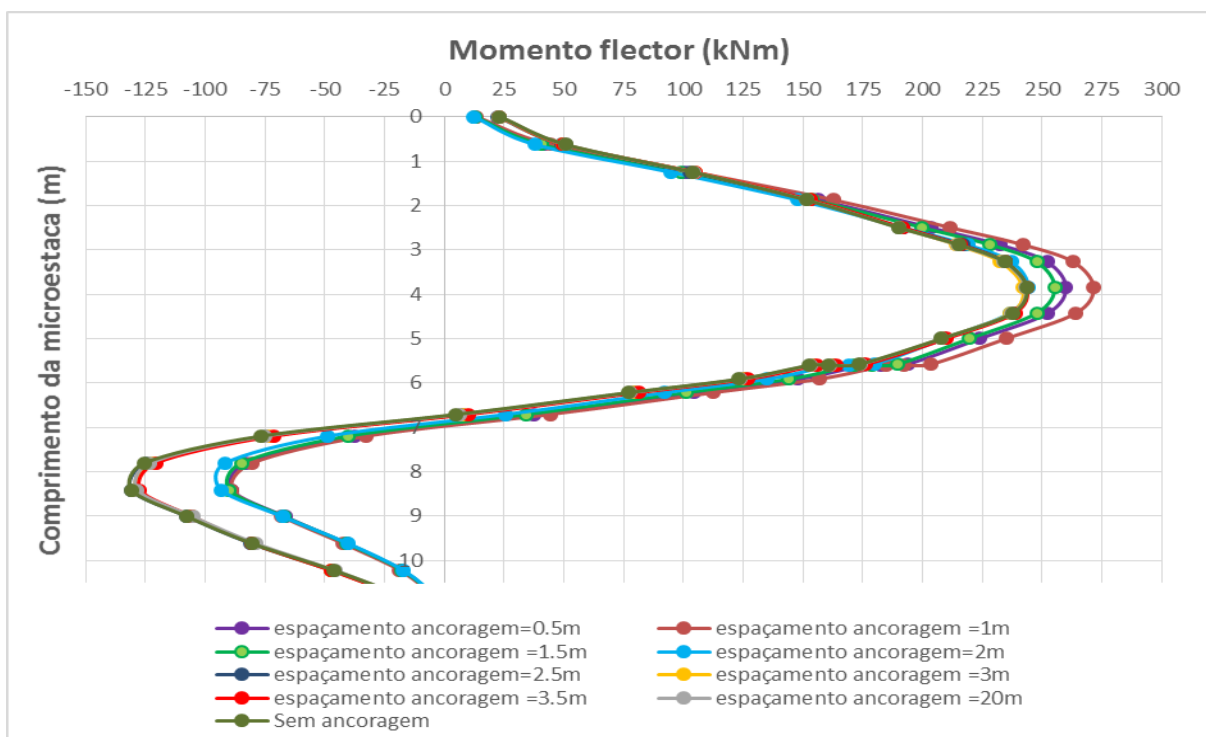


Figura 4.16 - Interação entre esforços atuantes e o espaçamento das ancoragens.

Observando a Figura 4.16, percebe-se que não há vantagem em colocar ancoragens no solo, pois quando não se usam ancoragens o momento máximo diminui. A única vantagem em ter ancoragens no solo é a ancoragem permitir deslocamentos menores. No entanto, neste problema de estabilização de taludes, o nível dos valores de deslocamentos que ocorrem não são importantes. Por este motivo, não vão ser usadas ancoragens.

Escolheu-se como solução microestacas com 0.30 m de diâmetro e um tubo de aço N80. Este tubo tem um diâmetro de 177,8mm, uma espessura de 11.5mm e uma área de aço de 60.08 cm². Usando *FB Multi-Pier* obteve-se o diagrama que nos mostra os valores da interação entre o momento fletor e o esforço axial que a microestaca é capaz de resistir. Este diagrama é apresentado na Figura 4.7. De acordo com o diagrama apresentado na Figura 4.7, e tendo em conta os esforços atuantes nas microestacas, o espaçamento máximo para o par de cima seria de 0.64m e para o par de baixo de 1.15 m. Colocando a solução no *Slide*, obteve-se um valor de H_{req} para as 2 microestacas verticais de 314 kN/m.

Para modelar a ação sísmica no *FB Multi-Pier*, usam-se curvas p-y para cargas dinâmicas apresentadas na Figura 4.8 b). No entanto, como é de fácil perceção, esta simplificação é muito grosseira.

4.5.4 Avaliação do comprimento da microestaca

Considerando uma microestaca vertical no lugar do par de cima (microestaca M₁) e sabendo que a microestaca tem um comprimento acima da superfície de deslizamento de 7.39 m, a resistência última que se desenvolve acima da superfície de deslizamento, $R_{t,k}$, é dada por:

$$R_{td} = \pi \times D \times L_{acima} \times q_{s,k} = \pi \times 0.30 \times (5.89 \times 0.55 + 1.50 \times 0) \times 23.88 = 72.91 \text{ kN}$$

O comprimento de selagem é dado por $L_2 + D$. Então L_2 é dado por:

$$L_2 = \frac{R_{t,k} \times \gamma_{s,t}}{q_{s,k} \times \pi \times D} = \frac{72.91 \times 1.3 \times 1.5}{(100 \times 0.55) \times \pi \times 0.3} = 2.74 \text{ m}$$

O valor de L_s toma o valor de 3.04 m. O comprimento total mínimo da microestaca é igual à soma de 7.39m com 3.04m e 0.35m, resultando em 10.79m.

Para microestacas inclinadas irão ser apresentados os resultados para o par mais acima. Para a microestaca M_{1a} o comprimento de selagem mínimo é 2.85m, sendo que o comprimento da microestaca é dado pela soma de 6.98m (L_{acima}) com 2.85m e 0.22m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E3) que perfaz um total de 10.05m. Para a microestaca de M_{1b}, o comprimento de selagem mínimo é de 2.99 m, sendo que o comprimento da microestaca é dado pela soma de 7.28m (L_{acima}) com 2.99m e 0.47m (distância entre superfície de rotura e topo do estrato E3) que perfaz um total de 10.75m. Como se pode ver, optou-se por um comprimento de 11 m para ambas as microestacas.

No par de microestacas mais abaixo, o valor de L_{acima} é mais pequeno. Consequentemente, o valor do seu comprimento mínimo é mais pequeno também. Optou-se por usar o mesmo comprimento para ambos os pares.

Considerando uma microestaca vertical no lugar do par de baixo (microestacas M_2) e sabendo que a microestaca tem um comprimento acima da superfície de deslizamento de 4.14 m, a resistência última que se desenvolve acima da superfície de deslizamento, $R_{t,k}$, é dada por:

$$R_{td} = \pi \times D \times L_{acima} \times q_{s,k} = \pi \times 0.30 \times (2.64 \times 0.55 + 1.50 \times 0) \times 23.88 = 32.68 \text{ kN}$$

4.5.5 Avaliação da capacidade de flexão de uma microestaca única e vertical

Para a microestaca vertical M_1 , M_{ult} toma o valor de 159.65 kNm, 160.18 kNm e 158.84 kNm para $P=0$ kN, $P= -72.01$ kN e $P= +72.01$ kN, respetivamente. Assim o valor de M_{ult} a considerar é 158.84 kNm. Para a microestaca vertical M_2 , M_{ult} toma o valor de 159.65 kNm, 160.02 kNm e 159.65 kNm para $P=0$ kN, $P= -32.68$ kN e $P= +32.68$ kN, respetivamente. Assim o valor de M_{ult} a considerar é 159.65 kNm.

4.5.6 Avaliação da capacidade de corte de uma microestaca única e vertical

Para a estaca vertical M_1 , quando $P=72.91$ kN, para um valor de Q igual a 30 kN, o momento para o qual a rotação é igual acima e abaixo (erro = 5.03%) é 28 kNm, que se torna igual ao valor de $M_{máx}$. Para $P= 0$ kN, para um valor de Q igual a 60 kN, o momento para o qual a rotação é igual acima e abaixo (erro = 2.00%) é 145 kNm, que também é igual ao valor de $M_{máx}$.

Para a estaca vertical M_2 , para $P=0$ e para $P=72.91$ kN, para um valor de Q igual a 20 kN, o momento para o qual a rotação é igual acima e abaixo (erro = 17.71%) é 15.5 kNm, que se torna igual ao valor de $M_{máx}$.

4.5.7 Avaliação da capacidade de corte do grupo de microestacas inclinadas

Os valores de ψ para a microestaca M_{1a} e para a microestaca M_{1b} são 10° e 18° , respetivamente. Para $0 < \psi \leq 10^\circ$, $H_{ult} = Q_{P=0} = 60$ kN. Para a microestaca M_{1b} , como $10 < \psi < 30^\circ$, os valores de H_{ult} terão de ser interpolados. Se ψ fosse igual a 30° , H_{ult} tomava o valor de 62.44 kN. Assim, a interpolação resulta em 60.98 kN para a microestaca M_{1b} , $H_{ult-par}$ toma o valor de 120.98 kN.

Os valores de ψ para a microestaca M_{2a} e para a microestaca M_{2b} são 17° e 11° , respetivamente. Para $0 < \psi \leq 10^\circ$, $H_{ult} = Q_{P=0} = 20$ kN. Para as microestacas M_{2a} e M_{2b} , como $10 < \psi < 30^\circ$, os valores de H_{ult} terão de ser interpolados. Se ψ fosse igual a 30° , H_{ult} tomava o valor de 33.66 kN. Assim, a interpolação resulta em 24.78 e 20.68 kN para a microestaca M_{2a} e M_{2b} , respetivamente. $H_{ult-par}$ toma o valor de 45.46 kN.

4.5.8 Cálculo do espaçamento necessário para fornecer a força que estabiliza a inclinação

Visto que a resistência ao corte da microestaca M_1 é bem maior que a da microestaca M_2 , ao par de cima pode ser exigido um maior valor de H_{req} comparativamente com o par de baixo. Assim, para as microestaca M_1 obteve-se um valor de 500 kN/m e para a microestaca M_2 um valor de 125 kN/m. Assim, $s_{m\acute{a}x}$ toma o valor de 0.24 para o par de cima e 0.36 para o par de baixo. Conclui-se, portanto, que para o par de cima, nem uma cortina contínua de microestacas tangentes conseguiria fornecer a força resistente necessária que lhe é exigida e que o par de baixo não é exequível devido ao pequeníssimo espaçamento longitudinal entre microestacas.

4.5.9 Avaliação do potencial de fluxo de solo entre as microestacas

Para um espaçamento entre microestacas de 0.36m, o valor de $H_{\acute{u}lt\ solo/estaca}$ toma o valor de 271.21 kN/m à profundidade de 4.14m. Este valor é maior que $H_{\acute{u}lt-par}/2$. Sendo assim, não é necessário alterar o valor de $s_{m\acute{a}x}$, tal como esperado.

5 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

É importante perceber quais os parâmetros que mais condicionam o comportamento das cortinas de microestacas para estabilização de taludes. À medida que se fez o dimensionamento da solução apresentado anteriormente, percebeu-se que há um elevado número de fatores que influenciam este comportamento.

É de conhecimento geral que a resistência ao corte não drenada e o peso volúmico têm grande influência na estabilidade das encostas. Com o auxílio do *software Slide*, calcularam-se fatores de segurança da estabilidade do talude falado anteriormente, fazendo variar o valor de γ e de c_u do estrato E_2 . Aos estratos E_3 , E_4 e E_5 atribuiu-se um valor de c_u igual a 80 kPa e um valor de γ igual a 23 kN/m³. A Figura 5.1 mostra os resultados obtidos. As superfícies de rotura apenas atravessam o estrato E_2 . O aumento do valor de c_u aumenta a segurança, sendo que o aumento de γ provoca o contrário.

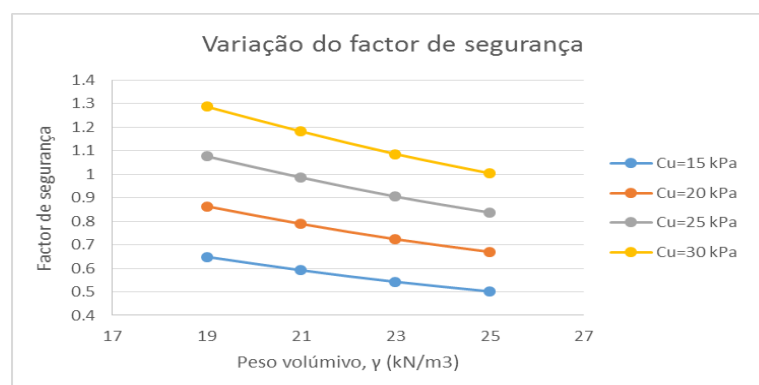


Figura 5.1 – Variação do fator de segurança com a resistência ao corte não drenada e o peso volúmico

Os valores da força lateral necessária por forma a garantir um fator de segurança igual a um, fazendo variar os parâmetros do solo, apresentam-se na Figura 5.2. Admite-se que os parâmetros do solo já estão afetados dos seus respetivos coeficientes parciais de segurança. Na Figura 5.2 não estão representados os valores para $c_u=30$ kPa e para $c_u=25$ kPa quando $\gamma=19$ kN/m³, pois para esses casos o fator de segurança é maior que um, não precisando o talude de ser estabilizado. Não está também representado o valor para $c_u=15$ kPa quando $\gamma=23$ kN/m³ pois uma só cortina de microestacas não era suficiente para estabilizar o talude.

Isto acontece porque não se consegue garantir a segurança do talude acima e abaixo do local onde a microestaca se localiza.

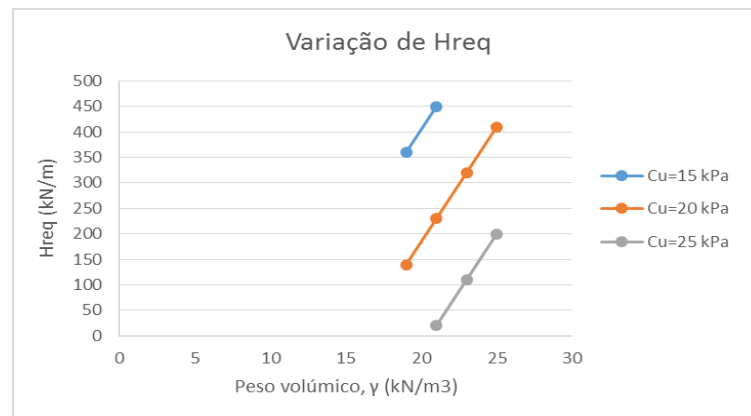


Figura 5.2 - Variação de H_{req} com a resistência ao corte não drenada e o peso volúmico

O aumento do valor de c_u diminui o valor de H_{req} , sendo que o aumento de γ provoca o aumento deste valor, tal como se esperava. Observando a Figura 5.1 e a Figura 5.2, percebe-se que as variações do fator de segurança e de H_{req} são praticamente lineares.

De seguida irá calcular-se a resistência ao corte de uma microestaca vertical com 15m de comprimento que intersecta dois estratos, através do *software FB Multi-Pier*. As curvas p-y utilizadas são as curvas para cargas estáticas de O'Neil para argilas, apresentadas na Figura 4.8 a). O primeiro estrato intersecta-a desde a superfície até uma profundidade de 7m, estrato este que tem um valor de c_u variável e um valor de γ igual a 19 kN/m³. O segundo estrato intersecta a microestaca ao longo do restante comprimento, e tem um valor de c_u igual a 80 kPa e um valor de γ igual a 19 kN/m³. Os valores da resistência ao corte da microestaca com esforço axial nulo para diferentes valores de c_u e diferentes secções da microestaca estão apresentados na Figura 5.3. Admitiu-se a posição da superfície de rotura aos 7 m de profundidade.

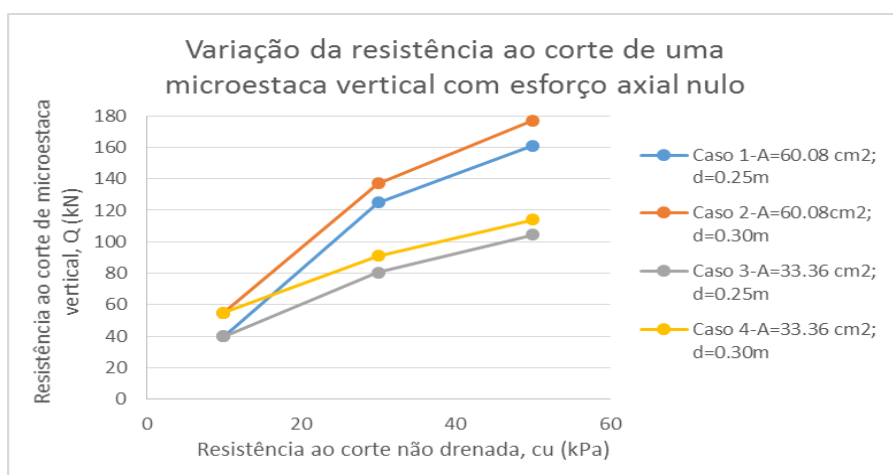


Figura 5.3 – Variação da resistência ao corte de uma microestaca com a variação de c_u

Como se pode ver, a resistência ao corte aumenta com o aumento de c_u , com o aumento do diâmetro da secção e com o aumento da área de aço, tal como esperado, exceto quando $c_u=10$ kPa. Isto acontece quando a resistência ao corte da estaca é condicionada pela capacidade resistente do solo e não pela capacidade resistente da secção.

Para os quatro casos de cálculo, para um valor de $c_u=10$ kPa, a resistência ao corte da estaca é condicionada pela capacidade resistente do solo, pois o valor de $M_{máx}$ quando se aplica Q não é igual ao valor de $M_{últ}$ das microestacas. Este facto tem como consequência o facto da resistência ao corte para o caso 1 e 3 e para o caso 2 e 4 serem iguais. Isto acontece porque a resistência ao corte não depende da área da secção transversal. No entanto, a resistência ao corte depende do diâmetro das microestacas, pois este tem influência no atrito lateral que condiciona a capacidade geotécnica da secção.

Os valores de $M_{máx}$ apresentam-se na Figura 5.4, sendo que os valores de $M_{últ}$ para $c_u=10$ kPa são da ordem dos valores de $M_{últ}$ para $c_u=30$ kPa e $c_u=50$ kPa.

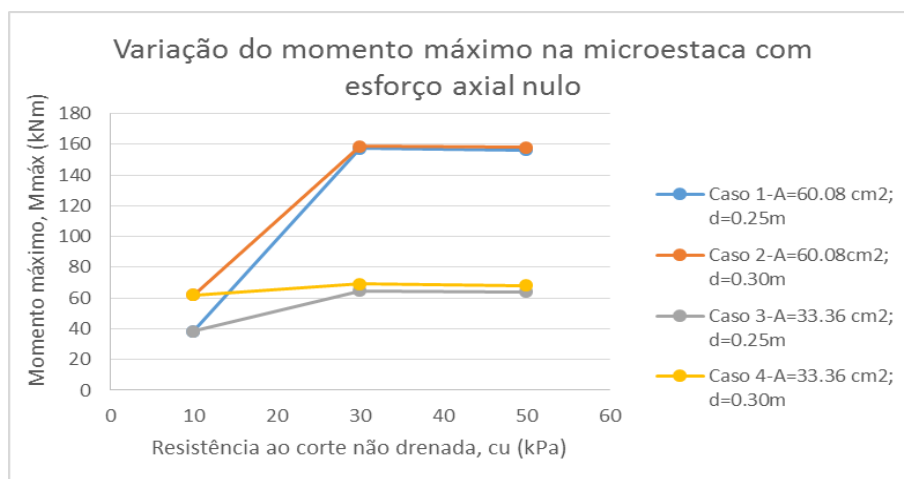


Figura 5.4 – Variação de $M_{máx}$ de uma microestacas com o valor de c_u

Para um esforço igual a $R_{t,k}$, os valores da resistência ao corte da microestaca estão apresentados na Figura 5.5.

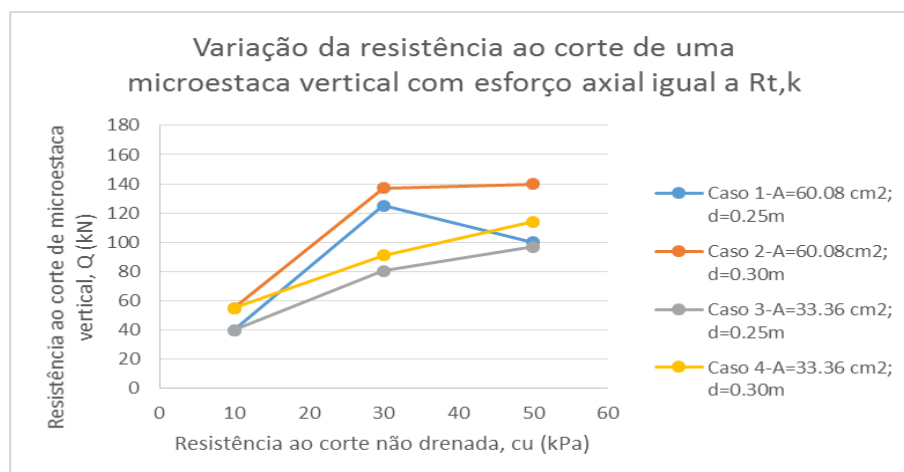


Figura 5.5 - Variação da resistência ao corte de uma microestaca com a variação de c_u

Os valores da resistência ao corte, relativamente a situação em que a microestaca não está sujeita a esforço axial, apenas se alteram quando $c_u=50$ kPa para os casos 1, 2 e 3, sofrendo quebras. Isto acontece porque o *software* deixou de convergir para um conjunto de forças que mantinha o valor do momento aplicado e de Q , mas que alterava o valor de esforço axial de zero para $R_{t,k}$. Nestes três casos, a resistência ao corte passa a ser condicionada pela capacidade resistente do solo e não pela da secção, pelo facto de $M_{máx} \neq M_{últ}$. Este facto é bem mais notório nos casos 1 e 2 do que no caso 3, pelo facto de a secção ser mais resistente nos primeiros casos. A resistência ao corte para o caso 1 torna-se mais pequena que para o caso 4 pelo facto de esta ser condicionada pela capacidade resistente do solo, favorecida pelo maior valor do diâmetro da microestacas, tal como já se verificava para $c_u=10$ kPa, para um esforço

axial nulo e igual a $R_{t,k}$. Em comparação com a Figura 5.4, na Figura 5.6 pode ver-se a enorme quebra que sofrem os valores de $M_{máx}$ para o caso 1 e para o caso 2.

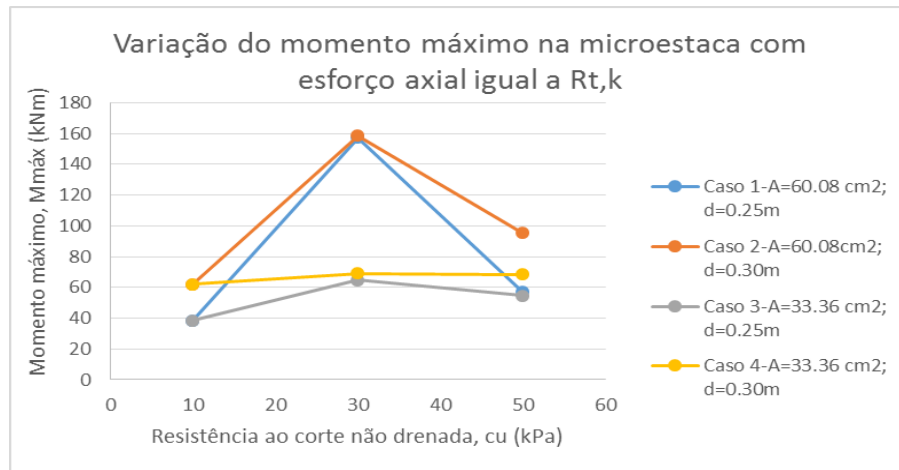


Figura 5.6 - Variação de $M_{máx}$ de uma microestacas com o valor de c_u

Como a viabilidade da solução tem a ver com a dimensão transversal do talude e com o espaçamento entre microestacas, facilmente se percebe que, os parâmetros que mais condicionam a aplicabilidade da solução são a resistência ao corte não drenada e o peso volúmico. A resistência ao corte não drenada afeta grandemente o valor de H_{req} e o valor de Q , dos quais depende o espaçamento entre microestacas.

Calculou-se o valor $H_{últ}$ para uma inclinação de 10° e de 30° da microestaca em relação à superfície de deslizamento. Os valores do ganho quando a microestacas está inclinada 30° está representada na Figura 5.7. É importante referir que ao inclinar a microestaca, a resistência lateral última terá que ser maior comparando com a situação em que a microestaca é vertical, pois a microestaca resiste por atrito lateral. Consequentemente, a Figura 5.7 mostra que existiu um erro no cálculo da resistência ao corte da microestaca para o caso 1 e para um valor de $c_u=50$ kPa. Apesar de se compreender que aquele resultado não está correto, não se conseguiu identificar a origem do erro.

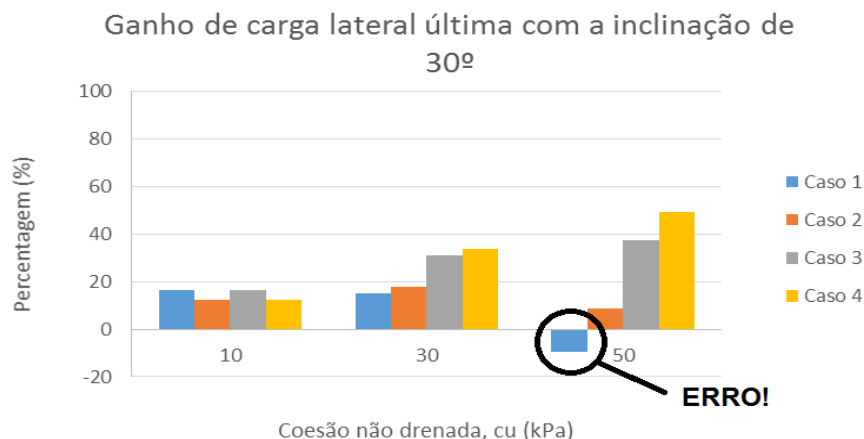


Figura 5.7 – Ganho de resistência lateral última da microestacas comparada com a microestaca vertical

Os valores do ganho são significativos, como se pode observar. Para o caso 4, e para um valor de $c_u=50$ kPa, o ganho atinge o valor de 49%.

Relativamente ao fluxo plástico, apresenta-se na Figura 5.8 a variação da resistência do solo ao fluxo plástico com a variação de c_u e com a variação do espaçamento longitudinal entre microestacas. Admitiu-se a posição da superfície de rotura aos 7 m de profundidade e um $\gamma=19$ kN/m³.

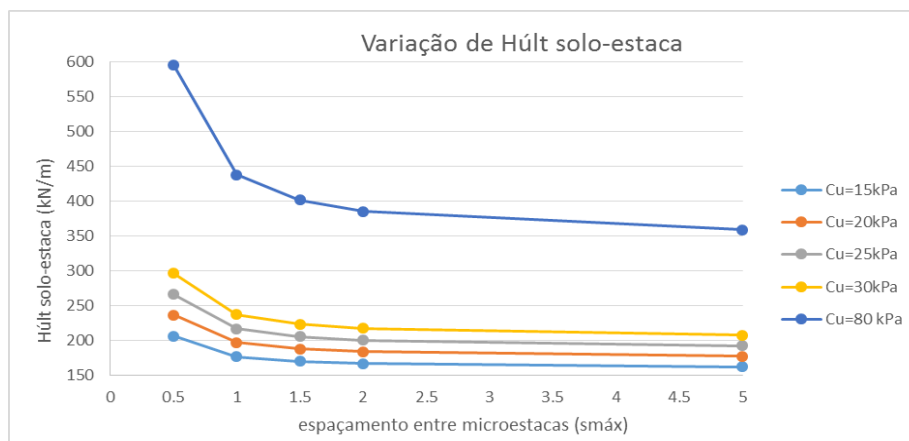


Figura 5.8 – Variação da resistência do solo contra o fluxo plástico

Como se pode ver pela figura acima, com a diminuição de c_u e o aumento do espaçamento entre microestacas, diminui a resistência do solo ao fluxo plástico, sendo que a queda é mais abrupta para espaçamentos mais pequenos. Apesar de sabermos que a possibilidade de ocorrência de fluxo plástico aumenta com o espaçamento, percebe-se que a queda da resistência a este fenómeno ocorre para espaçamentos mais pequenos.

6 CONCLUSÃO

No presente trabalho explicitou-se a técnica de estabilização de taludes com microestacas, permitindo assim estudar os métodos de dimensionamento da solução. As análises paramétricas permitiram perceber quais as condicionantes da solução, em termos de parâmetros caracterizadores do solo. Inicialmente, pretendia-se variar diversos parâmetros, quer do solo, quer da solução em si, por forma a agilizar a avaliação da sua exequibilidade. No entanto, isto não foi possível, pois o dimensionamento da solução depende grandemente de variadíssimos fatores, entre eles o próprio perfil transversal do talude. Então, o que foi feito nestas análises foi o cálculo da resistência ao corte de uma microestaca, fixando o seu comprimento e fixando o local de intersecção com superfície de deslizamento, pois a resistência ao corte é um fator de grande importância, tal como o próprio talude e o solo que o caracteriza.

É evidente que a própria secção transversal do talude, a posição das microestacas no terreno, assim como a sua inclinação em relação à superfície de rotura e o seu comprimento, afetam significativamente o fator de segurança da solução e o valor dos esforços aplicados nas mesmas. O dimensionamento desta solução deveria envolver uma série de cálculos iterativos na procura da solução mais eficiente possível, por forma a encontrar a disposição e as características das microestacas economicamente mais viáveis que garantam a segurança. No dimensionamento efetuado em cima não se fez essa procura de uma forma extensa, apesar de se ter percebido a vantagem de algumas escolhas que se fizeram. O objetivo principal era explicitar todo o dimensionamento, garantindo a segurança e percebendo algumas implicações existentes nas escolhas que se fazem ao longo de todo o processo de cálculo.

Se o talude for muito comprido, certamente que a solução vai exigir mais do que uma cortina de microestacas. Quando isto acontecer, a solução poderá não ser viável do ponto de vista económico.

A resistência ao corte não drenada e o peso volúmico afetam significativamente a segurança do talude, tal como a posição da superfície de rotura. Consequentemente, são também estes os parâmetros que influenciam o valor de H_{req} . No entanto, a resistência ao corte não drenada contribui de forma bastante notória para a viabilidade da solução.

O talude real tratado nesta dissertação era composto por uma camada de solo com um valor de c_u baixo, levando a que a resistência ao corte das microestacas fosse sempre condicionada

pela capacidade resistente do solo. Consequentemente, a solução não é exequível em nenhuma das combinações calculadas, devido ao espaçamento longitudinal das microestacas ter que ser demasiado pequeno nas três combinações. O facto de a solução ser constituída por duas cortinas para a combinação sísmica, irá aumentar o custo da solução, podendo ou não ser viável relativamente a outras soluções.

A solução não é viável para nenhuma das combinações, pois para que ela fosse viável, o valor da resistência ao corte não drenada deveria ser maior, de maneira a que a resistência da secção transversal é que condicionasse a resistência ao corte da microestaca. No entanto, se a resistência ao corte não drenada fosse maior, o talude em causa já seria instável, podendo não acontecer o mesmo com outros taludes. Então a solução seria viável em taludes em que a coesão não drenada fosse maior, e que, mesmo assim, eles permanecessem instáveis antes da aplicação da solução.

Ao longo do dimensionamento da solução percebeu-se que é necessário ter cuidado quando se usa o *FB Multi-Pier* para simular o deslizamento do talude, pois este programa é limitado na modelação das forças instabilizadoras. Apesar de nem o *Phase 2* nem o *FB Multi-Pier* modelarem completamente a realidade, eles podem complementar-se. A modelação recorrendo ao *Phase 2* é mais realista quando a resistência ao corte de microestacas não for condicionada pela capacidade geotécnica, ao invés de ser condicionada pela capacidade estrutural.

6.1 Trabalhos futuros

Muito estudo acerca das microestacas e das suas variadíssimas aplicações é necessário. Por essa razão, neste ponto serão apresentados tópicos para trabalhos futuros.

- Estudo semelhante ao anteriormente realizado, em taludes constituídos por areias e não argilas, como foi o caso, por forma a analisar quais os parâmetros de maior importância na viabilidade da solução.
- Aplicação da solução com microestacas de tipo I a estabilização de taludes, elaborando todos os passos de um caderno de encargos referentes à solução, com justificação de todas as escolhas.
- Aplicação da solução com microestacas de tipo I a suporte de escavações.
- Aprofundamento do estudo da solução com microestacas de tipo II.
- Aplicação da solução com microestacas de tipo II para redução de assentamentos, para conferir estabilidade estrutural e para reforço do solo.
- Estudo comparativo dos custos entre microestacas e outras técnicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Armour, T., “Design Methodology: Micropiles for slope stabilization and earth retention”. Donald B. Murphy Contractores, U.S.A. 1st International Workshop on Micropiles, Seattle, WA 1997

Brandner, A. (2010). “Successful slope stabilization under severe conditions”. Technische Akademie Esslingen. 10th ISM Workshop, Washington, DC, 2010

Bruce, D.A and Yeung, C. K. (1983) “A review of minipiling, with particular regard to Hong Kong applications”. Hong Kong Engineer.

Cadden, A.; Gómez, J; Bruce, D.; and Armour, T..”Micropiles: recent advances and future trends”, retirado de <http://www.geosystemsbruce.com/v20/biblio/195%20Micropiles%20-%20Recent%20Advances%20and%20Future%20Trends.pdf>

EN 14199 (2005). “Execution of special geotechnical works – Micropiles”. European Committee for standardization.

FHWA-NHI-05-03 (2005). “Micropile Design and Construction”. U.S. Department of Transportation.

FHWA@ (2002). <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/seismic/mae.htm>. U.S. Departement of Transportation, Washington. Acedido em Abril de 2013.

Gazioglu, S. M., and O’Neill, M. W. (1984) "Evaluation of P-Y Relationships in Cohesive Soils," from Analysis and Design of Pile Foundations, proceedings of a symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division, ASCE National Convention, San Francisco, CA, pp. 192-213.

Hayward Baker. “Micropile Retaining Walls”. 4th International Workshop on Micropiles, Venice, Italy, 2002

Karpe, V. M., Dias, N., Sarang, P. Y. (2011). “Micropiles – An Innovative Ground Improvement Tool”. International Journal of Earth Sciences and Engineering , 11 ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, pp 11-14.

LNEC (1993). “Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais”. Ministério das obras públicas, transportes e comunicações.

Loehr, J.E., Boeckmann, A., and Deeken, J.J. “Large-scale Physical Model Tests of Micropile Stabilized Slopes”. University of Missouri, Columbia, and Black and Veatch. 7th ISM Workshop, Schrobenuhausen, Germany, 2006

Loehr, J.E., Brown, D.A (2007). “Method for Prediction of Micropile Resistance for Slope Stabilization”. University of Missouri and Auburn University. International Workshop on Micropiles, Toronto, Ontario.

Lorenzi, V. (2009). “Avaliação do desempenho de estacas escavadas com o método de alargamento de fuste.” Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Meneses, P.J. (2007). “Grupos de Estacas sob Acções Horizontais- Análise com Recurso a Multiplicadores-p”. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

NAV-FAC Design Manual, 1982

Neves, M. (2010). “Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações-Metodologias, Dimensionamento e Verificações de Segurança”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

NP EN 1997-1 (2010), Eurocódigo 7. “Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais”. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-1 (2010), Eurocódigo 8. “Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-5 (2010), Eurocódigo 8. “Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos”. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 10210 (2008). “Perfis ocios estruturais acabados a quente de aços não ligados e de grão fino”. Instituto Português da Qualidade.

Pereira, J. (2012). “Reforço de fundações com microestacas. Ligação aço/calda/betão”. Dissertação de doutoramento na área científica de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Pinto, P. L. (2012). “ Fundações profundas”. Apontamentos, DEC, FCTUC.

Preece, D.(2010).” Slope Stabilisation for the Thirlmere Aqueduct at Nab Scar”. Bachy Soletanche, United Kingdom.

Rodrigues, P., Gonçalves, C. (2010). “Construção e reparação da rede viária concelhia, estrada Dona Maria, Alto da Serra – Rio Maior, Prospeção geológico-geotécnica.”. Relatório factual.

Sacadura, T. (2009). “Estabilização de um aterro de uma obra ferroviária com recurso a microestacas”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia civil na especialidade de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, C. (2006). “Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais”. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Xanthakos, P. P., Abramson, L. W. and Bruce, D. A. (1994). “Ground control and improvement”, pp.406-492

Preece, D.(2010).” Slope Stabilisation for the Thirlmere Aqueduct at Nab Scar”. Bachy Soletanche, United Kingdom.

Softwares:

Florida Bridge Software Institute (2013), FB-Multiplier v.4, University of Florida, E.U.A

Rocscience (2013), Phase 2 v.8, Vancouver, Canadá

Rocscience (2013), Slide v.6, Vancouver, Canadá