



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

# **Métodos de Análise de Estabilidade de Escavações Suportadas com Pregagens**

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

**Autor**

**João Filipe Dias Nunes**

**Orientadores**

**José Carlos Duarte Grazina (DEC - FCTUC)**

**Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa (DEC - FCTUC)**

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, Outubro de 2013**

## AGRADECIMENTOS

Embora uma dissertação seja essencialmente um trabalho individual, há contributos que não podem ser ignorados. Como tal, aqui expresso os meus sinceros agradecimentos:

Ao Professor Doutor José Grazina, meu principal orientador, pelos conhecimentos partilhados, pelo apoio e disponibilidade demonstrados, assim como pelas críticas, correções e sugestões que me propôs durante a orientação.

Ao Professor Doutor Jorge Almeida e Sousa, meu orientador, pela sua competência científica e análise crítica nesta dissertação.

À minha Família, em especial aos meus Pais, por tudo aquilo o que sempre fizeram por mim, pelas oportunidades que me facultaram para crescer, acima de tudo, como Ser Humano.

Aos meus amigos, por todos os bons momentos passado nesta vida académica e que ficam para sempre na memória e coração.

À empresa TERRASOL, agradeço a prontidão na disponibilização de uma versão de avaliação do programa TALREN 4 para utilização neste trabalho.

A todos aqueles que se cruzaram comigo no meu percurso académico, e que contribuíram de forma positiva para a minha formação a todos os níveis.

## RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo reunir e apresentar os principais métodos de análise de estabilidade de escavações suportadas com pregagens, assim como estudar o comportamento deste tipo de estrutura em diversas situações. A necessidade deste trabalho justifica-se com o crescente interesse nesta técnica, aliado à necessidade de compilar as metodologias de dimensionamento e compreender de forma mais clara o comportamento deste tipo de estruturas.

Assim sendo, realizou-se uma revisão bibliográfica contemplando duas fases: a primeira sobre o processo construtivo e constituintes do solo pregado, e a segunda onde se expõem os vários métodos de dimensionamento de modo a compreender melhor o seu funcionamento.

Efetuar-se análises da segurança com recurso a dois métodos de dimensionamento baseados em soluções de equilíbrio limite. Os métodos usados foram o Francês (Multicritério) e o FHWA, recorrendo, respetivamente, aos programas de cálculo computacional TALREN 4 e Snail Plus 2013. Realizaram-se estudos paramétricos nos programas supracitados que envolveram a variação do comprimento e do número de pregagens. A fim de analisar a influência destes parâmetros no comportamento deste tipo de obras geotécnicas, procedeu-se ainda à modelação no programa de elementos finitos PLAXIS, onde se estudaram os deslocamentos, as forças axiais máximas e ainda os fatores de segurança. Compararam-se ainda os resultados obtidos nos três programas utilizados.

## ABSTRACT

The purpose of this dissertation is to compile and present the main methods of stability analysis of excavations supported by soil nail walls, as well as to study the behavior of this type of structure in several situations. This work is justified by the increasing interest of this technique by the geotechnical community, as well as the need to compile the main design methods and to understand the behavior of soil nail walls.

A bibliographic review was made considering two phases: the first related with the construction process and constituents of the soil nail walls, and the second where are exposed the several design methods in order to achieve a better knowledge of this technique.

Analysis were performed for two of the design methods mentioned in this thesis, the French method (multicriteria) and the FHWA method, using the computer programs TALREN 4 and Snail Plus 2013, respectively. Parametric studies were performed in these programs, such as the variation of the length and the number of nails. The same cases were modeled in a finite element analysis software (PLAXIS), allowing a study of the wall's displacement, of the nail's forces and of the minimum safety factors. Finally, a comparison of the results obtained in the three software used was made.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	I
RESUMO .....	II
ABSTRACT .....	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VI
ÍNDICE DE QUADROS .....	IX
SIMBOLOGIA .....	X
ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS .....	XII
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento e Objetivos.....	1
1.2 Estrutura da Dissertação .....	1
2 COMPONENTES E METODOLOGIA CONSTRUTIVA .....	3
2.1 Introdução .....	3
2.2 Componentes do Solo Pregado .....	3
2.2.1 Pregos/Barras de Aço .....	4
2.2.2 Cabeça do Pregão .....	4
2.2.3 Calda de Injeção .....	4
2.2.4 Centralizadores .....	5
2.2.5 Revestimento .....	5
2.2.6 Drenagem.....	6
2.2.7 Elementos de Proteção Contra a Corrosão .....	6
2.3 Metodologia Construtiva .....	7
2.4 Vantagens e Desvantagem da técnica do Solo Pregado.....	9
2.4.1 Vantagens .....	9
2.4.2 Desvantagens .....	10
3 MECANISMO DE FUNCIONAMENTO DO SOLO PREGADO .....	11
3.1 Introdução .....	11
3.2 Interação Solo-Reforço .....	12
3.2.1 Distribuição de Tensões nas Pregagens.....	13
3.2.2 Resistência ao arranque das Pregagens (Q).....	16
3.2.3 Resistência ao Arranque Unitária ( $q_s$ ) .....	17
3.3 Modos de Rotura.....	21
3.3.1 Modos de Rotura Externos .....	21

---

3.3.2	Modos de Rotura internos .....	22
3.3.3	Modos de Rotura pela Face .....	23
4	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO .....	24
4.1	Introdução .....	24
4.2	Método Alemão - Stocker et al., (1979) .....	24
4.3	Método de Davis (ou método de Shen) .....	27
4.4	Método FHWA (Federal Highway Administration).....	30
4.5	Método Francês (Multicritério).....	31
4.5.1	Critérios de Rotura .....	31
4.5.2	Fatores de Segurança .....	35
4.5.3	Programa de cálculo TALREN 4.....	36
4.6	Método Cinemático.....	36
4.6.1	Pressupostos do Método .....	37
4.6.2	Critérios de Rotura e Dimensionamento .....	40
4.7	Pré-Dimensionamento de Muros Pregados.....	41
4.7.1	Ábacos do Projeto CLOUTERRE .....	42
4.7.2	Ábacos FHWA .....	43
5	ANÁLISES NUMÉRICAS COM DIFERENTES PROGRAMAS DE CÁLCULO .....	46
5.1	Introdução .....	46
5.2	Situações Analisadas.....	46
5.3	Comparação de diferentes modos de cálculo no programa TALREN.....	48
5.4	Análise Paramétrica Utilizando os Programas TALREN e Snail Plus .....	52
5.4.1	Análise para o Caso Base .....	52
5.4.2	Análise da variação da relação entre comprimento e altura (L/H) .....	55
5.4.3	Análise da Variação do Espaçamento Vertical entre as Pregagens.....	57
5.5	Análise dos casos estudados num programa de elementos finitos (PLAXIS).....	58
5.5.1	Características das modelações .....	58
5.5.2	Análise do efeito da variação do comprimento das pregagens.....	59
5.5.3	Análise da influência do espaçamento vertical das pregagens .....	62
5.6	Comparação entre resultados do PLAXIS com TALREN e Snail Plus 2013 .....	64
6	CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS .....	66
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	69

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Principais componentes do solo pregado (Porterfield et al., 1994). .....	3
Figura 2.2 – Centralizadores (Lazarte et al, 2003). .....	5
Figura 2.3 – Elementos do sistema de drenagem de um muro pregado (Lazarte et al, 2003)....	6
Figura 2.4 - Fases de construção de muros pregados (Lazarte et al, 2003).....	7
Figura 3.1 – Deslocamento máximo: (a) Terra armada, (b) Solo pregado (Silva, 2009). .....	11
Figura 3.2 - Mecanismo de transferência de carga num muro pregado (Silva, 2009).....	12
Figura 3.3 – Mecanismo de transferência de tensões numa pregagem: (a) esquema da pregagem; (b) tensão de corte mobilizada ao longo da interface solo-reforço; (c) força de tração (Lazarte et al., 2003).....	13
Figura 3.4 - Esquema da localização da força máxima nas pregagens (Lazarte et al., 2003 modificado a partir de Byrne et al., 1998). .....	14
Figura 3.5 – Potenciais superfícies de rotura e variação da força axial no prego. (Lazarte et al, 2003). .....	15
Figura 3.6 - Diagrama simplificado da distribuição do esforço axial na pregagem (Lazarte et al, 2003).16	
Figura 3.7 - Correlação entre $q_s$ e a pressão limite do pressiómetro de Ménard ( $P_L$ ) para solos arenosos, com injeção (S1) e por cravação (S3), e para solos argilosos (injeção) (Clouterre, 1991).....	18
Figura 3.8 – Correlação entre $q_s$ e $N_{(SPT)}$ (Ortigão, 1997). .....	19
Figura 3.9 - Correlação entre $q_s$ , $P_L$ e $N_{(SPT)}$ para areias (a) e argilas e siltes (b) (Bustamante e Doix, 1985). .....	19
Figura 3.10 – Principais modos de rotura de muros pregados (Adaptado de Lazarte et al. 2003). .....	21
Figura 4.1 – Superfície de Rotura considerada no método alemão (Stocker et al., 1979). .....	24
Figura 4.2 – Exemplo de ábacos de dimensionamento do método alemão (Gassler e Gudehus, 1981). .....	26
Figura 4.3 - Esquema do método de Davis (Silva (2009), adaptado de Clouterre (1991)): (a) caso em que a superfície de rotura atravessa a zona reforçada e o solo por trás desta; (b) caso em que a superfície de rotura apenas atravessa a zona reforçada. ....	27
Figura 4.4 – Curvas que definem o mesmo fator de segurança, definidas a partir do método dos elementos finitos, que estão na base da definição da superfície de rotura parabólica considerada no método de Davis (Juran e Elias, 1991). .....	27

---

Figura 4.5 – Equilíbrio limite de forças usado no método de Davis (Juran e Elias, 1991). ....	28
Figura 4.6 – Representação esquemática da interação solo-reforço (Clouterre, 1991).....	32
Figura 4.7 – União dos critérios de rotura do método multicritério (Silva, 2009) .....	34
Figura 4.8 – Determinação das forças atuantes nos reforços no método multicritério (Adaptado a partir de Clouterre (1991)). .....	35
Figura 4.9 – Mecanismo de rotura e pressupostos de cálculo do método cinemático (Juran e Elias, 1991).....	37
Figura 4.10 – Ábacos de dimensionamento do método cinemático para pregagens perfeitamente flexíveis, obtidos a partir do código computacional (Juran e Elias, 1991).....	39
Figura 4.11 – Confronto entre a previsão das forças de tração nas pregagens, obtidas pelo método cinemático e métodos empíricos, e as forças medidas num modelo à escala real (Juran e Elias, 1991). .....	39
Figura 4.12 – Exemplo de ábaco de pré-dimensionamento segundo Gigan (Clouterre, 1991).....	42
Figura 4.13 – Ábacos de pré-dimensionamento do método da FHWA (Lazarte et al., 2003). ..	44
Figura 4.14 – Correções a aplicar em função do diâmetro do furo (Lazarte et al., 2003).....	45
Figura 5.1 - Esquema do caso base, características do solo/pregagens e numeração dos elementos no caso base.....	47
Figura 5.2 – Esquema frontal da escavação em cada caso analisado, com localização das fases de escavação assim como do limite vertical da área de influência de cada pregagem (unidades em metros).....	48
Figura 5.3 – Superfícies de rotura críticas na fase de escavação 4 no TALREN: a) Modo 1 b) Modo 3.....	50
Figura 5.4 – Aplicação do método multicritério a duas situações distintas no TALREN.....	51
Figura 5.5 – Exemplos de superfícies de rotura críticas não realistas que o Snail Plus apresentava em várias etapas de execução. ....	52
Figura 5.6 - Fatores de segurança para cada fase de execução no TALREN e Snail Plus com fatores de segurança parciais e globais iguais a 1.....	53
Figura 5.7 - Fatores de segurança para cada fase de execução no TALREN e Snail Plus com fatores de segurança recomendados pelo projeto Clouterre e pela FHWA, respetivamente. ....	54
Figura 5.8 – Variação do fator de segurança em cada fase de execução para as relações L/H de 0,6, 0,7 e 0,8 no TALREN.....	56

---

---

Figura 5.9 - Variação do fator de segurança em cada fase de execução para as relações L/H de 0,6, 0,7 e 0,8 no Snail Plus. ....	56
Figura 5.10 – Malha utilizada no PLAXIS no caso base (MEF).....	58
Figura 5.11 – Gráficos representativos da evolução do deslocamento da face do paramento em cada fase de execução nos casos: base (L/H=0,7), L/H=0,8 e L/H=0,6. ....	60
Figura 5.12 – Malha deformada no fim da escavação final para o caso base obtida no PLAXIS (ampliação das deformações de 50 vezes). ....	61
Figura 5.13 – Diagramas de esforço axial das pregagens, na fase final da escavação, obtidos no PLAXIS para os casos base (L/H=0,7), L/H=0,8 e L/H=0,6.....	61
Figura 5.14 - Gráficos representativos da evolução do deslocamento da face do paramento em cada fase de execução nos casos: base, +1 Pregagem e -1 Pregagem (não há dados da fase E4). ....	63
Figura 5.15 - Diagramas de esforço axial nas pregagens, na fase final da escavação, obtidos no PLAXIS para os casos base e com mais uma pregagem. ....	63

---

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Profundidade de corte em função do tipo de solo (Adaptado de Gässler (1990) por Gonçalves (1992)).	8
Quadro 3.1 – Estimativa da resistência ao arranque unitária segundo Juran e Elias (1991).	20
Quadro 4.1 – Fatores de Segurança recomendados pelo método FHWA (Lazarte et al., 2003).	30
Quadro 4.2 – Coeficientes parciais de segurança a aplicar às ações segundo Clouterre.	36
Quadro 4.3 – Fatores de segurança parciais a aplicar aos materiais segundo Clouterre.	36
Quadro 4.4 – Valores utilizados nos ábacos de pré-dimensionamento (Lazarte et al., 2003).	43
Quadro 5.1 – Dados referentes à secção de cada pregagem utilizados nos casos estudados.	47
Quadro 5.2 - Modos de cálculo e respetiva definição no TALREN.	48
Quadro 5.3 – Fases de execução utilizadas e comparação de fatores de segurança obtidos para os Modos 1 e 3.	49
Quadro 5.4 – Forças nas pregagens ( $T_n$ e $T_c$ ) e comprimento de amarração ( $L_p$ ) para os Modos 1 e 3 na fase de escavação 4 usando o TALREN 4.	50
Quadro 5.5 - Forças nas pregagens ( $T_n$ e $T_c$ ) e comprimento de amarração ( $L_p$ ) obtidos no Modo 1 para a superfície de rotura crítica do Modo 3, na fase de escavação 4.	51
Quadro 5.6 – Força axial máxima obtida em cada pregagem no caso base com os fatores de segurança do projeto Clouterre e da FHWA.	55
Quadro 5.7 - Diferença entre força axial máxima obtida em cada pregagem no Snail Plus e no TALREN (a vermelho: TALREN apresenta valores maiores; a verde: Snail Plus apresenta valores maiores).	55
Quadro 5.8 – Fatores de segurança mínimos, em cada situação analisada, relativamente a fase de construção e fim da escavação.	57
Quadro 5.9 – Características dos materiais definidos no PLAXIS.	59
Quadro 5.10 – Fatores de segurança obtidos pela análise “Phi/c reduction” do PLAXIS.	62
Quadro 5.11 – Fatores de segurança obtidos nos três programas utilizados para todas as fases de execução nos casos base e $L/H=0,8$ .	64

## SIMBOLOGIA

### Alfabeto grego minúsculo

$\alpha$  – Coeficiente reológico

$\alpha$  – Inclinação do paramento com a vertical (no método alemão)

$\beta$  – Inclinação do topo da escavação com a horizontal

$\gamma$  – Peso Volúmico do Solo

$\delta$  – Vetor deslocamento (método multicritério)

$\mu$  – Força específica exigida no prego

$\phi'$  - Ângulo de atrito efetivo do solo

$\phi'_d$  - Ângulo de atrito de cálculo

$\phi_m$  – Ângulo de atrito mobilizado ao longo da superfície de rotura

$\sigma_n$  - Tensão normal efetiva que atua entre o reforço e o solo na rotura

$\tau_m$  – Tensão tangencial mobilizada ao longo da interface solo-reforço

$\tau_{ult}$  – Tensão tangencial última da interface solo-reforço

### Alfabeto latino maiúsculo

D – Diâmetro do furo

$D_a$  – Diâmetro equivalente (reforços cravados)

$D_c$  – Diâmetro da pregagem (injeção)

$D_{DH}$  – Diâmetro do furo

$E_M$  – Módulo pressiométrico

$E_s$  – Módulo de reação do solo

$F_{all}$  – Tensão máxima admissível na pregagem (método cinemático)

$F_c$  – Fator de segurança respeitante à coesão do solo

$F_\phi$  – Fator de segurança respeitante ao ângulo de atrito do solo

$F_L$  – Fator de segurança da tensão tangencial ao longo da superfície de rotura

$FS_p$  – Fator de segurança referente à rotura por arranque

H – Altura da escavação

$K_a$  – Coeficiente de Impulso Ativo

L – comprimento da pregagem

$L_a$  – Comprimento de aderência do reforço

$L_p$  – comprimento ativo da pregagem, também designado comprimento de amarração

M – Momento fletor atuante no reforço

$M_0$  – Momento de plastificação do solo

$M_{máx}$  – Momento máximo que o reforço suporta

---

$N_{SPT}$  – Índice de resistência à penetração  
 $P_L$  – Pressão limite do pressiómetro de Ménard  
 $P_{ult}$  – Resistência máxima do reforço ao arranque  
 $Q$  – Resistência ao arranque das pregagens por unidade de comprimento  
 $R_c$  – Resistência do reforço aos esforços de corte  
 $R_F$  – Resistência à rotura na face do muro  
 $R_n$  – Resistência do reforço aos esforços normais  
 $R_P$  – Resistência ao arranque do solo reforça  
 $R_T$  – Resistência do prego à tração  
 $SH$  – Distância normalizada entre a face do muro e o local de maior tração numa pregagem (método cinemático)  
 $S_h$  – Espaçamento horizontal entre pregagens  
 $S_v$  – Espaçamento Vertical entre pregagens  
 $T$  – Força de tração na pregagem  
 $T_c$  – Força de corte na pregagem (método multicritério)  
 $T_{c2,máx}$  – Força de corte máxima admissível segundo o critério 2 do método multicritério  
 $T_G$  – Resistência à tração (notação do método Alemão)  
 $T_L$  – Resistência ao arranque (notação do método Alemão)  
 $T_{max}$  – Força máxima de tração na pregagem  
 $TN$  – Força de tração máxima normalizada (método cinemático)  
 $T_n$  – Força normal/axial (método multicritério)  
 $T_R$  – Resistência mínima dos reforços à rotura (notação do método Alemão)  
 $TS$  – Força de corte normalizada (método cinemático)  
 $T_0$  – Força de tração na pregagem junto à face da escavação

### **Alfabeto latino minúsculo**

$c'$  – Coesão efetiva do solo  
 $c'_d$  – Coesão efetiva de cálculo  
 $c_m$  – Coesão mobilizada ao longo da superfície de rotura  
 $d$  – Densidade das pregagens  
 $f_l$  – Resistência ao arranque unitária (método cinemático)  
 $i$  – Inclinação das pregagens com a horizontal  
 $l_0$  – comprimento de transferência  
 $\min \eta$  – Fator de segurança mínimo  
 $p_u$  – Pressão lateral última do solo  
 $q_s$  – Resistência ao arranque unitária  
 $q_1, q_2$  – Sobrecargas aplicadas

---

## **ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS**

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia

ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

FHWA – Federal Highway Administration

FS – Fator de Segurança

IGU – Injeção Global Única

IRS – Injeção Repetitiva e Seletiva

MEF – Método dos Elementos Finitos

MEL – Métodos de Equilíbrio Limite

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

PVC – Policloreto de vinil

SPT – Standard Penetration Test

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento e Objetivos

A técnica do solo pregado tem ganho popularidade dentro das soluções para estabilização de taludes e escavações, principalmente pela sua eficácia e economia. Esta técnica é utilizada em solos granulares com alguma coesão, mas também é indicada para argilas duras e rochas brandas. Tem sido usada ao longo de 40 anos por toda a Europa e nos Estados Unidos nos últimos 20 anos. Ao longo deste período desenvolveram-se várias metodologias de dimensionamento associadas a esta técnica.

Esta dissertação tem como principais objetivos os seguintes: apresentar a técnica do solo pregado, os seus componentes e o seu mecanismo de funcionamento; reunir os métodos de dimensionamento mais relevantes usados para esta técnica, expondo as suas principais características e princípios; efetuar uma análise paramétrica e avaliar a segurança e o comportamento desta solução recorrendo a diferentes métodos de cálculo computacional.

## 1.2 Estrutura da Dissertação

A dissertação está estruturada em 6 capítulos, em que, para além do presente capítulo introdutório, se desenvolve um enquadramento técnico do método do solo pregado, uma descrição dos métodos de dimensionamento e se apresentam os estudos numéricos efetuados. Apresenta-se de seguida a descrição das matérias tratadas em cada capítulo.

O Capítulo 2, designado por “Componentes e Metodologia Construtiva”, tem como objetivo introduzir a técnica do solo pregado. Procede-se inicialmente a uma exposição das componentes mais comuns das pregagens e da função de cada uma delas. De seguida, apresenta-se a descrição do faseamento construtivo desta técnica, terminando o capítulo com uma análise das vantagens e desvantagens desta solução comparativamente a outras técnicas de suporte de escavações.

O capítulo seguinte tem como título “Mecanismo de Funcionamento do Solo Pregado”. É aqui que se expõem os princípios de funcionamento da técnica do solo pregado, salientando-se as formas mais comuns de determinar o parâmetro mais importante no funcionamento desta técnica: a resistência ao arranque unitária. Este capítulo termina com a referência aos modos de rotura mais frequentes no solo pregado.

A exposição dos “Métodos de Dimensionamento” apresenta-se no Capítulo 4. Abordam-se os métodos Alemão, Davis, FHWA, Francês e Cinemático, expondo as suas principais premissas

---

e características. O capítulo encerra com a apresentação de dois dos métodos de pré-dimensionamento mais comuns, um recomendado pela FHWA e outro recomendado pelo projeto Clouterre.

O Capítulo 5, “Análises Numéricas com Diferentes Programas de Cálculo”, contém as análises paramétricas realizadas em vários programas de cálculo computacional. Estas análises incluem um caso base e variações desse: dois casos em que se altera o comprimento das pregagens e dois onde se varia a quantidade de pregagens por perfil vertical. Apresentam-se inicialmente as comparações entre os programas de equilíbrio limite TALREN 4 e SnailPlus 2013, e os métodos que cada um deles aplica: o método Francês e o método FHWA, respetivamente. O capítulo prossegue com a exposição dos resultados obtidos, para as mesmas análises paramétricas, através do método dos elementos finitos recorrendo ao programa PLAXIS. Por fim, apresenta-se uma análise comparativa dos resultados obtidos nos três programas utilizados.

Esta dissertação termina com o Capítulo 6 “Conclusão e Trabalhos Futuros”, onde se sintetizam as conclusões sobre o trabalho realizado e se enunciam possíveis estudos a realizar nesta área da Geotecnia.

## 2 COMPONENTES E METODOLOGIA CONSTRUTIVA

### 2.1 Introdução

Na fase inicial deste capítulo, procede-se à descrição das várias componentes da técnica do solo pregado. Segue-se a descrição do faseamento construtivo e uma explicação de cada fase de construção. Por fim, conclui-se o capítulo com a apresentação das vantagens e desvantagens do uso desta técnica de suporte, comparativamente a outras soluções, quanto à construção, performance e custo.

### 2.2 Componentes do Solo Pregado

A Figura 2.1 apresenta o esquema de uma pregagem e os seus principais constituintes. De seguida apresenta-se uma descrição destas componentes e das suas principais características segundo Lazarte et al. (2003).

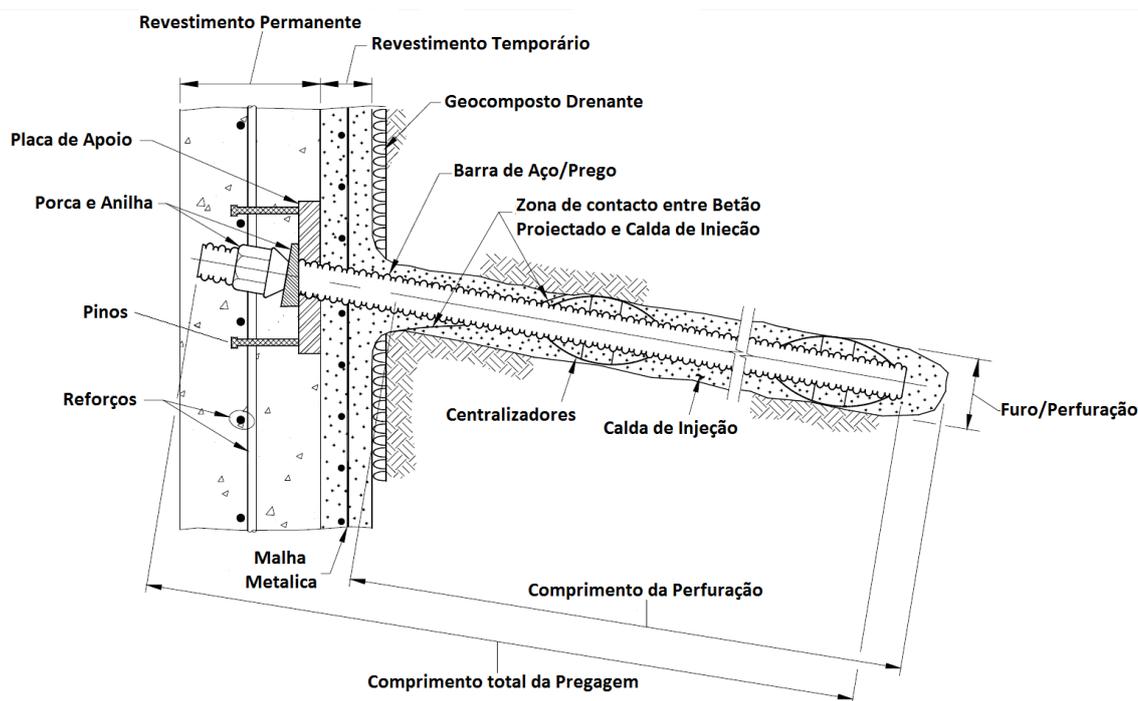


Figura 2.1 - Principais componentes do solo pregado (Porterfield et al., 1994).

### **2.2.1 Pregos/Barras de Aço**

Normalmente são utilizadas barras de aço maciças (também podem ser ocas) com resistência à tração de cerca de 500 MPa. Podem ser utilizados aços de maior resistência, mas é preferível utilizar aços de gama mais baixa pois são mais dúcteis, menos suscetíveis à corrosão e facilmente encontrados no mercado.

Os diâmetros mais comuns variam de 20 a 36 mm, não sendo recomendados diâmetros menores que 20 mm devido à dificuldade de colocar corretamente varões mais flexíveis nos furos, principalmente nas pregagens mais longas. O comprimento do prego pode alcançar até 18 metros.

### **2.2.2 Cabeça do Pregão**

A cabeça do prego é constituída pela placa de apoio, porca hexagonal, anilha e pinos. A placa de apoio é constituída por aço de classe 250 MPa sendo geralmente quadrada com 20 a 25 cm de lado e 2 cm de espessura. A função desta placa é distribuir a força no extremo do parafuso para a face temporária de betão projetado e o solo atrás desta. Esta placa possui um furo central no qual entrará o prego, sendo de seguida colocada a anilha e uma porca hexagonal de modo a fixar o conjunto. A anilha e porca são do mesmo tipo de aço do prego (normalmente 500 MPa) e são apertados com uma chave inglesa.

Os pinos têm como função ligar o prego à face permanente do muro e são dispostos na proximidade dos quatro cantos da placa de apoio. Em muros temporários não é necessária a existência destes pinos.

### **2.2.3 Calda de Injeção**

A calda de injeção em pregagens é normalmente composta apenas por cimento e água, com um rácio água/cimento a variar entre 0,4 a 0,5. As características da calda têm uma forte influência na força de ligação existente na interface calda-solo e, como tal, na resistência ao arranque. Tipicamente é requerida uma resistência à compressão não confinada mínima de 21 MPa aos 28 dias. A espessura mínima da calda entre a barra e o solo é de 25 mm.

Em zonas onde possam ocorrer altas temperaturas ou em projetos em que a calda tem que ser bombeada por longas distâncias, podem ser utilizados aditivos plastificantes de forma a melhorar a trabalhabilidade da calda.

A injeção deve ser realizada pouco tempo depois de a pregagem ser colocada no furo, de modo a reduzir a possibilidade de haver queda de material para o seu interior. Quando se utilizam pregos maciços, a calda é injetada através de um tubo de plástico resistente, até que o furo esteja completamente preenchido. Este processo deve ser executado lentamente e de forma contínua, de modo a que o espaço entre o prego e o furo seja todo preenchido sem lacunas. A parte do furo mais próxima da face do muro pode não ser totalmente preenchida pela calda. Esta zona é mais vulnerável à corrosão e a sua proteção é de extrema importância, pelo que será necessário proceder ao seu enchimento com betão projetado.

#### 2.2.4 Centralizadores

Os centralizadores (Figura 2.2) são dispositivos em PVC ou outro material sintético que são colocados ao longo do comprimento da barra de modo a garantir uma espessura mínima de calda em torno do prego. São instalados em intervalos regulares não superiores a 2,5m e afastados de 0,5m das extremidades do prego.



Figura 2.2 – Centralizadores (Lazarte et al, 2003).

#### 2.2.5 Revestimento

O revestimento pode ser aplicado em duas fases. Na primeira fase, durante a construção, o revestimento é tipicamente constituído por betão projetado que é tipicamente reforçado com uma malha metálica. A sua função é suportar o solo, conectar as pregagens e proteger a face da erosão. A segunda fase consiste na aplicação de revestimento permanente após a conclusão da escavação. Este tem como função fortificar a ligação entre pregagens, reforçar a proteção face à corrosão e pode ter ainda uma função estética. O revestimento permanente pode ser executado utilizando betão armado ou outra camada de betão projetado. Podem ainda ser utilizados painéis pré-fabricados quando existem requisitos estéticos ou quando esses painéis permitem reduzir os custos.

### 2.2.6 Drenagem

O sistema de drenagem de um muro utilizando a técnica do solo pregado pode conter os elementos apresentados na Figura 2.3. Os elementos drenantes têm como função evitar que se desenvolvam pressões hidráulicas por detrás da face devido à presença de água. Os drenos mais utilizados são faixas verticais de geocompostos drenantes (geodrenos) que são colocados entre o revestimento temporário e a face da escavação. Estes drenos costumam ter um espaçamento igual ao das pregagens e situam-se entre estas. Na base do muro colocam-se tubos que permitem a saída da água recolhida pelos drenos, sendo seguidamente canalizada por um coletor na base do muro. Podem ainda ser utilizados tubos drenantes (Drenos na Figura 2.3) caso seja necessário controlar a presença de águas subterrâneas. Estes podem ter diâmetros de aproximadamente 50mm, são inclinados até 10 graus com a horizontal e têm um comprimento superior ao das pregagens. No topo do muro é comum existir uma vala impermeável de modo a reduzir a infiltração na zona atrás do muro.

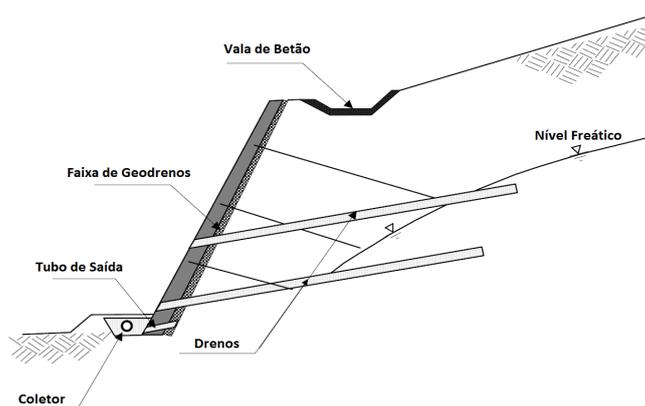


Figura 2.3 – Elementos do sistema de drenagem de um muro pregado (Lazarte et al, 2003).

O entupimento dos elementos drenantes reduz o fator de segurança da estabilidade global e pode afetar ainda a interação solo-pregagem. Posto isto, é imperativo garantir, aquando do dimensionamento, que o risco dos drenos sofrerem entupimento seja reduzido a médio/longo prazo.

### 2.2.7 Elementos de Proteção Contra a Corrosão

Caso o meio envolvente seja agressivo e a proteção à corrosão fornecida pela calda de injeção não seja suficiente, podem-se utilizar outros dispositivos de proteção, de modo a garantir uma maior proteção física e química das barras. Podem ser utilizadas bainhas feitas de material

sintético como o polietileno de alta densidade (PEAD) ou o policloreto de vinil (PVC) que envolvem o prego para melhorar a proteção à corrosão. Alguns fabricantes têm a opção de aplicar nos pregos uma resina epoxy ainda em fábrica. Esta resina melhora a proteção física e também química do prego, pois é um material dielétrico. Outro método de melhorar a proteção do prego é a galvanização, que consiste em aplicar uma camada de zinco sobre o aço do prego. Estas soluções podem ser combinadas entre si quando o meio for muito agressivo e o objetivo seja maximizar a proteção.

### 2.3 Metodologia Construtiva

A típica execução de uma escavação em que se recorre a solo pregado engloba, essencialmente, quatro fases (Figura 2.4) para cada nível de pregagem: Escavação da camada, Perfuração do solo, Introdução do elemento resistente e aplicação do revestimento.

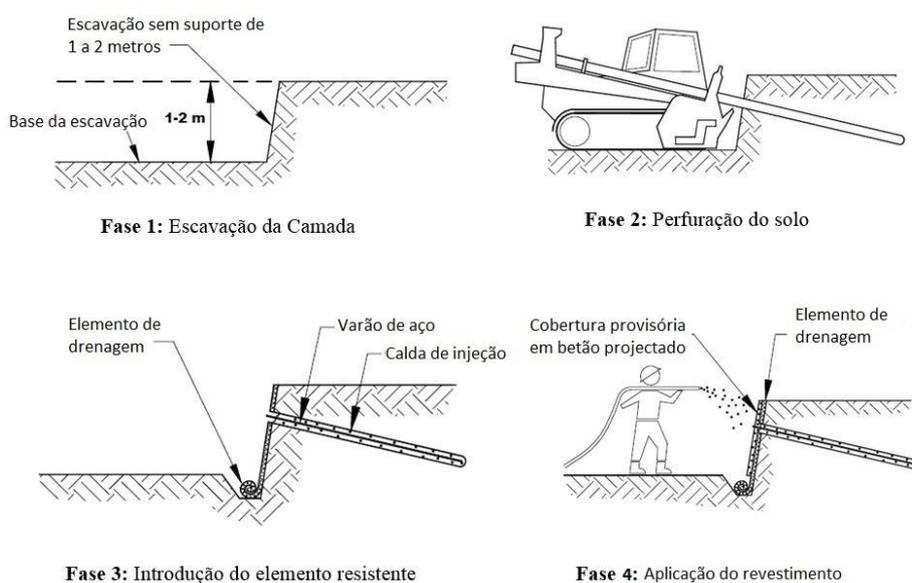


Figura 2.4 - Fases de construção de muros pregados (Lazarte et al, 2003)

**Fase 1 – Escavação:** A profundidade de escavação de cada camada depende da capacidade do solo para se manter estável sem suporte, por um curto período de tempo, usualmente entre 24 a 48 horas. Esta capacidade depende do tipo de solo presente no local, variando a altura de escavação entre 1 e 2 metros, aproximadamente. Gässler em 1990 propôs uma gama de valores para a profundidade da escavação em função do tipo de solo (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 - Profundidade de corte em função do tipo de solo (Adaptado de Gässler (1990) por Gonçalves (1992)).

Tipo de solo	Profundidade do corte
Cascalho (areia)	De 0,5m (com coesão capilar) até 1,5m (cimentado)
Areia	De 1,2m (medianam/ densa c/ coesão capilar) OU 1,5m (densa c/ coesão capilar) até 2m (cimentada)
Silte	De 1,2m até 2m (dependendo da estabilidade estrutural do esqueleto do solo e do conteúdo em água)
Argila	De 1,5m (normalmente consolidada) até 2,5m (sobreconsolidada)

Neste tipo de obras deve ter-se em atenção que a largura da escavação deve ser suficiente para permitir o acesso do equipamento de instalação.

**Fase 2 - Perfuração:** Os furos são abertos com equipamento adequado e possuem diâmetro, comprimento e inclinação de acordo com o definido em projeto.

**Fase 3 - Introdução do elemento resistente:** A introdução dos elementos resistentes pode ser realizada por cravação ou injeção. No caso da cravação é introduzido o perfil metálico diretamente no terreno sem haver lugar a perfuração prévia.

Na introdução do elemento resistente por injeção, abre-se um furo onde serão colocadas as barras de aço com os centralizadores. Estes garantem que a barra se mantenha no centro do furo. O correto posicionamento dentro do furo é fundamental para garantir que o elemento irá estar rodeado por calda de injeção, que lhe servirá de proteção contra a corrosão. De seguida procede-se ao enchimento do furo com calda de injeção por gravidade ou a baixas pressões.

Previamente à colocação do revestimento, são ainda aplicadas faixas de um geocomposto drenante na sua face interior.

**Fase 4 – Aplicação do revestimento:** O revestimento que normalmente é utilizado é betão projetado reforçado, numa camada de cerca de 10cm de espessura. Pode ser usada uma malha metálica como reforço do betão projetado, e ainda uma placa metálica na cabeça do prego. Antes de prosseguir para o nível de escavação seguinte, deve deixar-se o betão projetado curar por um mínimo de 72 horas ou até atingir, pelo menos, a resistência à compressão específica de 10,5MPa.

Estas quatro fases podem sofrer algumas alterações quando a situação o exigir. Por exemplo, se existirem preocupações quanto à estabilidade da face da camada escavada pode optar-se por aplicar imediatamente o betão projetado, sendo o elemento resistente introduzido posteriormente. Este processo repete-se para cada nível de pregagens até à profundidade pretendida e de seguida, caso a escavação seja de carácter permanente, procede-se à colocação do revestimento final permanente, que pode apresentar várias soluções tais como betão projetado ou painéis pré-fabricados.

## **2.4 Vantagens e Desvantagem da técnica do Solo Pregado**

### **2.4.1 Vantagens**

Segundo Lazarte et al. (2003), a técnica do solo pregado tem muitas vantagens quando comparada a outras técnicas de suporte em escavações. De seguida apresentam-se as principais vantagens quanto à construção, performance e custo:

#### ***Construção:***

- Menos prejudicial ao tráfego e menor impacto ambiental;
- O fundo da escavação tem menos congestionamento, principalmente quando comparado com escavações escoradas;
- Não há necessidade de incorporar qualquer elemento estrutural abaixo do fundo da escavação;
- A sua execução é relativamente rápida e consome, usualmente, menos materiais que o uso de ancoragens;
- Fácil ajuste da inclinação e localização da pregagem quando existem obstruções (por exemplo canalizações ou estruturas subterrâneas);
- Como se utiliza maior número de pregos do que nas ancoragens, é mais fácil ajustar a sua disposição sem comprometer o nível de segurança exigido;
- São necessários equipamentos de menor porte e, como tal, apresenta grande vantagem em obras com acesso limitado.

#### ***Performance:***

- Os muros de solo pregado são relativamente flexíveis e conseguem acomodar deslocamentos diferenciais relativamente grandes;
- Os deslocamentos totais medidos estão normalmente dentro dos limites aceitáveis;

- Os muros de solo pregado revelaram um bom comportamento quando submetidos a cargas sísmicas, devido à sua flexibilidade global.

***Custo:***

- Quando são utilizados os processos de construção convencionais, os muros pregados são mais económicos que os muros de gravidade convencionais (betão);
- São da mesma gama de custo ou mais económicos que as ancoragens;
- O revestimento com recurso ao betão projetado é, tipicamente, mais económico que os outros revestimentos estruturais utilizados em outro tipo de muros.

**2.4.2 Desvantagens**

Apresentam-se de seguida algumas das potenciais desvantagens do uso de solo pregado:

- O solo pregado pode não ser adequado em situações onde se pretende um controlo muito rígido da deformação, pois esta técnica necessita de alguma deformação para mobilizar a resistência;
- A existência de objetos no subsolo pode colocar restrições na localização, inclinação e comprimento das pregagens nas camadas superiores;
- Este tipo de suporte não é muito indicado para locais onde haja possibilidade de grandes quantidades de água se infiltrarem na escavação, pois necessita que o solo tenha capacidade para se manter estável sem suporte durante algum tempo;
- Necessita de mão-de-obra especializada na sua construção.

### 3 MECANISMO DE FUNCIONAMENTO DO SOLO PREGADO

#### 3.1 Introdução

Durante as sucessivas etapas de escavação, o solo que constitui o muro pregado sofre simultaneamente deslocamentos laterais e assentamentos. Como resultado, no fim da escavação observa-se uma inclinação da face, com deslocamento máximo no topo do muro. Contrariamente, nos muros de terra armada, os deslocamentos máximos verificam-se no pé do muro, pois o seu processo construtivo aumenta sucessivamente a compressão das camadas inferiores (Clouterre, 1991). A Figura 3.1 exemplifica as diferenças nas deformadas entre os muros de terra armada e o solo pregado.

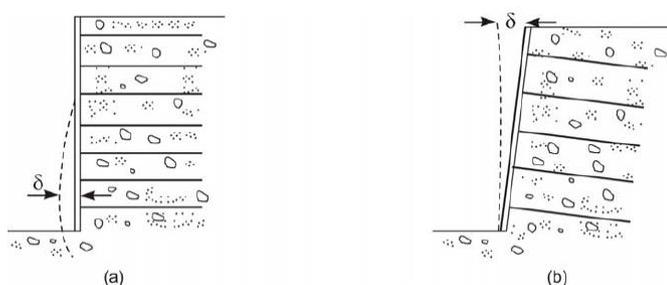


Figura 3.1 – Deslocamento máximo: (a) Terra armada, (b) Solo pregado (Silva, 2009).

O alívio de tensões horizontais nas sucessivas etapas de escavação origina deslocamentos no solo que, por sua vez, provocam a interação do solo com o reforço e são responsáveis por submeter os reforços a tensões. Este processo de interação solo-reforço envolve essencialmente dois mecanismos. O primeiro e mais importante, refere-se à mobilização da resistência ao corte desenvolvida na interface solo-reforço, tipicamente descrita como resistência ao arranque por unidade de comprimento,  $Q$ , que vai induzir esforços de tração nos elementos de reforço. O segundo mecanismo advém da pressão que o solo exerce no reforço e que provoca momento fletor e corte na zona próxima da potencial superfície de rotura desenvolvida no interior do maciço suportado. Estes mecanismos apresentam-se no esquema da Figura 3.2.

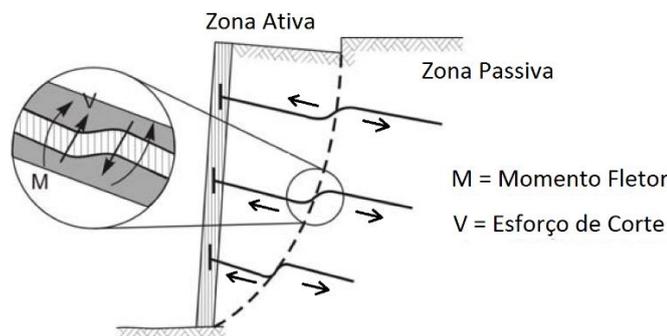


Figura 3.2 - Mecanismo de transferência de carga num muro pregado (Silva, 2009).

Este segundo mecanismo resulta da mobilização de parcelas significativas do impulso passivo, e esta mobilização só ocorre para deslocamentos relativamente importantes. Como tal, os esforços transversos e de flexão, só são importantes quando a análise se aproxima do estado limite de equilíbrio (com fator de segurança baixo) e, portanto, não é habitualmente considerada para condições de serviço. Pelo contrário, a resistência ao arranque contribui de forma importante para a estabilidade dos maciços reforçados logo na fase inicial da aplicação de solicitações exteriores (Gonçalves, 1992).

Na continuação deste Capítulo descrevem-se, inicialmente, a interação solo-reforço e a distribuição das tensões no prego, evidenciando o mecanismo de transferência de tensões e a sua localização nas pregagens. De seguida, aborda-se a resistência ao arranque das pregagens por unidade de comprimento ( $Q$ ), dando ênfase à resistência ao arranque unitária,  $q_s$ , e às correlações que a permitem estimar. Na parte final deste Capítulo, apresentam-se os principais modos de rotura que uma escavação suportada com solo pregado pode sofrer, subdividindo-os em modos de rotura externos, internos e pela face.

### 3.2 Interação Solo-Reforço

A formação de uma potencial superfície de rotura distingue duas zonas no interior do maciço: uma zona ativa, formada por uma cunha de solo que tende a deslocar-se em relação ao restante maciço e uma zona passiva, onde se concretiza a amarração das pregagens (Figura 3.2.). Os deslocamentos causados pela descompressão lateral provocam principalmente esforços de tração nas pregagens, mas também momento fletor e esforço transversal, tal como apresentado na Figura 3.2. Esta figura apresenta ainda o sentido das forças atrativas desenvolvidas em cada pregagem.

### 3.2.1 Distribuição de Tensões nas Pregagens

Na apresentação dos princípios de interação que se segue, recorre-se às premissas utilizadas na metodologia de dimensionamento utilizada pela FHWA (Federal Highway Administration).

A força de tração na pregagem,  $T$ , varia ao longo do comprimento da pregagem da forma exemplificada na Figura 3.3 (c). Esta assume o valor zero na zona mais distante da face, crescendo até um máximo,  $T_{\max}$ , próximo da superfície de rotura e decrescendo até um valor  $T_0$  na face. Tal como se apresenta na Figura 3.3(b), a força de corte mobilizada ao longo da interface solo-reforço não é uniforme, e passa de positiva para negativa na zona de interseção com a superfície de rotura.

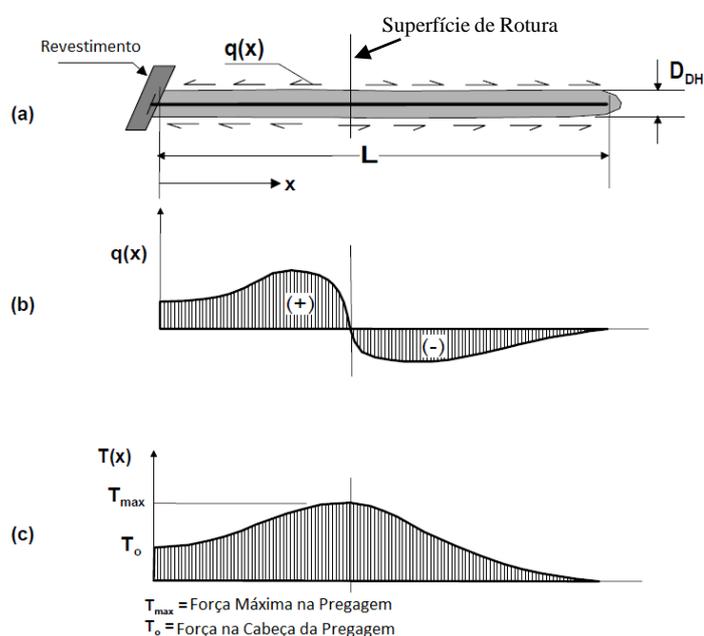


Figura 3.3 – Mecanismo de transferência de tensões numa pregagem: (a) esquema da pregagem; (b) tensão de corte mobilizada ao longo da interface solo-reforço; (c) força de tração (Lazarte et al., 2003).

A força de tração numa pregagem é função da localização da sua interseção com a superfície de rotura crítica. Devido às complexidades da transferência de carga em cada prego, a localização da força máxima de tração é próxima mas, na generalidade, não coincidente com a localização da superfície de rotura crítica obtida pela análise de estabilidade global (Lazarte et al., 2003). Através das medições dos esforços em muros pregados, conduzidas por Plumelle et al. (1990) e Byrne et al. (1998), estes autores concluíram que o valor máximo de tração nas

pregagens, na parte superior do muro, ocorre para uma distância da face de aproximadamente  $0.3H$  a  $0.4H$ , sendo  $H$  a altura da escavação (Figura 3.4). Por sua vez, na parte inferior do muro, o pico da tração ocorre aproximadamente entre  $0.15H$  a  $0.2H$ .

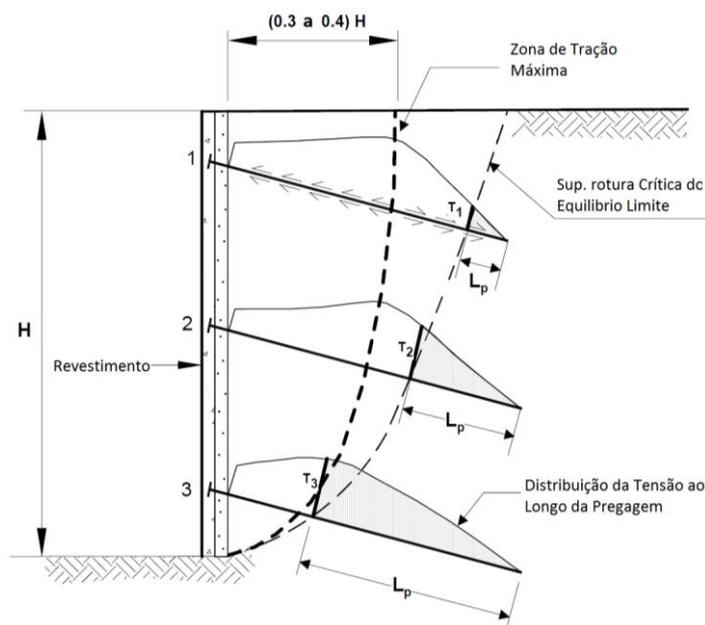


Figura 3.4 - Esquema da localização da força máxima nas pregagens (Lazarte et al., 2003 modificado a partir de Byrne et al., 1998).

A Figura 3.4 exemplifica ainda o modo como varia o contributo de cada pregação, para a estabilidade, ao longo de um perfil vertical. No geral a contribuição de cada prego depende da localização da interseção deste com a superfície potencial de rotura. A localização desta interseção é definida na figura pelo comprimento ativo (também designado comprimento de amarração),  $L_p$ . De seguida, analisam-se a variação da superfície de rotura crítica à medida que se evolui no processo construtivo e as consequências dessa variação na contribuição das pregagens para a estabilidade.

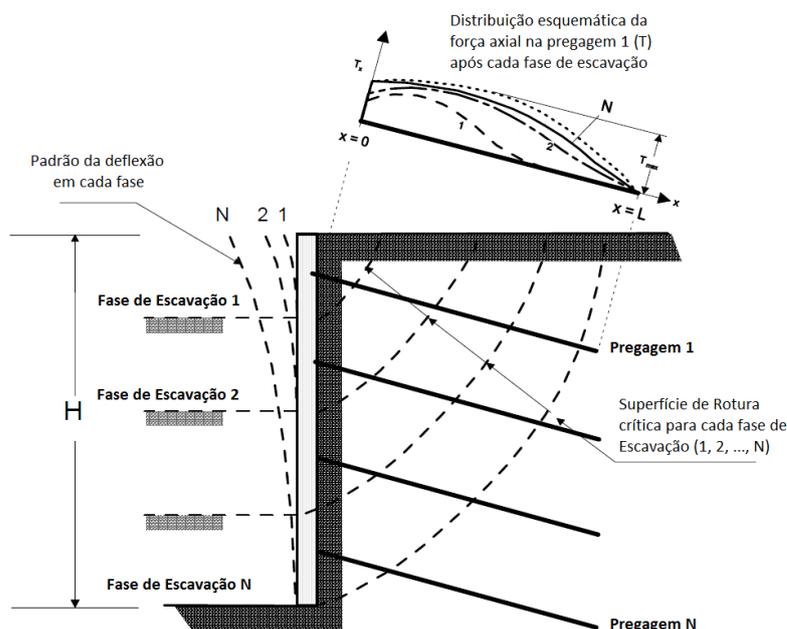


Figura 3.5 – Potenciais superfícies de ruptura e variação da força axial no prego. (Lazarte et al, 2003).

Na Figura 3.5 apresenta-se um esquema que traduz a variação da superfície de ruptura crítica em cada fase de escavação, assim como a variação da força axial na pregagem. Como se pode observar, a superfície de ruptura crítica tende a passar pela base da escavação após cada fase, englobando cada vez uma maior quantidade de solo. A solicitação em cada pregagem varia com o nível de escavação que se está a analisar. Por exemplo, a primeira pregagem tem grande contribuição para a estabilidade nos primeiros níveis de escavação (grande  $L_p$ ). Por outro lado, nos últimos níveis esta pode já ter uma fraca influência, caso a parcela do seu comprimento de amarração seja mínima ( $L_p$  pequeno). Com o avançar da escavação, a força nas pregagens intermédias e mais profundas tende a aumentar, porém a tensão nos pregos superiores pode diminuir devido à redistribuição da carga (Lazarte et al, 2003).

A análise de um muro pregado deve considerar duas fases para cada nível de pregagem, uma durante a construção e outra após a construção, de modo a estabelecer qual delas é mais crítica. A situação mais crítica pode ocorrer após a construção total do muro, devido à ação das futuras sobrecargas, ou pode ocorrer ainda durante a sua construção, quando a base da escavação ainda está temporariamente sem suporte, enquanto as pregagens não estão instaladas.

Segundo Lazarte et al. (2003), no dimensionamento pode-se utilizar o diagrama de esforço axial simplificado apresentado na Figura 3.6, onde  $T_{\max}$  é a máxima força de tração admissível, limitada pela resistência à rotura na face do muro ( $R_F$ ), pela resistência do prego à tração ( $R_T$ ), e pela resistência ao arranque do solo-reforço ( $R_P$ ). Para obter um dimensionamento económico estas três componentes devem ter valores relativamente semelhantes, de modo a evitar o sobredimensionamento de qualquer uma delas.

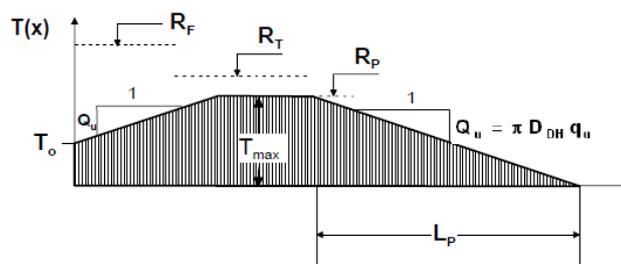


Figura 3.6 - Diagrama simplificado da distribuição do esforço axial na pregagem (Lazarte et al, 2003).

Com base nas medições efetuadas por Byrne et al. (1998), os autores definem ainda que, em termos práticos, o valor máximo da força de tração nos dois terços superiores do muro é dado por:

$$T_{\max} = 0.75 \times K_a \times \gamma \times H \times S_h \times S_v \quad [1]$$

em que  $S_h$  e  $S_v$  são, respetivamente, os espaçamentos horizontal e vertical das pregagens.

No terço inferior do muro o valor da força máxima de tração desce para cerca de metade. Saliente-se que estes valores são para tensões de serviço e não para condições de rotura.

### 3.2.2 Resistência ao arranque das Pregagens (Q)

Gonçalves (1992) conclui que não se deve considerar o efeito da mobilização do impulso passivo no reforço, pois este necessita de grandes deslocamentos, o que só acontece quando se está perante fatores de segurança muito baixos. Assim sendo, o mecanismo que provoca momento fletor e corte deve ser ignorado. Por consequência, dos dois mecanismos que resultam da interação solo-reforço atrás enunciados, apenas aquele que se refere à mobilização da resistência ao corte na interface tem importância. Como este se traduz pela resistência ao arranque das pregagens, esta é de extrema importância para o funcionamento dos muros pregados.

A resistência ao arranque das pregagens pode ser estimada através de modelos teóricos e empíricos. Estes são bastante úteis numa fase preliminar do projeto, permitindo ter uma aproximação dos valores reais. No entanto, de modo a garantir projetos mais económicos e viáveis, é aconselhável a realização de ensaios de arranque, tendo em vista a confirmação deste parâmetro in-situ. A resistência ao arranque das pregagens por unidade de comprimento,  $Q$ , pode ser expressa pela expressão seguinte (Lazarte et al., 2003):

$$Q = \pi \times q_s \times D \quad [2]$$

onde  $q_s$  é a resistência ao arranque unitária, referente ao atrito superficial por unidade de área desenvolvido na interface solo-reforço, e  $D$  é o diâmetro médio ou efetivo do furo.

### 3.2.3 Resistência ao Arranque Unitária ( $q_s$ )

A resistência ao arranque unitária é a resistência ao corte mobilizada ao longo da interface solo-reforço. Segundo Lazarte et al. (2003), pela experiência prática, sabe-se que os seguintes fatores influenciam a resistência ao arranque:

- Características do solo em torno da pregagem;
- Métodos utilizados na instalação da pregagem, incluindo:
  - Método de perfuração;
  - Natureza da calda de injeção;
  - Método de injeção;
- Extensão da área em contacto com a calda de injeção.

A resistência ao arranque unitária pode ser melhorada significativamente utilizando calda injetada sob pressão (Shields et al., 1978; Weatherby, 1982). Por exemplo, Juran e Elias (1991) verificaram que para pressões até 350 kPa, a resistência aumentou para cerca do dobro em relação à aplicação da calda por gravidade. O parâmetro  $q_s$  pode ser obtido através de ensaios de arranque in-situ ou por correlações empíricas com base em resultados obtidos em obras de solo pregado anteriores. De seguida apresentam-se as correlações mais utilizadas para a estimativa deste parâmetro.

O valor de  $q_s$  pode ser estimado no terreno durante a prospeção geológica recorrendo aos resultados do pressiómetro com pré-furação (PMT – Pressiómeter Ménard Test), com base no valor da pressão limite do pressiómetro de Ménard,  $P_L$ , utilizando a seguinte correlação:

$$q_s \text{ (kPa)} = 14P_L \text{ (MPa)} [6 - P_L \text{ (MPa)}] \quad [3]$$

Vários autores desenvolveram métodos de previsão de  $q_s$  a partir de modelos teóricos, dos quais se destacam Bridle e Barr (1990), Jewell (1990), Schlosser (1982) e Heymann et al. (1992). Segundo Heymann et al. (1992), todos estes autores utilizaram como ponto de partida a equação da resistência ao corte do solo:

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L \cdot (c' + \sigma_n \tan \phi') = \pi \cdot D \cdot L \cdot q_s = Q \cdot L \quad [4]$$

onde:

$P_{ult}$  : força máxima de arranque do reforço;

$D$  : diâmetro do furo preenchido com calda;

$L$  : comprimento do reforço;

$c'$  : coesão efetiva do solo;

$\sigma_n$  : tensão normal efetiva que atua entre o reforço e o solo na ruptura;

$\phi'$  : ângulo de atrito efetivo do solo.

Durante o projeto Clouterre (1991) foram realizados cerca de 450 ensaios de arranque em cinco tipos de solos utilizando dois tipos de execução: a injeção com pressão da gravidade e a cravação. Destes ensaios obtiveram-se gráficos que apresentam correlações que traduzem a variação do parâmetro  $q_s$  em função da pressão limite do pressiómetro de Ménard ( $P_L$ ). A Figura 3.7 apresenta as correlações propostas para areia e argila:

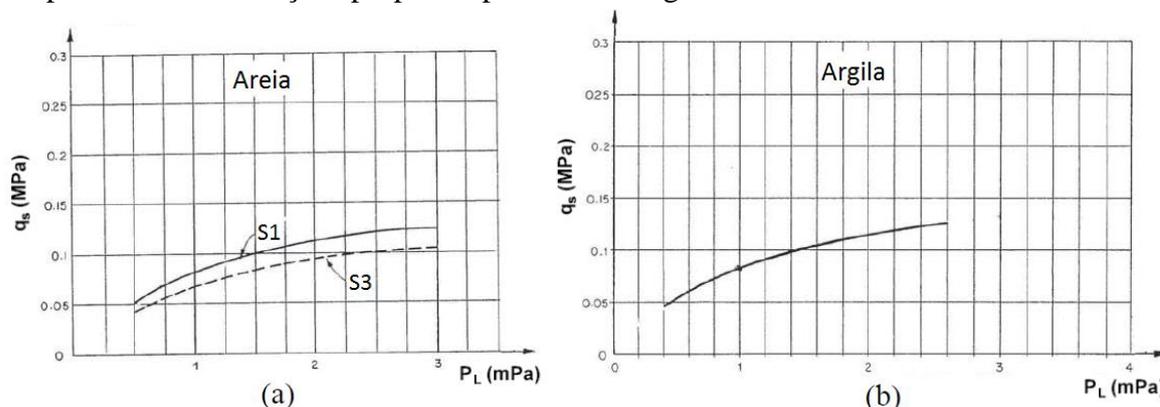


Figura 3.7 - Correlação entre  $q_s$  e a pressão limite do pressiómetro de Ménard ( $P_L$ ) para solos arenosos, com injeção (S1) e por cravação (S3), e para solos argilosos (injeção) (Clouterre, 1991).

Ortigão (1997) analisou ensaios de arranque realizados no Brasil e desenvolveu uma correlação entre  $q_s$  e o índice de resistência à penetração,  $N_{SPT}$ , no ensaio SPT (Standard Penetration Test).

Os diâmetros analisados situaram-se entre 75 e 150mm. A Figura 3.8 representa essa correlação e a relação sugerida. O autor indica que a relativa dispersão dos resultados se deve, provavelmente, a diferentes procedimentos de execução por parte dos técnicos em cada caso.

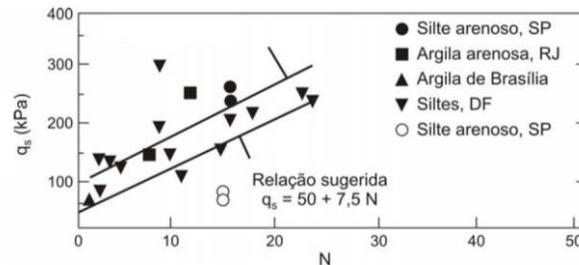


Figura 3.8 – Correlação entre  $q_s$  e  $N_{(SPT)}$  (Ortigão, 1997).

Existem ainda outras correlações, como a de Bustamante e Doix (1985), que relaciona  $q_s$  com a pressão limite do pressiómetro de Ménard ( $P_L$ ) e com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Foram ainda estudados casos em que as ancoragens eram executadas com injeção global única (IGU) e injeção repetitiva e seletiva (IRS). As correlações encontram-se na Figura 3.9.

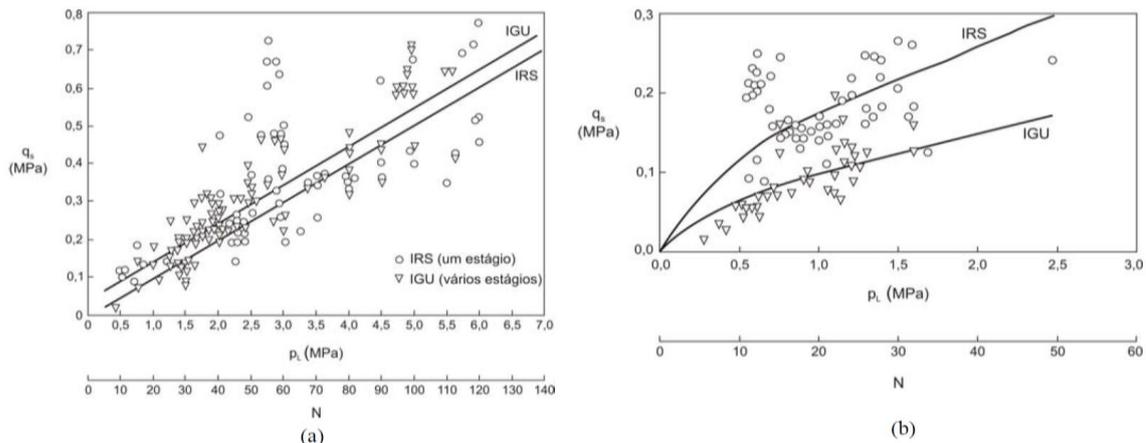


Figura 3.9 - Correlação entre  $q_s$ ,  $P_L$  e  $N_{(SPT)}$  para areias (a) e argilas e siltes (b) (Bustamante e Doix, 1985).

O Quadro 3.1 apresenta o intervalo de valores mais comuns para a resistência ao arranque unitária ( $q_s$ ), em função do tipo de material e metodologia utilizada, segundo Juran e Elias (1991). Os limites inferiores e superiores apresentados nesta tabela, correspondem respectivamente, às condições menos favoráveis e mais favoráveis de cada tipo de solo e método

construtivo. Estes valores são relativamente conservativos e podem ser usados como valores preliminares de dimensionamento (Juran e Elias, 1991).

Quadro 3.1 – Estimativa da resistência ao arranque unitária segundo Juran e Elias (1991).

Material	Método Construtivo	Tipo de Solo/Rocha	Resistência ao arranque unitária $q_s$ [kPa]
Rocha	Perfuração Rotativa	Marga/Calcário	300 - 400
		Filito	100 - 300
		Cré	500 - 600
		Dolomita macia	400 - 600
		Dolomita fissurada	600 - 1000
		Arenito alterado	200 - 300
		Argila Xistosa alterada	100 - 150
		Xisto alterado	100 - 175
		Basalto	500 - 600
		Ardósia/Xisto duro	300 - 400
Solos Sem Coesão	Perfuração Rotativa	Areia/Cascalho	100 - 180
		Areia Siltosa	100 - 150
		Silte	40 - 120
		Solo Aluvionar Fino	75 - 150
	Pregos Cravados	Areia/Cascalho	
		- Baixo carregamento	190 - 240
		- Alto carregamento	280 - 430
	Solo Aluvionar	100 - 180	
	Perfuração a Trado	Areia Siltosa	20 - 40
		Areia Siltosa Fina	55 - 90
Silte argiloarenoso		60 - 140	
"Jet grouting"	Areia	380	
	Areia/Cascalho	700	
Solos granulares finos	Perfuração Rotativa	Argila Siltosa	35 - 50
	Pregos Cravados	Silte Argiloso	90 - 140
	Perfuração a Trado	Argila mole	20 - 30
		Argila dura	40 - 60
		Silte Argiloso Duro	40 - 100
		Areia argilosa calcária	90 - 140

### 3.3 Modos de Rotura

Quanto ao estado limite último existem três grupos de tipo de rotura: modos de rotura externos, modos de rotura internos e rotura pela face. Os modos de rotura mais comuns destes três grupos estão representados na Figura 3.10.

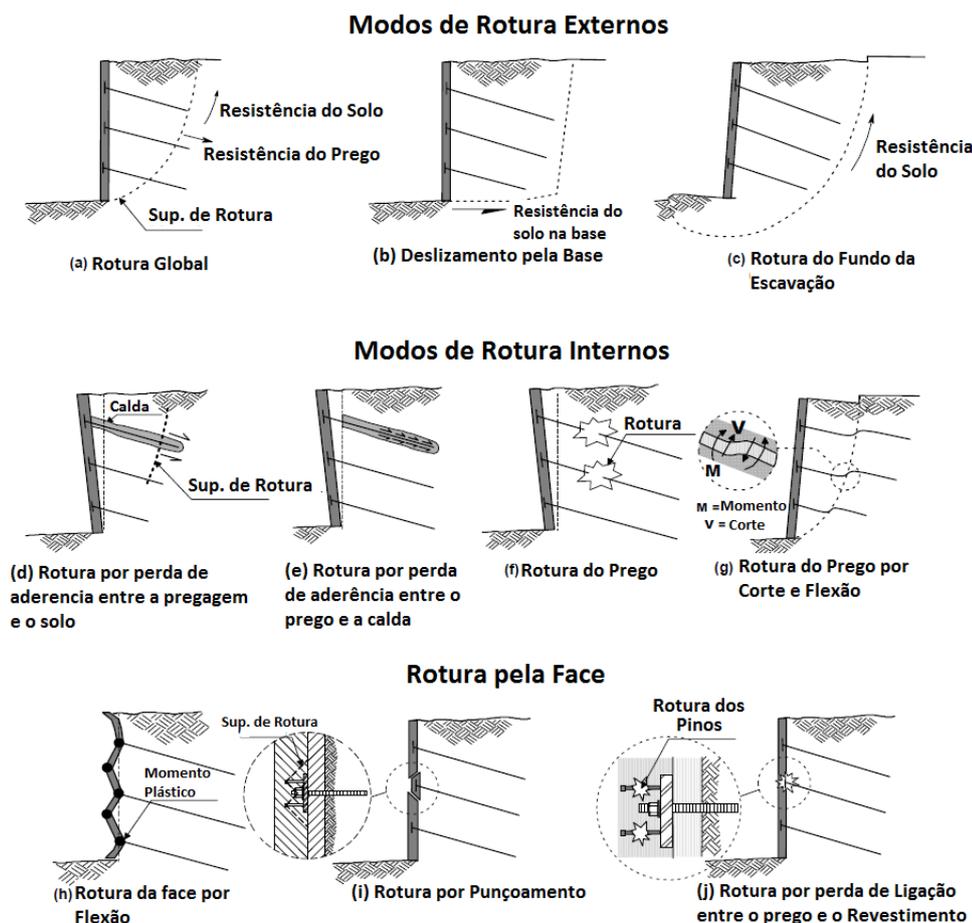


Figura 3.10 – Principais modos de rotura de muros pregados (Adaptado de Lazarte et al. 2003).

#### 3.3.1 Modos de Rotura Externos

A verificação da estabilidade externa é um aspeto de grande relevo no dimensionamento de muros pregados porque as consequências de uma possível rotura são significativas. Os modos de rotura externos referem-se aos casos em que a potencial superfície de rotura se desenvolve

atrás das pregagens ou atravessando estas. Neste tipo de rotura o conjunto solo e pregagens é geralmente tratado como um “bloco”, assemelhando-se a um corpo rígido.

### ***Rotura Global***

Como se pode verificar na Figura 3.10 (a), parte da superfície de rotura atravessa as pregagens e parte dela encontra-se atrás das pregagens. Neste modo de rotura, a força provocada pela massa do bloco que se tenta soltar, excede a resistência do solo na superfície de rotura e dos pregos, se intersectados. No cálculo da estabilidade têm-se em conta as forças resistivas do solo ao longo da superfície de rotura de modo a equilibrar o “bloco”. Se a superfície de rotura intersectar as pregagens, estas contribuem para a estabilidade adicionando uma força estabilizadora externa às forças estabilizadoras do solo.

### ***Deslizamento pela Base***

Este modo de rotura considera a capacidade do muro pregado resistir ao deslizamento pela base, em resposta às pressões laterais causadas pelo solo atrás das pregagens. A rotura ocorre quando as pressões laterais, crescentes à medida que a escavação prossegue, superam a resistência ao longo da base do muro.

### ***Rotura pelo Fundo da Escavação***

Neste tipo de escavações, a face do muro não se prolonga abaixo da escavação, e portanto não existe um contrabalanço provocado pelo solo no fundo da escavação. Apesar de este facto facilitar a ocorrência do levantamento do fundo da escavação, este tipo de rotura apenas tem mais relevo quando o solo em que se realiza a escavação é um solo mole ou fino.

## **3.3.2 Modos de Rotura internos**

Os modos de rotura internos são provocados por falha nos mecanismos de transferência entre o solo, o prego e a calda. Estas falhas podem estar relacionadas com a falta de resistência à tração, com o insuficiente comprimento da pregagem ou fraca resistência na interface solo-pregagem.

As falhas mais comuns estão exemplificadas na Figura 3.10 (d, e, f, g):

- Rotura por perda de aderência entre o solo e a pregagem: dá-se o arrancamento de toda a pregagem por insuficiente resistência ao arranque unitária ( $q_s$ ) ou comprimento insuficiente desta;

- Rotura por perda de aderência entre o prego e a calda de injeção: o varão metálico perde a ligação à calda;
- Rotura da pregagem por tração;
- Rotura da pregagem por corte e flexão.

### **3.3.3 Modos de Rotura pela Face**

Os modos de rotura pela face envolvem a rotura do revestimento ou a perda de ligação entre o revestimento e o reforço. Os tipos mais comuns são: rotura da face por flexão (Figura 3.10-h), rotura por punçoamento (Figura 3.10-i) e rotura dos pinos (perda de ligação entre o prego e o revestimento (Figura 3.10-j)).

Para prevenir este tipo de rotura, é usualmente colocada uma malha suplementar embutida no betão projetado na zona da cabeça das pregagens.

## 4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

### 4.1 Introdução

Apesar da técnica do solo pregado já ser utilizada há algumas décadas, não existe uma metodologia de dimensionamento padrão que seja globalmente utilizada. Por exemplo, na Europa é comum utilizar o método Francês (Multicritério) ou o método Alemão, enquanto nos Estados Unidos se utilizam o método de Davis e, mais recentemente, o método da FHWA. Existem várias diferenças quanto aos mecanismos de rotura considerados. Alguns métodos consideram apenas um mecanismo fundamental de interação solo-reforço enquanto outros consideram também o mecanismo de flexão e corte. Neste capítulo expõem-se os seguintes métodos de dimensionamento de solo pregado e as suas premissas de cálculo: método Alemão, método de Davis, método da FHWA, método Francês e método Cinemático. O capítulo termina com uma referência aos métodos de pré-dimensionamento mais utilizados neste tipo de técnica de suporte.

### 4.2 Método Alemão - Stocker et al., (1979)

O método Alemão, proposto por Stocker et al. (1979), é um método de equilíbrio limite de forças que considera que o solo reforçado se comporta como um muro de gravidade. Este foi concebido a partir da análise de modelos de escala reduzida em laboratório e mais tarde comparado com modelos à escala real por Gassler and Gudehus (1981). O método considera que a superfície de rotura é bilinear, composta por dois segmentos de reta (Figura 4.1).

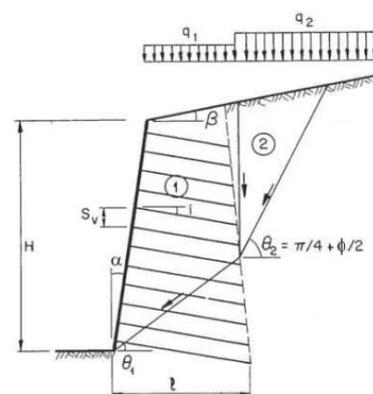


Figura 4.1 – Superfície de Rotura considerada no método alemão (Stocker et al., 1979).

O solo reforçado é definido pela região 1, comportando-se como um muro de gravidade, e a região 2 é uma cunha ativa de solo. O modelo considera que o maciço de solo é homogêneo e não existe presença de água. O momento fletor nas pregagens é ignorado e, portanto, apenas se consideram os esforços de tração.

O fator de segurança global é definido pela razão entre as forças resistentes (reação do solo ao longo da superfície de rotura e tensões nas pregagens) e as forças actantes (peso do solo e sobrecargas) (Clousterre, 1991). O fator de segurança mínimo pode ser determinado por um processo iterativo em que se varia a inclinação  $\theta_1$  mantendo-se a inclinação  $\theta_2 = \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}$ , sendo  $\Phi$  o ângulo de atrito interno do solo.

A resistência dos reforços à rotura ( $T_R$ ) é dada pelo mínimo entre a resistência ao arranque ( $T_L$ ) e a resistência à tração da barra ( $T_G$ ):

$$T_R = \text{mínimo} (T_G, T_L) \quad [5]$$

A resistência ao arranque,  $T_L$ , é dada por:

$$T_L = q_s \times \pi \times D \times L \quad [6]$$

Em que  $q_s$  é a resistência ao arranque unitária das pregagens, obtida através de ensaios realizados no local em questão;  $D$  é o diâmetro do furo onde se introduziu o elemento resistente e a calda de injeção;  $L$  é o comprimento da pregagem.

A resistência à tração ( $T_G$ ) é definida por:

$$T_G = \frac{A_s f_y}{\gamma_1} \quad [7]$$

onde  $A_s$  é a área da secção transversal da barra de aço,  $f_y$  a sua tensão de cedência e  $\gamma_1$  o fator a aplicar ao aço.

Gassler e Gudehus (1981) realizaram ensaios de campo onde analisaram os mecanismos de rotura e testaram a influência da variação de certos parâmetros. Com os resultados obtidos, criaram ábacos de dimensionamento (Figura 4.2) para algumas situações mais comuns.

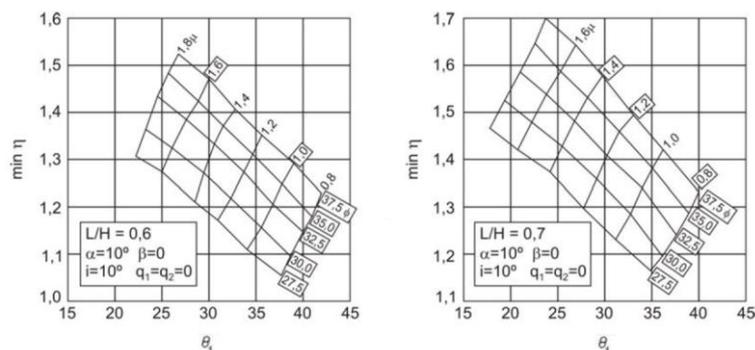


Figura 4.2 – Exemplo de ábacos de dimensionamento do método alemão (Gassler e Gudehus, 1981).

Estes ábacos englobam os seguintes parâmetros: razão entre o comprimento da pregagem e a altura da escavação,  $L/H$ ; inclinação do paramento com a vertical ( $\alpha$ ); inclinação do topo da escavação com a horizontal ( $\beta$ ); inclinação das pregagens com a horizontal ( $i$ ); sobrecargas aplicadas ( $q_1$  e  $q_2$ ); o fator de segurança mínimo ( $\min \eta$ ); a força específica exigida no prego ( $\mu$ ); e o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ). A força específica exigida no prego ( $\mu$ ) é definida pela seguinte expressão:

$$\mu = \frac{T}{\gamma \times S_v \times S_h} \quad [8]$$

em que:  $T$  é a força de tração por prego por unidade de comprimento;  $\gamma$  é o peso volúmico do solo;  $S_v$  e  $S_h$  são, respetivamente, os espaçamentos vertical e horizontal entre pregos.

Estes ábacos permitem obter a força mínima ( $T$ ) a que as pregagens devem resistir fixando o fator de segurança mínimo ( $\min \eta$ ), o ângulo de atrito do solo e os espaçamentos  $S_v$  e  $S_h$ . Estes são válidos para solos granulares, e assumem ainda que a coesão do solo é nula ( $c=0$  kPa) (Gassler e Gudehus, 1981).

Na bibliografia consultada acerca deste método (Gassler e Gudehus, 1981; Silva, 2009; Juran e Elias, 1991) não está explícito qual o comprimento da pregagem em que se deve considerar a força  $T$  (kN/m) obtida através dos ábacos. Ou seja, não é referido um comprimento de amarração, ou algo equivalente, que se deva multiplicar pela força  $T$  de modo a obter a força total que a pregagem deve suportar para garantir o fator de segurança escolhido. Deste modo torna-se impossível utilizar o método corretamente, e Silva (2009) afirma mesmo que “o método Alemão apresenta-se de forma bastante complexa e não dispõe de informações suficientes para seu uso”.

### 4.3 Método de Davis (ou método de Shen)

Shen et al. (1981) desenvolveram, na Universidade da Califórnia em Davis, um método de equilíbrio de forças similar ao método alemão mas assumindo uma superfície de rotura parabólica (Figura 4.3).

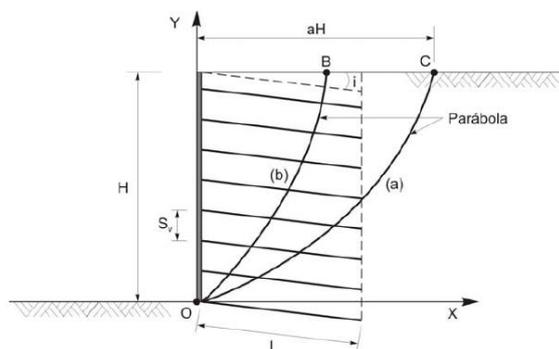


Figura 4.3 - Esquema do método de Davis (Silva (2009), adaptado de Clouterre (1991)): (a) caso em que a superfície de rotura atravessa a zona reforçada e o solo por trás desta; (b) caso em que a superfície de rotura apenas atravessa a zona reforçada.

Este tipo de superfície de rotura foi deduzida a partir de simulações utilizando o método dos elementos finitos, onde se definiram curvas com o mesmo fator de segurança (Figura 4.4). O método considera o solo homogêneo, sem presença de água e a geometria do muro simples (face da escavação vertical, superfície do solo horizontal, pregagens paralelas de igual comprimento e equidistantes) (Clouterre, 1991).

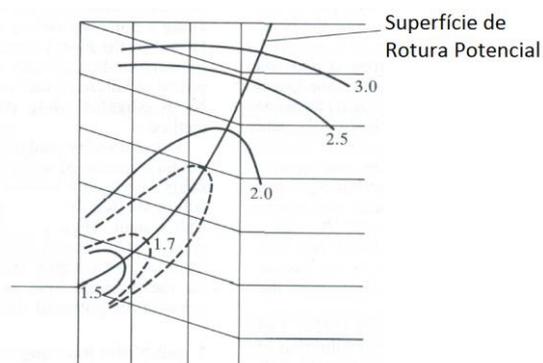


Figura 4.4 – Curvas que definem o mesmo fator de segurança, definidas a partir do método dos elementos finitos, que estão na base da definição da superfície de rotura parabólica considerada no método de Davis (Juran e Elias, 1991).

Este método define que as pregagens apenas suportam esforços de tração e, como tal, a rotura pode ocorrer pelo reforço ou por arranque deste. Segundo Juran e Elias (1991), está implicitamente assumido que os fatores de segurança respeitantes à resistência ao corte do solo ( $F_c = \frac{c}{c_m}$  e  $F_\phi = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_m}$ , onde  $c_m$  e  $\phi_m$  são, respetivamente, a coesão e o ângulo de atrito mobilizados ao longo da superfície de rotura) e à tensão tangencial última da interface ( $F_L = \frac{\tau_{ult}}{\tau_m}$ , onde  $\tau_m$  é a tensão tangencial mobilizada ao longo da interface solo-reforço) são iguais ao fator de segurança global ( $FS_G$ ). Esta relação traduz-se na seguinte equação:

$$FS_G = F_c = F_\phi = F_L \quad [9]$$

Com o objetivo de determinar a superfície de rotura crítica e o fator de segurança mínimo, implementou-se um processo iterativo de análise da estabilidade do talude recorrendo à aplicação do método das fatias. As forças desenvolvidas nos reforços na interseção com a superfície de rotura podem ser decompostas em duas componentes, uma tangente à superfície de rotura no ponto médio do elemento considerado e outra normal a esta, tal como apresentado na figura seguinte.

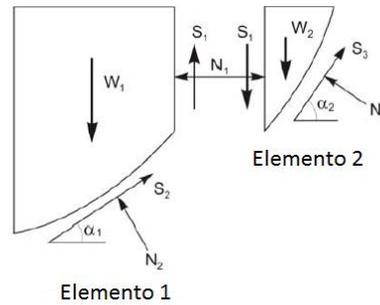


Figura 4.5 – Equilíbrio limite de forças usado no método de Davis (Juran e Elias, 1991).

Da Figura 4.5 é possível deduzir as equações de equilíbrio para os elementos 1 e 2:

a) Elemento 1:

$$N_2 = (W_1 - S_1) \times (\cos \alpha_1) - N_1 \sin \alpha_1 \quad [10]$$

$$S_2 = (W_1 - S_1) \times (\cos \alpha_1) + N_1 \cos \alpha_1 \quad [11]$$

b) Elemento 2:

$$N_3 = (W_2 + S_1) \times (\cos \alpha_2) + N_1 \sin \alpha_2 \quad [12]$$

$$S_3 = (W_2 + S_1) \times (\cos \alpha_2) - N_1 \cos \alpha_2 \quad [13]$$

onde:

$W_1$  e  $W_2$  são os pesos de cada elemento;

$S_1$  é a força tangencial atuante entre os elementos 1 e 2;

$\alpha_1$  e  $\alpha_2$  são os ângulos entre a superfície de rotura e a horizontal em cada elemento;

$N_1$  é o impulso do solo no contacto entre os dois elementos.

A força solicitante ao longo da superfície de rotura pode ser calculada por:

$$S_D = (W_1 - S_1) \times (\text{sen } \alpha_1) + (W_2 + S_1) \times (\text{sen } \alpha_2) + N_1(\text{cos } \alpha_1 - \text{cos } \alpha_2) \quad [14]$$

A força resistente, mobilizada ao longo da superfície potencial de rotura, é dada pela equação seguinte:

$$S_R = c' L_T + N_3 \tan \phi'_2 + N'_2 \tan \phi'_1 + T_T \quad [15]$$

Onde:

$L_T$  é o comprimento do arco da superfície de rotura;

$N_2$  e  $N_3$  são as reações normais no elemento 1 e 2 respetivamente;

$N'_2 = N_2 + T_N$ , onde  $T_N$  é a componente normal da força de tração nos reforços;

$\phi'_1$  e  $\phi'_2$  são os ângulos de atrito desenvolvido no elemento 1 e 2 ( $\phi'_i = \phi_i / FS_\phi$ );

$c'$  é a coesão desenvolvida ao longo da superfície de rotura ( $c' = c / FS_c$ );

$T_T$  é a componente tangencial da força de tração atuante nos reforços.

Para resolver esta equação é necessário determinar a força axial atuante em cada reforço, representada pela componente normal e tangencial ( $T_N$  e  $T_T$ ). Esta é determinada em função da resistência atritiva da zona do reforço posicionado atrás da superfície de rotura (Silva, 2009):

$$T = \pi \cdot D \cdot L_a (\sigma_N \tan \phi'_a + C'_a) / S_H \quad [16]$$

Onde:

$T$  é a força axial em cada reforço, por metro de comprimento de muro;

$D$  é o diâmetro do reforço;

$L_a$  é o comprimento efetivo de aderência, anteriormente designado comprimento de amarração;

$C'_a$  é a adesão entre o solo e o reforço;

$\tan \phi'_a$  é o coeficiente de atrito desenvolvido na interface solo-reforço  $\left( \tan \phi'_a = \tan \left( \frac{\phi}{FS_g} \right) \right)$ ;

$\sigma_N$  é a tensão atuante no reforço;

$FS_g$  é o fator de segurança da resistência ao arranque.

Para determinar a estabilidade global, as forças atuantes e resistentes ao longo da superfície de rotura devem estar em equilíbrio, ou seja  $S_D=S_R$ . O fator de segurança global é obtido quando os fatores de segurança dos parâmetros do solo e da resistência ao arranque se igualem:

$$FS_c = FS_\phi = FS_G \quad [17]$$

Dado que a força resistente e a força solicitante apresentam fatores de segurança variáveis, a solução direta não é viável, sendo em vez disso utilizado um processo iterativo até garantir a convergência.

#### 4.4 Método FHWA (Federal Highway Administration)

A FHWA é uma subdivisão do Departamento de Transportes dos E.U.A. que tem como objetivo a construção e manutenção das autoestradas dos estados unidos. Existem várias publicações com o selo da FHWA sobre o uso de solo pregado e o seu método de dimensionamento. As mais importantes são as de Juran e Elias (1991), de Byrne et al. (1998) e de Lazarte et al. (2003). Este método assume os princípios/premissas já descritos na Secção 3.2.1, na apresentação dos princípios de interação entre as pregagens e o solo e, como tal, não vai ser de novo abordado neste capítulo. O programa de cálculo “Snail Plus 2013”, designado daqui em diante por Snail Plus, utiliza os princípios descritos nas publicações da FHWA e será utilizado para obtenção de resultados no Capítulo 5 deste trabalho. Este método recomenda a utilização dos fatores de segurança mínimos apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Fatores de Segurança recomendados pelo método FHWA (Lazarte et al., 2003).

Modo de Rotura	Componente Resistente	Simbologia	Fator de Segurança Mínimo Recomendado		
			Cargas Estáticas		Cargas Sísmicas (Estruturas Temporárias e Permanentes)
			Estrutura Temporária	Estrutura Permanente	
Estabilidade Externa Global	Estabilidade Global (Longo-Prazo)	$FS_G$	1.35	1.5	1.1
	Estabilidade Global (Escavação)	$FS_G$	1.2-1.3		-
	Deslizamento	$FS_{SL}$	1.3	1.5	1.1
	Solo de Fundação	$FS_H$	2.5	3	2.3
Estabilidade Interna	Resistência ao Arranque	$FS_p$	2		1.5
	Resistência à Tração do Pregão	$FS_T$	1.8		1.35
Rotura pela Face	Flexão da Face	$FS_{FF}$	1.35	1.5	1.1
	Punçoamento da Face	$FS_{FP}$	1.35	1.5	1.1
	Resistência à Tração do Parafuso	$FS_{HT}$	1.8	2	1.5

## 4.5 Método Francês (Multicritério)

Este método, também conhecido como método Multicritério, foi desenvolvido por Schlosser em 1982. Ao contrário dos métodos de Davis, Alemão e FHWA, o método Francês tem em conta os dois mecanismos fundamentais da interação solo-reforço, ou seja, este método além de considerar a resistência à tração, considera ainda a resistência ao esforço transversal e a rigidez à flexão do reforço. O método Multicritério tem sido usado ao longo de algumas décadas no dimensionamento de estruturas de solo reforçado reais (solo pregado e microestacas). Este engloba quatro critérios, cada um deles referente a um modo de rotura diferente.

### 4.5.1 Critérios de Rotura

#### *Critério 1 - Resistência ao corte da interface solo-reforço*

Este critério assume que a rotura acontece pelo arranque do reforço e é representado, para um solo homogêneo, pela seguinte expressão:

$$T_n \leq q_s \times \pi \times D \times L_a \quad [18]$$

onde:

$q_s$  é o atrito superficial unitário desenvolvido na interface solo reforço, ou seja, é resistência ao arranque unitária da interface;

$\pi D$  é o perímetro da pregagem, onde  $D$  é calculado do furo ( $D_c$ ) para reforços injetados ou com o diâmetro equivalente ( $D_a$ ) para reforços cravados.

$L_a$  é o comprimento de aderência do reforço, que se situa atrás da superfície de rotura, exceto no caso em que não existe ligação à face, onde se considera  $L_a$  como sendo o menor das seguintes distâncias: superfície de rotura até à face ou superfície de rotura até à extremidade interior da pregagem.

#### *Critério 2 - Pressão do reforço no solo*

A pressão lateral exercida pelo reforço no solo é limitada pela pressão lateral última do solo,  $p_u$ . Pode considerar-se que existe rotura devido à plastificação do solo junto ao reforço de dois modos diferentes. O primeiro, mais conservador, assume que a rotura acontece assim que a pressão  $p_u$  é atingida num só ponto O (Figura 4.6), de máximo esforço transversal onde está aplicado o esforço de corte  $T_c$ . Tal é traduzido pelo seguinte critério:

$$T_c \leq T_{c2,máx} \quad [19]$$

com:

$$T_{c2,máx} = \frac{D_c}{2} \times l_0 \times p_u \quad [20]$$

onde  $D_c$  é diâmetro da pregagem (calda+prego),  $p_u$  é a pressão lateral limite do solo e  $l_0 = [(4EI)/(K_s D)]^{1/4}$  é o comprimento de transferência que caracteriza a rigidez relativa da inclusão em relação ao solo; E, I e D são o módulo de elasticidade, momento de inércia e diâmetro da pregagem, respetivamente;  $K_s D$  é o módulo de reação do solo ( $E_s$ ) e pode ser determinado a partir de:

$$\frac{E_s}{E_M} = \frac{1}{\left(\frac{2}{9} \times 2.65^\alpha + \frac{\alpha}{6}\right)} \quad [21]$$

em que  $E_M$  e  $\alpha$  são, respetivamente, o módulo pressiométrico e o coeficiente reológico obtidos através do pressiómetro de Menard.

O segundo modo define que a rotura acontece quando a plastificação do solo ocorre numa série de pontos ao longo de um comprimento a definir, e não quando apenas um só ponto plastifica. Nesta situação assume-se que a extensão do solo que plastifica sob a pregagem é limitada pela distância  $\pi l_0/2$ , que corresponde à distância entre dois pontos de momento máximo (A' e A), como se pode verificar na Figura 4.6. Em ambos os casos resulta um critério que se baseia na força de corte  $T_c$ , que é traduzido pela seguinte condição:

$$T_c \leq T_{máx} \quad [22]$$

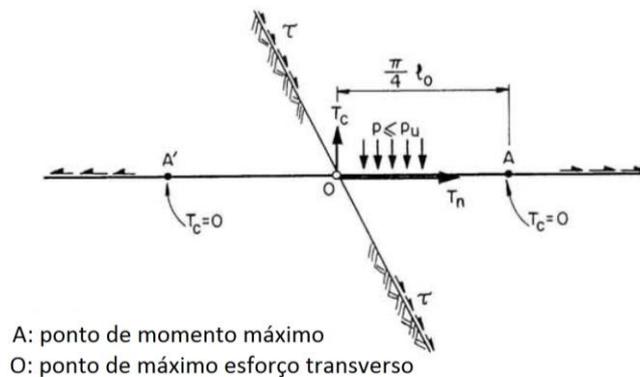


Figura 4.6 – Representação esquemática da interação solo-reforço (Clouterre, 1991).

### ***Critérios 3 e 4 – Plastificação devido a Flexão e Corte***

Os Critérios 3 e 4 envolvem as forças ( $T_n$  e  $T_c$ ) e o momento gerados na pregagem quando esta plastifica, quer seja por corte no ponto O (ponto de máximo esforço transversal) ou pelo momento fletor máximo em A e A' (Figura 4.6). Por simplificação, assume-se que a força normal  $T_n$  não varia na zona que sofre flexão em torno da superfície de rotura potencial

(Clouterre, 1991). O critério proposto por Anthoine em 1987, traduz a resistência da pregagem de um modo simples e ligeiramente conservador:

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_0}\right| - 1 \leq 0 \quad [23]$$

em que:

$T_n$  e  $T_c$  são, respetivamente, as forças normais e de corte atuantes no reforço;

$R_n$  e  $R_c$  são a resistência do reforço aos esforços normais e de corte, respetivamente;

$M$  é o momento fletor atuante no reforço e  $M_0$  o momento que plastifica o reforço, sendo definido para uma secção circular de um prego de aço por  $M_0 = D^3 f_y / 6$ .

### ***Critério 3 – Plastificação devido ao Corte***

Este critério considera que a plastificação devido ao corte ocorre no ponto de máximo esforço de corte, o ponto O. Este ponto coincide, por razões de simetria, com a intersecção do prego com a superfície de rotura. Neste ponto o momento fletor é zero e o critério pode ser representando da seguinte forma:

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad [24]$$

Nesta expressão, devido ao critério de Tesla, considera-se tipicamente  $R_c = R_n/2$ . No plano ( $T_n, T_c$ ) este critério é representado por uma elipse.

### ***Critério 4 – Plastificação devido ao Momento Fletor***

Neste critério, assume-se que a plastificação devido ao momento fletor ocorre nos pontos de máximo momento (A e A') localizados em ambos os lados da superfície de rotura potencial, a uma distância igual a  $l_p = \pi l_0/4$ . É assumido um comportamento elástico tanto para o solo como para o reforço. O critério assume a seguinte forma:

$$M \leq M_{m\acute{a}x} \quad [25]$$

$M_{m\acute{a}x}$  é determinado a partir da simplificação do critério de rotura, originando a seguinte expressão:

$$M_{m\acute{a}x} = M_0 \left( 1 - \left( \frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right) \quad [26]$$

Com base nesta expressão pode obter-se o valor da tensão de corte no ponto O:

$$T_{cO} = 3.12 \frac{M_0}{l_0} \left( 1 - \left( \frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right) \quad [27]$$

Na prática, pode ocorrer a plastificação sem que aconteça a rotura do sistema. Os pontos plastificados passam a comportar-se como duas rótulas plásticas que se movem com a contínua deformação da pregagem. O valor de  $l_p$  é inicialmente igual a  $\pi l_0/4$  mas varia de forma a encontrar a condição de equilíbrio. Na falta de mais informação é assumido  $l_p$  constante e igual a  $\pi l_0/4$ . No ponto O, após o desenvolvimento das duas rótulas plásticas em A e A', a plastificação do solo sob o reforço segue o seguinte critério:

$$T_c \leq T_{c4,máx} \quad [28]$$

onde:

$$T_{c4,máx} = 1.62 \left( \frac{M_0}{l_0} \right) \left( 1 - \left( \frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right) + 0.24 D_c l_0 p_u \quad [29]$$

Este critério respeita as equações de equilíbrio, mas não o critério de rotura. Contudo, o combinar dos critérios 3 e 4 garante que esse critério é respeitado.

### Combinação dos Critérios

O método multicritério consiste na junção dos quatro critérios no plano  $(T_n, T_c)$ , em que  $T_n$  e  $T_c$  são as forças normais e de corte atuantes no reforço, respetivamente. Neste plano o Critério 1 é definido por uma linha vertical ( $T_n < T_{ni}$ ), o Critério 2 por uma linha horizontal, o Critério 3 por parte de uma elipse e o Critério 4 por uma parábola. A Figura 4.7 representa os quatro critérios no plano  $(T_n, T_c)$  bem como a curva final de plastificação resultante.

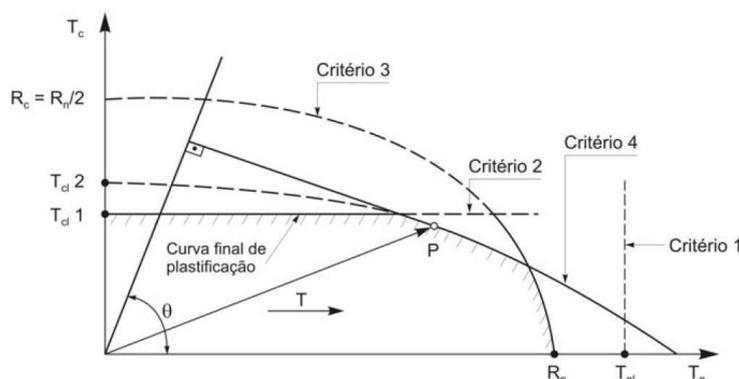


Figura 4.7 – União dos critérios de rotura do método multicritério (Silva, 2009)

Desta reunião dos critérios, é possível constatar a importância da pressão lateral última do solo ( $p_u$ , utilizada nos critérios 2 e 4) na obtenção do valor da tensão de corte máxima,  $T_{c,max}$ , resultando a seguinte condição:

$$T_{c1,max} = \min\{T_{c1}, T_{c2}\} \quad [30]$$

onde  $T_{c1}$  e  $T_{c2}$  são ambas função de  $p_u$ . Se  $p_u$  for suficientemente elevado,  $T_{c,max}$  pode atingir o valor de  $R_c$ .

A determinação das forças máximas atuantes no reforço envolve a criação de uma regra para a condição de rotura. Esta regra define que a rotura é representada por um ponto P, com coordenadas  $(T_n, T_c)$ , sobre o limite da zona de intersecção dos critérios de rotura. A posição desse ponto é escolhida de forma a maximizar o trabalho da força atuante no reforço e a sua projeção em relação ao vetor deslocamento ( $\delta$ ). Ou seja, na prática, é necessário encontrar um ponto P sobre a extremidade do domínio de estabilidade (a vermelho na Figura 4.8) em que a sua tangente seja perpendicular à direção  $\delta$ , definida pela tangente no ponto de intersecção da pregagem com a superfície de rotura (ponto O), tal como se representa na figura seguinte.

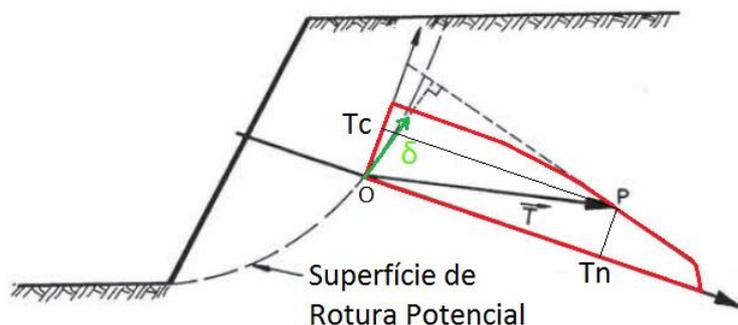


Figura 4.8 – Determinação das forças atuantes nos reforços no método multicritério (Adaptado a partir de Clouterre (1991)).

#### 4.5.2 Fatores de Segurança

O método Francês pode ser utilizado com os fatores de segurança recomendados pelo projeto Clouterre ou com os fatores de segurança parciais da norma francesa. De seguida apresentam-se os coeficientes de segurança recomendados pelo projeto Clouterre para as ações (Quadro 4.2) e materiais (Quadro 4.3). Nas análises efetuadas no Capítulo 5, onde se usa o método Francês, foram utilizados os coeficientes de segurança aqui apresentados, tendo sido aplicados aos materiais os coeficientes referentes à Combinação Fundamental Normal (Quadro 4.3).

Quadro 4.2 – Coeficientes parciais de segurança a aplicar às ações segundo Clouterre.

Natureza da Ação		Simbologia	Fatores a aplicar às Ações	
			Combinação Fundamental	Combinação Acidental
1) Permanente	Peso do Solo (Fav.)	$\Gamma_{sl}$	0.95	1
	Sobrecargas (Fav.)		0.9	
	Peso do Solo (Des.)	$\Gamma'_{sl}$	1.05	
	Sobrecargas (Des.)		1.2	
2) Variável	Sobrecargas	$\Gamma_Q$	1.33	1
3) Acidental	Sobrecargas	$\Gamma_Q$	-	1
Método de Cálculo		$\Gamma_{s3}$	1.125	1

Quadro 4.3 – Fatores de segurança parciais a aplicar aos materiais segundo Clouterre.

Propriedades do Material		Simbologia	Fatores de segurança parciais a aplicar aos Materiais			
			Combinação Fundamental		Combinação Acidental	
			Normal	Sensível	Normal	Sensível
Solo	Tangente do ângulo de Atrito Efetivo ( $\text{tg } \phi'$ )	$\Gamma_\phi$	1.2	1.3	1.1	1.2
	Coesão Efetiva ( $c'$ )	$\Gamma_c$	1.5	1.65	1.4	1.5
	Coesão não drenada ( $c_u$ )	$\Gamma_{cu}$	1.3	1.4	1.2	1.3
Reforços	Tensão de cedência do Aço	$\Gamma_a$	1.15	1.15	1	1
Interação solo-reforço	Resistência ao arranque unitária ( $q_s$ ):					
	- a partir de Ábacos	$\Gamma_{qsab}$	1.8	1.9	1.6	1.7
	- a partir de Ensaio	$\Gamma_{qs es}$	1.4	1.5	1.3	1.4
	Pressão Limite ( $p_l$ )	$\Gamma_{pl}$	1.9	2	1	1.1
	Módulo Pressiométrico ( $E_m$ )	$\Gamma_{Em}$	1.9	1	1	1

#### 4.5.3 Programa de cálculo TALREN 4

O primeiro método específico para dimensionamento de solo pregado surgiu na década de 1980 com o pacote de *software* TALREN. Este programa de cálculo foi desenvolvido, e é distribuído pela TERRASOL, uma empresa francesa de consultoria, criada em 1979 por François Schlosser. Segundo Clouterre, até 1991 largas centenas de projetos foram dimensionados corretamente usando o TALREN. A versão mais recente deste programa é o TALREN 4, e será utilizada nesta dissertação, sendo designado simplesmente por TALREN daqui em diante.

#### 4.6 Método Cinemático

Este método, desenvolvido por Juran et al. (1988), assume uma abordagem de dimensionamento baseada numa análise limite que associa um deslocamento cinematicamente admissível (ou modo de rotura), com uma solução de equilíbrio limite estaticamente admissível. O método Cinemático permite avaliar o efeito dos parâmetros de dimensionamento mais

importantes (geometria, inclinação, espaçamento e rigidez à flexão dos reforços) nas forças de tensão e corte geradas nos reforços durante a construção.

#### 4.6.1 Pressupostos do Método

O método tem os seguintes pressupostos (Juran et al., 1990):

- A ruptura acontece por rotação “quase rígida” da zona ativa que é limitada por uma superfície de ruptura de forma espiral-logarítmica.
- Na ruptura, a localização das forças máximas de tração e corte coincide com a superfície de ruptura desenvolvida.
- A resistência ao corte do solo, definida segundo o critério de Coulomb, é completamente mobilizada ao longo da superfície de deslizamento.
- As componentes horizontais das forças inter-fatias,  $E_h$ , são iguais (Figura 4.9).
- O efeito de um talude (ou sobrecarga horizontal  $F_H$ ) existente no topo da massa de solo pregado, sobre as forças atuantes nos reforços, diminui linearmente ao longo da superfície de ruptura (Figura 4.9).
- A resistência ao corte das inclusões, definida pelo critério de ruptura de Tresca, é mobilizada na direção do deslizamento.

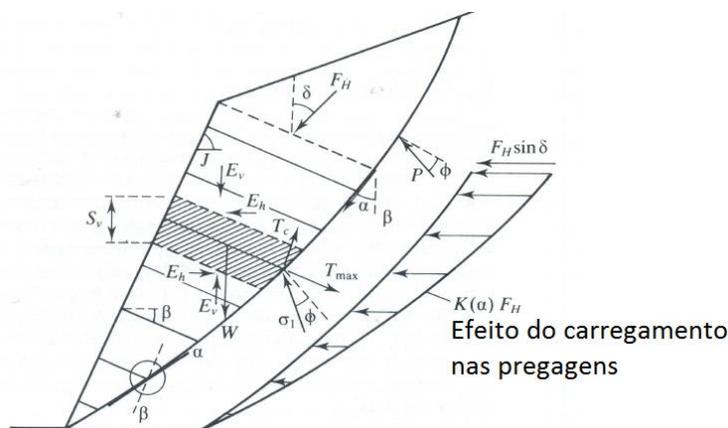


Figura 4.9 – Mecanismo de ruptura e pressupostos de cálculo do método cinemático (Juran e Elias, 1991).

O efeito da rigidez à flexão é analisado usando uma análise convencional de tensão-deformação, comparando a pregagem, relativamente flexível, a uma estaca infinitamente longa carregada lateralmente. Esta solução implica que, na superfície de ruptura, o momento fletor seja nulo

enquanto a tração e o corte são máximos. Para caracterizar este efeito, utiliza-se um parâmetro adimensional da rigidez à flexão, definido como:

$$N = \left( \frac{K_s D}{\gamma H} \right) \frac{l_0^2}{S_h S_v} \quad [31]$$

onde:  $l_0 = [(4EI)/(K_s D)]^{1/4}$  tal como definido anteriormente na Secção 4.5.1.

Apenas pode ser definida uma única superfície de rotura cinematicamente admissível, que verifique todas as condições de equilíbrio da zona ativa. Para definir a geometria desta superfície de rotura é necessário determinar a sua inclinação,  $A_0$ , em relação à superfície do terreno. Observações em modelos à escala real (Schlosser, 1983; Juran e Elias, 1987) e em modelos de escala reduzida em laboratório (Juran et al., 1984) permitiram concluir que, para pregos relativamente flexíveis, a superfície de rotura é praticamente vertical na parte superior do solo ( $A_0 = 0$ ).

A tensão normal no solo, ao longo da superfície de rotura, é calculada utilizando a equação de Kotter. A força máxima de tensão ( $T_{max}$ ) em cada prego, é calculada a partir do equilíbrio de forças horizontais da fatia que contem a pregagem. Com base no pressuposto f) apresentado anteriormente, a análise do estado de tensão da pregagem permite obter o rácio entre as forças de corte mobilizadas ( $T_c$ ) e as forças de tensão ( $T_{max}$ ), em função da inclinação da pregagem em relação à superfície de rotura.

Com o objetivo de incorporar a abordagem de cálculo do método cinemático no dimensionamento detalhado de estruturas de solo pregado, foi desenvolvido um código computacional (Juran et al., 1988). Este permite obter, para cada nível de reforço à profundidade relativa  $Z/H$ , os parâmetros adimensionais de dimensionamento correspondentes à força de tração máxima normalizada ( $TN$ ), à força de corte normalizada ( $TS$ ) e à distância normalizada entre a face e o local de maior tração ( $SH$ ). Estes parâmetros relacionam-se com outros parâmetros de dimensionamento de acordo com as equações seguintes:

$$TN = \frac{T_{max}}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \quad [32]$$

$$TS = \frac{T_c}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \quad [33]$$

$$SH = \frac{S}{H} \quad [34]$$

A figura seguinte apresenta exemplos de ábacos de dimensionamento, obtidos a partir deste código computacional, para muros de geometria comum, com face vertical, terreno horizontal à superfície e pregos perfeitamente flexíveis com inclinação de 15°.

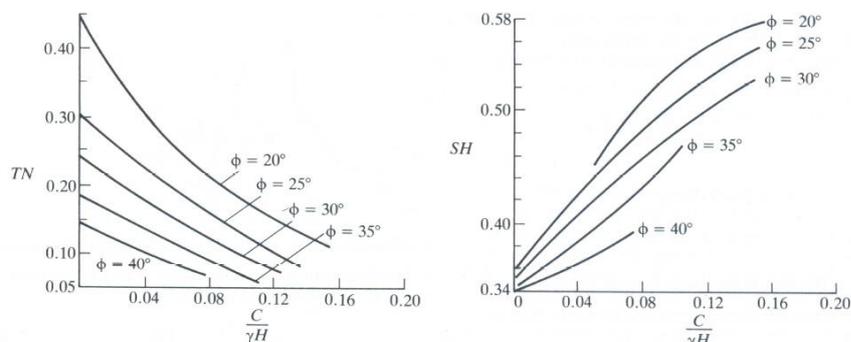


Figura 4.10 – Ábacos de dimensionamento do método cinemático para pregagens perfeitamente flexíveis, obtidos a partir do código computacional (Juran e Elias, 1991).

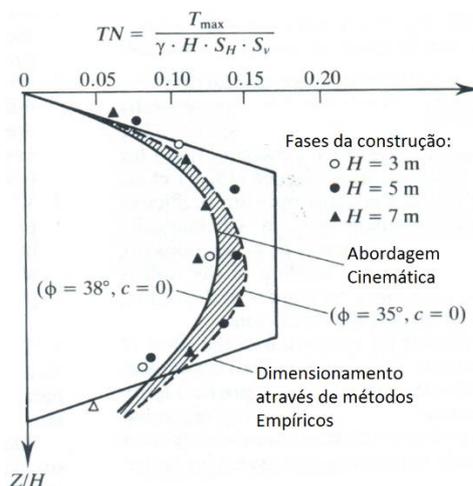


Figura 4.11 – Confronto entre a previsão das forças de tração nas pregagens, obtidas pelo método cinemático e métodos empíricos, e as forças medidas num modelo à escala real (Juran e Elias, 1991).

A Figura 4.11 apresenta a comparação entre os valores de força máxima de tração previstos e os medidos em modelos à escala real executados em França. Da análise desta figura conclui-se que a abordagem de cinemática de dimensionamento apresenta uma estimativa das forças de tração mobilizadas bastante razoável.

#### 4.6.2 Critérios de Rotura e Dimensionamento

O dimensionamento com o método cinemático tem como base a avaliação da estabilidade local de cada reforço em relação a dois principais critérios de rotura: rotura do reforço e rotura por arranque do reforço.

##### *Critério de Rotura por Arranque do Reforço*

Este critério é definido pela seguinte condição:

$$TN = \frac{T_{max}}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \leq \left( \frac{\lambda D}{F_p} \right) \int_{l_a} f_l \cdot dl \quad [35]$$

onde:

$l_a$  é o comprimento de aderência,  $l_a = L - S$ ;

$L$  é o comprimento total do reforço;

$S$  é o comprimento do reforço na zona ativa;

$f_l$  é a resistência ao arranque unitária (apelada de  $q_s$  nos outros métodos), obtida através de ensaios de arranque in-situ ou por correlações (tal como apresentado no capítulo 3.2.1.1);

$\lambda = \pi$  para pregos circulares ou 2 para reforços em banda;

$F_p$  é o fator de segurança respeitante à rotura por arranque.

Rearranjando a equação [35], é possível obter o seguinte critério de dimensionamento respeitante ao arranque de cada reforço:

$$\frac{L}{H} \geq \frac{S}{H} + \left( \frac{TN}{\lambda} \cdot \frac{F_p}{\mu} \right) \quad [36]$$

onde:

$$\mu = \frac{f_l \cdot D}{\gamma \cdot S_v \cdot S_h} \quad [37]$$

( $S/H$ ) e  $TN$  são obtidos pelo código computacional/ábacos em função da profundidade relativa ( $Z/H$ ), tal como referido anteriormente.

##### *Critério de Rotura por Quebra do Reforço*

Este critério subdivide-se em duas condições: uma delas, referente a pregos que se assumem flexíveis, isto é, em que não é possível ocorrer rotura por flexão ou por corte; e a outra referente a pregos com rigidez à flexão limitada, ou seja, a rotura pode ocorrer pelo par tração/corte ou por flexão excessiva. No caso de pregagens flexíveis o critério assume a seguinte forma:

$$\frac{F_{all} \cdot A_s}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \geq TN \quad [38]$$

Em que  $F_{all}$  e  $A_s$  são, respetivamente, a tensão admissível e a área da secção transversal do prego. No caso de pregagens com rigidez à flexão finita, o critério referente à rotura por tração/corte é o seguinte:

$$\frac{F_{all} \cdot A_s}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \geq K_{eq} \quad [39]$$

onde:

$$K_{eq} = [TN^2 + 4TS^2]^{1/2} \quad [40]$$

Quanto à flexão, o dimensionamento deve satisfazer a seguinte condição:

$$M_p > F_M \cdot M_{max} = 0.32 F_M T_c l_0 \quad [41]$$

onde:

$M_p$  é o momento plástico do prego. No caso de um prego com injeção, é utilizado um momento plástico equivalente, considerando que a calda tem uma resistência à compressão de 21 MPa e não possui resistência à tração;

$F_M$  é o fator de segurança respeitante ao momento plástico da pregagem. No caso da resistência limite da pregagem ser definida pela força de tração admissível, deve considerar-se  $F_M = 1$ .

### ***Dimensionamento***

Para utilizar os ábacos criados a partir do código computacional, deve seguir-se o seguinte processo iterativo:

1. Selecionar o tipo de prego e suas características: rigidez à flexão (EI); tensão máxima admissível ( $F_{all}$ ); diâmetro (D) e espaçamento ( $S_v$  e  $S_h$ );
2. Para as propriedades específicas do solo ( $\gamma$ ,  $K_s$ ,  $c$ ,  $\phi$ ), tipo de prego a usar (EI,  $F_{all}$ ), inclinação da pregagem ( $\beta$ ) e altura da escavação (H), determinar os rácios S/H, TN e TS a partir dos ábacos de dimensionamento;
3. Verificar se os reforços escolhidos cumprem os critérios de rotura por quebra do reforço.
4. Escolher a resistência ao arranque unitária  $f_i$  a partir de ensaios de arranque ou correlações a partir de ensaios in-situ.
5. Determinar o comprimento das pregagens (L), de modo a satisfazer o critério de rotura por arranque do reforço utilizando o fator de segurança requerido,  $F_p$ .

## **4.7 Pré-Dimensionamento de Muros Pregados**

O comprimento das pregagens, o seu diâmetro e o espaçamento, são fatores que tipicamente controlam a estabilidade interna e externa de um muro pregado. Estes parâmetros podem ser

ajustados durante a fase de pré-dimensionamento de modo a que se cumpram os requisitos quanto à estabilidade interna e externa. Tendo como objetivo simplificar este processo, foram desenvolvidos ábacos de pré-dimensionamento. Neste documento expõem-se os exemplos de pré-dimensionamento abordados no projeto CLOUTERRE e nas publicações da FHWA.

#### 4.7.1 Ábacos do Projeto CLOUTERRE

No projeto CLOUTERRE dá-se ênfase ao trabalho realizado por Gigan em 1986. Gigan utilizou um programa de cálculo baseado no método das fatias com superfícies de rotura circulares. No seu trabalho apenas foi considerado o critério de rotura por arranque das pregagens, pois a secção transversal das pregagens foi determinada de modo a que a resistência à tração ( $T_G$ ) fosse sempre superior que a resistência ao arranque ( $T_L$ ).

Os ábacos propostos por Gigan baseiam-se num sistema de coordenadas  $(tg \phi; N = c/\gamma H)$ . Cada ábaco foi definido para determinada relação  $L/H$  e inclinação das pregagens. A Figura 4.12 apresenta o exemplo de um ábaco para um muro pregado com uma relação  $L/H = 0.8$  e inclinação de  $20^\circ$ , realizado num solo com as seguintes propriedades:  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ ,  $\phi = 35^\circ$  e  $c=20\text{ kPa}$ .

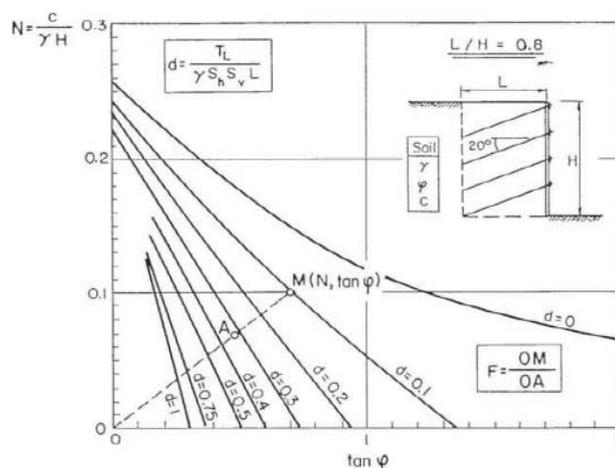


Figura 4.12 – Exemplo de ábaco de pré-dimensionamento segundo Gigan (Clouterre, 1991).

De seguida apresentam-se os passos a seguir no pré-dimensionamento utilizando este tipo de ábacos:

1. Escolher o ábaco adequado ao rácio  $L/H$  e à inclinação das pregagens.
2. Localizar o ponto  $M(tg \phi; N = c/\gamma H)$  no ábaco.

3. A densidade de pregagens  $d$  relaciona-se com os outros parâmetros pela seguinte equação:

$$d = \frac{T_L}{S_h S_v \gamma L} \quad [42]$$

Posto isto, é possível determinar a densidade de pregagens sabendo que  $T_L = pq_s$ , onde  $p$  é o perímetro da secção da pregagem e  $q_s$  a resistência ao arranque unitária.

4. A intersecção da linha OM com a linha correspondente ao valor de  $d$  calculado no passo 3, define o ponto A. A razão entre os comprimentos OM e OA define o fator de segurança ( $F = OM/OA$ ).

Este raciocínio pode ser invertido, ou seja pode predefinir-se um fator de segurança desejável (escolher o ponto A), de seguida obter a densidade de pregagens através de interpolação e, por fim, determinar qual a resistência ao arranque necessária.

#### 4.7.2 Ábacos FHWA

Os ábacos apresentados nas publicações da FHWA, referentes ao solo pregado, foram desenvolvidos utilizando o programa de cálculo SNAIL. Têm como base os seguintes pressupostos: solo homogéneo, ausência de sobrecargas e de ações sísmicas, ausência de nível freático, para além de uniformidade no comprimento, espaçamento e inclinação das pregagens. Quando estas condições não são totalmente satisfeitas, é recomendado recorrer-se a interpolações ou extrapolações de modo a obter-se uma aproximação (Lazarte et al., 2003).

Os ábacos desenvolvidos contemplam diferentes inclinações da face do muro e do talude sobre o muro, e ainda diferentes ângulos de atrito e resistência ao arranque unitária. Os valores utilizados para estes parâmetros estão listados no quadro seguinte.

Quadro 4.4 – Valores utilizados nos ábacos de pré-dimensionamento (Lazarte et al., 2003)

Parâmetro	Valores
Inclinação da face (graus)	0; 10
Inclinação do talude sobre o muro (graus)	0; 10; 20; 30
Ângulo de atrito (graus)	27; 31; 35; 39
Resistência ao arranque unitária, $q_s$ (kPa)	52; 104; 172; 276; 689

Foram desenvolvidos dois tipos de ábacos. O primeiro fornece o comprimento normalizado,  $L/H$ , necessário para obter um fator de segurança global ( $FS_G$ ) de 1,35. A razão  $L/H$  varia em função da resistência ao arranque normalizada,  $\mu$ , definida por:

$$\mu = \frac{q_s D_{DH}}{FS_p \gamma S_h S_v} \quad [43]$$

onde  $FS_p$  é o fator de segurança em relação ao arranque.

O segundo tipo de ábaco permite obter a máxima força de dimensionamento nas pregagens normalizada,  $t_{max-s}$ , em função de  $\mu$ . O valor de  $t_{max-s}$  é definido do seguinte modo:

$$t_{max-s} = \frac{T_{max-s}}{\gamma H S_h S_v} \quad [44]$$

em que  $T_{max-s}$  é a máxima força de dimensionamento nas pregagens. Após a obtenção do parâmetro  $T_{max-s}$  e da escolha da tensão de cedência do aço a utilizar, é possível calcular a área da secção transversal do prego.

A Figura 4.13 apresenta um exemplo dos dois tipos de ábacos referidos anteriormente para o conjunto de condições apresentadas na parte direita da figura ( $c^*$ ,  $FS$ ,  $D_{DH}$ ). A parcela (a) da figura permite definir a razão  $L/H$  enquanto (b) permite obter  $t_{max-s}$ .

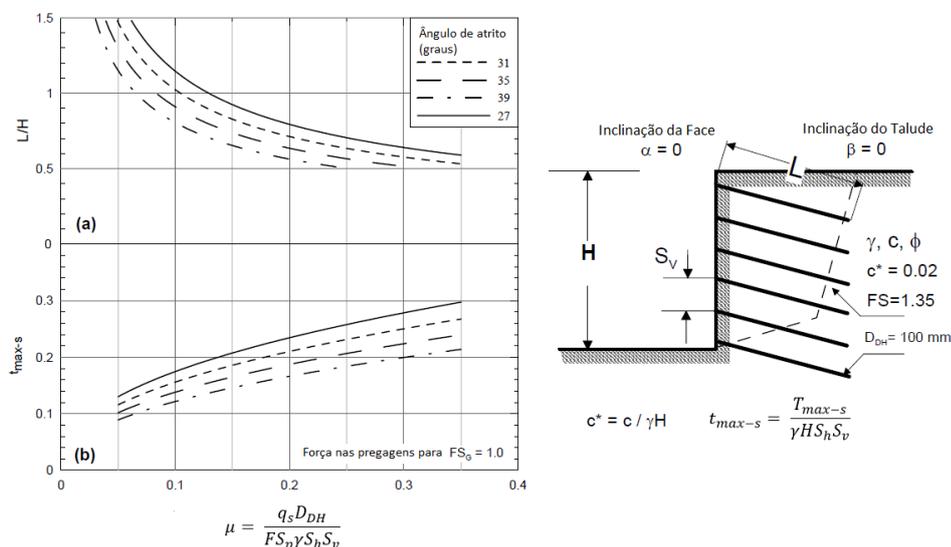


Figura 4.13 – Ábacos de pré-dimensionamento do método da FHWA (Lazarte et al., 2003).

Se as condições do problema em estudo forem diferentes daquelas que foram usadas como base para a criação dos ábacos, os valores  $L/H$  e  $t_{max-s}$  obtidos devem ser corrigidos. Existem dois

grupos de fatores corretivos. O primeiro grupo engloba os fatores  $C_{1L}$ ,  $C_{2L}$  e  $C_{3L}$ , e corrige o valor  $L/H$  quando existem divergências em relação aos parâmetros: diâmetro do furo, coesão do solo e fator de segurança global, respetivamente. Os fatores do segundo grupo designam-se  $C_{1F}$  e  $C_{2F}$ , e dizem respeito à correção do valor da força obtido ( $t_{\max-s}$ ) quanto ao diâmetro do furo e coesão do solo, respetivamente. Os valores de  $C_{1L}$  e  $C_{1F}$  são obtidos da Figura 4.14 a partir do diâmetro do furo,  $D_{DH}$ .

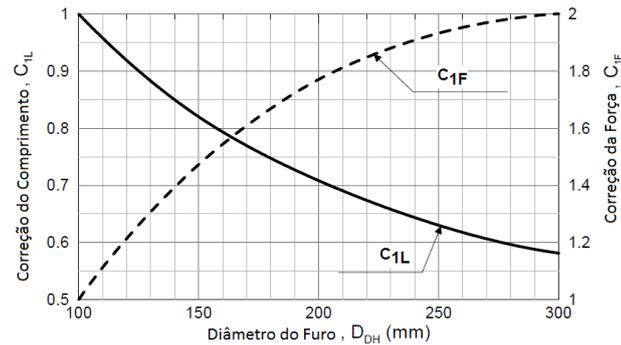


Figura 4.14 – Correções a aplicar em função do diâmetro do furo (Lazarte et al., 2003).

Os fatores  $C_{2L}$ ,  $C_{3L}$  e  $C_{2F}$ , determinam-se a partir das fórmulas apresentadas de seguida

$$C_{2L} = -4.0c^* + 1.09 \geq 0.85 \quad [45]$$

$$C_{2F} = -4.0c^* + 1.09 \geq 0.85 \quad [46]$$

$$C_{3L} = 0.52FS + 0.30 \geq 1.0 \quad [47]$$

Para aplicar os fatores de correção, basta multiplicar todos os fatores a aplicar pelo valor obtido dos abacos, ou seja, os fatores com índice L ( $C_{iL}$ ) multiplicam-se pelo valor de  $L/H$  e os fatores de índice F ( $C_{iF}$ ) pelo valor de  $t_{\max-s}$ .

## 5 ANÁLISES NUMÉRICAS COM DIFERENTES PROGRAMAS DE CÁLCULO

### 5.1 Introdução

Neste Capítulo não se analisa o método Alemão, por falta informação suficiente para aplicar o método (tal como referido no final da Secção 4.2), nem os métodos de Davis e Cinemático por não se encontrar disponível nenhum programa de cálculo automático que utilize os seus pressupostos. Assim sendo, analisam-se neste Capítulo os métodos Francês e FHWA.

Efetuaram-se análises de equilíbrio limite, recorrendo aos programas TALREN e Snail Plus, e análises com o método de elementos finitos, utilizando o programa PLAXIS. O programa TALREN foi desenvolvido com base no método multicritério (Francês) e no seu modelo de cálculo (Secção 4.5), enquanto o programa Snail Plus compreende as bases de cálculo do método da FHWA (Secção 4.4). O capítulo inicia-se com a definição das situações analisadas, e com a exposição das características de cada uma. A Secção 5.3 apresenta os resultados da análise dos diferentes modos de cálculo do TALREN. Na Secção seguinte, confrontam-se os resultados obtidos para as situações estudadas pelos programas e métodos de equilíbrio limite aqui referidos. A Secção 5.5 reúne os resultados das análises efetuadas no PLAXIS, sendo avaliadas as deformações associadas a cada caso, os esforços desenvolvidos nas pregagens e o fator de segurança obtido. O Capítulo termina com a comparação dos fatores de segurança obtidos nos diversos programas utilizados.

### 5.2 Situações Analisadas

As situações analisadas referem-se a uma escavação de 8m de altura, suportada com pregagens com diferentes geometrias para estes elementos de reforço. É considerado um caso base, que servirá de referência nas análises comparativas relativamente à situação em que se faz variar o comprimento das pregagens e à situação em que varia o seu espaçamento vertical.

#### *Caso Base*

O caso base considerado como referência é uma escavação suportada por 5 pregagens, cuja geometria, características das pregagens e solo utilizado apresentam-se na Figura 5.1.



Figura 5.1 - Esquema do caso base, características do solo/pregagens e numeração dos elementos no caso base.

### *Variação da Relação L/H*

Com o objetivo de estudar o efeito do comprimento das pregagens foram estudadas três relações L/H. O caso base tem uma relação L/H=0,7, e como tal achou-se conveniente estudar o caso L/H=0,6 e L/H=0,8. Os comprimentos utilizados foram 5,6m, 4,8m e 6,4m, respetivamente para as relações L/H de 0,7, 0,6 e 0,8.

### *Variação do Espaçamento Vertical entre as Pregagens*

Nestas análises pretende-se avaliar o comportamento da escavação para um diferente número de pregagens por perfil vertical mas utilizando a mesma quantidade de material (aço e calda de injeção). Ou seja, são efetuadas análises que se distinguem pela forma como é distribuída a rigidez das pregagens: em 5 pregagens no caso base, com mais uma pregagem (6 no total) e com menos uma pregagem (4 no total). Nestes cálculos a área total das secções é mantida fazendo variar o diâmetro dos furos e das barras, tal como apresentado no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Dados referentes à secção de cada pregagem utilizados nos casos estudados.

Caso	Nº de pregagens	Área de Aço por pregagem (cm <sup>2</sup> )	Área Calda por pregagem (cm <sup>2</sup> )	Área Total Pregagem (cm <sup>2</sup> )	Área de Aço total (cm <sup>2</sup> )	Área de calda total (cm <sup>2</sup> )	Diâmetro da barra (cm)	Diâmetro do furo (cm)
Base	5	3.14	75.40	78.54	15.70	377.00	2.00	10.00
-1 Pregagem	4	3.93	94.25	98.18			2.24	11.18
+1 Pregagem	6	2.62	62.83	65.45			1.83	9.13

É importante referir que, apesar de em cada um dos casos se ter alterado o número de fases de execução em relação ao caso base, houve a preocupação em manter uma proporção muito semelhante entre as áreas de influência das pregagens localizadas nos extremos da escavação e as existentes entre estas. Deste modo, pretendeu-se minimizar o possível efeito nos resultados

de áreas de influência diferentes. A Figura 5.2 apresenta o esquema da disposição das pregagens e das fases de escavação definidas e ainda a localização do limite vertical da área de influência de cada pregagem.

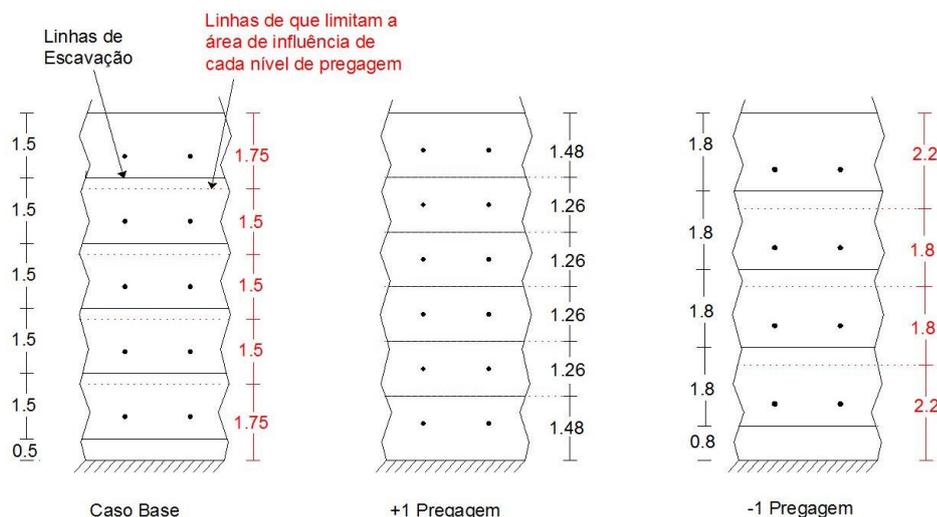


Figura 5.2 – Esquema frontal da escavação em cada caso analisado, com localização das fases de escavação assim como do limite vertical da área de influência de cada pregagem (unidades em metros).

### 5.3 Comparação de diferentes modos de cálculo no programa TALREN

As análises que se seguem, relativamente aos vários modos de cálculo do TALREN, foram realizadas no caso base e utilizaram-se os coeficientes de segurança recomendados pelo projeto Clouterre. O TALREN apresenta três modos de cálculo distintos definidos no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 - Modos de cálculo e respetiva definição no TALREN.

Designação	Cálculo	Definição
Modo 1	$T_{cal}, C_{imp}$	O programa calcula as forças no reforço devido à tração ( $T_n$ ) e assume o valor imposto pelo utilizador para a componente de corte ( $T_c$ ).
Modo 2	$T_{nul}, C_{cal}$	Os reforços não resistem à tração ( $T_n=0$ ), apenas ao corte e flexão (Microestacas).
Modo 3	$T_{cal}, C_{cal}$	O programa calcula as duas componentes resistentes em cada reforço ( $T_n$ e $T_c$ ).

No Modo 1, quando se impõe uma componente de corte nula, ignora-se a resistência ao corte do reforço, ou seja, considera-se que os reforços resistem apenas por tração, tal como em alguns métodos de cálculo (métodos Alemão, Davis e FHWA). O Modo 2 não tem aplicabilidade para a técnica do solo pregado, pois admite que não há resistência à tração do reforço, adequando-

se mais ao uso de microestacas em estabilização de taludes. O Modo 3 é aquele onde efetivamente são aplicados, todos os critérios do método multicritério. Por consequência apenas os Modos 1 e 3 têm aplicabilidade relativamente ao solo pregado.

Com o objetivo de comparar a influência da resistência do reforço à flexão e ao corte na segurança, foram efetuadas duas análises distintas com o caso base utilizando o programa TALREN. Numa delas utilizou-se o Modo 1 com  $C_{imp}=0$  (daqui em diante designado apenas Modo 1) e a outra usando o Modo 3.

Definiram-se 11 fases de execução da escavação, correspondendo a cada uma delas um nível de escavação ou uma instalação de pregagem. Em cada fase calculou-se o fator de segurança mínimo, associado à superfície de rotura mais desfavorável. O Quadro 5.3 enumera todas as fases de execução consideradas e o respetivo fator de segurança. De notar que no uso deste programa de cálculo definiu-se que as superfícies de rotura deviam passar abaixo da cota da base da escavação, de modo a evitar a ocorrência da rotura pela face da escavação, pois não se pretendia analisar esse tipo de rotura.

Quadro 5.3 – Fases de execução utilizadas e comparação de fatores de segurança obtidos para os Modos 1 e 3.

Fase de Execução	Fator de Segurança		Diferença no F.S. (%)
	Modo 1 ( $T_{cal}, C_{imp}=0$ )	Modo 3 ( $T_{cal}, C_{cal}$ )	
Escavação 1 - E1	2,52	2,52	0,00
Pregagem 1 - P1	4,32	4,32	0,00
Escavação 2 - E2	1,88	1,95	3,72
Pregagem 2 - P2	2,43	2,47	1,65
Escavação 3 - E3	1,47	1,48	0,68
Pregagem 3 - P3	1,78	1,79	0,56
Escavação 4 - E4	1,21	1,19	-1,65
Pregagem 4 - P4	1,44	1,45	0,69
Escavação 5 - E5	1,07	1,08	0,93
Pregagem 5 - P5	1,25	1,25	0,00
Escavação 6 (final) - EF	1,12	1,13	0,89

A diferença máxima no fator de segurança entre as duas análises para esta geometria é de cerca de 3,72%, correspondente à fase de escavação 2. À partida seria de esperar que considerando a capacidade da pregagem resistir ao corte e à flexão, o fator de segurança seria sempre superior ou igual ao fator obtido considerando apenas a resistência à tração. Mas, como se pode constatar através dos valores do Quadro 5.3, na escavação 4 existe uma redução do fator de segurança de 1,65% para essa situação. Para tentar compreender a causa desta contradição começou-se por

analisar as superfícies de rotura críticas nos dois casos para esta mesma fase. Estas apresentam-se na Figura 5.3 a) e b), correspondendo respetivamente aos cálculos no Modo 3 e Modo 1.

Nestas figuras, observa-se de imediato, que as superfícies de rotura críticas são muito diferentes em cada análise. No caso do Modo 3, o centro da superfície de rotura crítica encontra-se abaixo da superfície do terreno e, como tal a apresenta um troço vertical desde a cota do centro da superfície de rotura crítica até à superfície do terreno. As forças nas pregagens para esta superfície de rotura apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 5.4 – Forças nas pregagens ( $T_n$  e  $T_c$ ) e comprimento de amarração ( $L_p$ ) para os Modos 1 e 3 na fase de escavação 4 usando o TALREN 4.

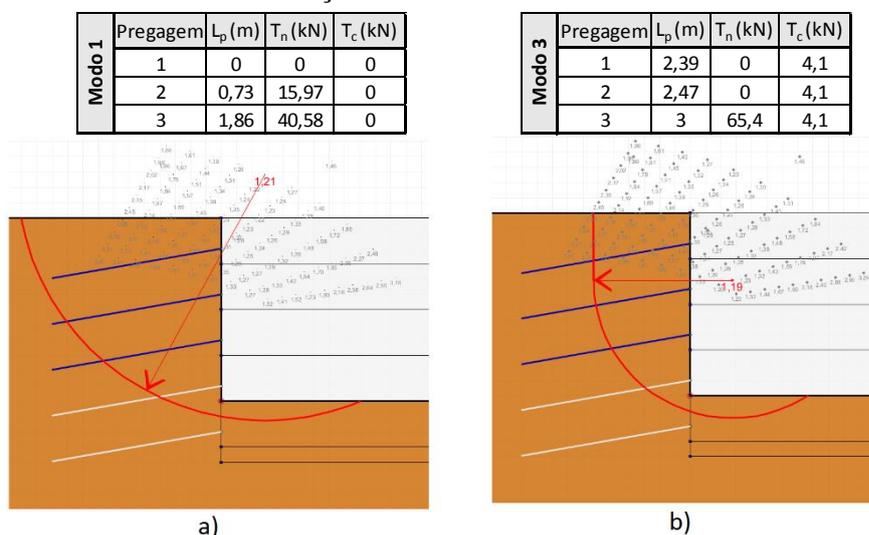


Figura 5.3 – Superfícies de rotura críticas na fase de escavação 4 no TALREN: a) Modo 1 b) Modo 3.

Repare-se, a partir do Quadro 5.4 para o Modo 3, que nas duas pregagens superiores a força de tração é nula e apenas a força de corte é considerada. Note-se ainda que esta força é igual nas 3 pregagens instaladas, sendo esta a força máxima admissível calculada a partir da equação [20] com o valor de  $p_u$  afetado do fator de segurança correspondente.

A Figura 5.4 apresenta a regra de cálculo das forças no reforço segundo o método multicritério (Figura 4.8), aplicado ao caso em questão de modo a evidenciar as diferentes situações.

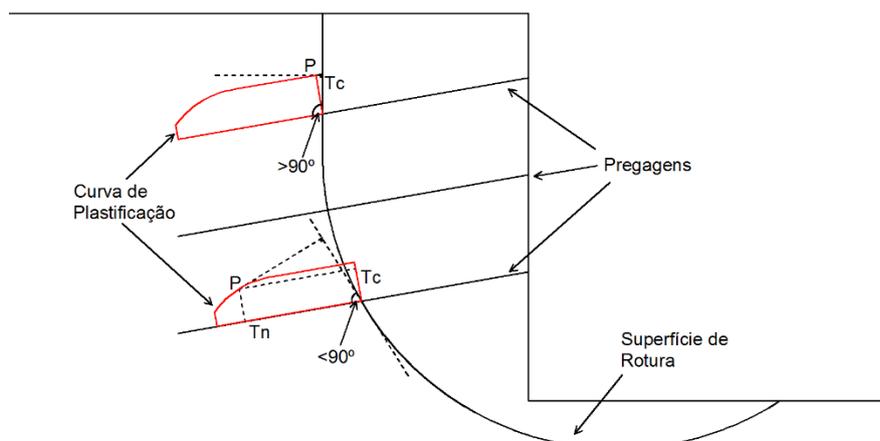


Figura 5.4 – Aplicação do método multicritério a duas situações distintas no TALREN.

Deste modo é possível representar dois “esquemas-tipo” para dois casos diferentes: um deles quando o ângulo da tangente à superfície de ruptura com o comprimento de amarração da pregagem é superior a  $90^\circ$  e outro quando este ângulo é inferior a  $90^\circ$ . Em cada caso a posição do ponto P localizado sobre a curva de plastificação definida pelo multicritério é diferente.

No caso da pregagem superior, correspondente à primeira situação, a projeção do ponto P em relação ao vetor deslocamento ( $\delta$ ) (ver Figura 4.8) apenas possui componente  $T_c$ , sendo a componente  $T_n$  nula. Portanto, é ignorada a resistência à tração e o programa considera apenas a resistência ao corte e flexão. A pregagem inferior encontra-se na segunda situação, e o ponto P apresenta nesta caso as duas componentes não nulas ( $T_n$  e  $T_c$ ).

De seguida, fez-se a análise do fator de segurança e das forças nas pregagens que se obtêm no Modo 1 para a superfície de ruptura que é crítica no Modo 3. O fator de segurança neste modo é 1.28 (em vez de 1.19 no Modo3) e o Quadro 5.5 apresenta os dados relativos às forças nas pregagens:

Quadro 5.5 - Forças nas pregagens ( $T_n$  e  $T_c$ ) e comprimento de amarração ( $L_p$ ) obtidos no Modo 1 para a superfície de ruptura crítica do Modo 3, na fase de escavação 4.

Modo 1	Pregagem	$L_p$ (m)	$T_n$ (kN)	$T_c$ (kN)
	1	2,39	52,2	0
	2	2,47	53,93	0
	3	3	65,4	0

Nesta situação, em que se impõe a componente  $T_c = 0$  kN, o programa assume que a pregagem apenas suporta tração e calcula a força na pregagem utilizando apenas o Critério 1 do método multicritério e não toda a envolvente da curva de plastificação desse método.

Após esta análise, conclui-se que existem superfícies de rotura críticas obtidas pelo TALREN no Modo 3, que apresentam fatores de segurança inferiores ao Modo 1 para os casos específicos em que a superfície de rotura crítica se aproxima da verticalidade. Este facto vai contra o que é defendido por vários autores e que seria expectável: haver um menor fator de segurança sempre que se ignora a contribuição das resistências à flexão e corte das pregagens, ou seja, fazer-se um dimensionamento mais seguro. Tendo em consideração este fecho, as análises subsequentes envolvendo o TALREN utiliza-se apenas o modo que considera unicamente a resistência à tração das pregagens (Modo 1 com  $C_{imp}=0$ ).

#### 5.4 Análise Paramétrica Utilizando os Programas TALREN e Snail Plus

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados do estudo paramétrico nas situações descritas na Secção 5.2. utilizando ambos os programas TALREN e Snail Plus.

##### 5.4.1 Análise para o Caso Base

Em relação ao caso base, realizaram-se duas análises com objetivos distintos. Numa delas pretendeu-se comparar os programas entre si, omitindo o efeito dos fatores de segurança associados a cada método, já apresentados no Capítulo 4. Para tal foram definidos em cada programa fatores de segurança parciais e globais iguais a 1. Na outra análise, o objetivo foi comparar os dois métodos com os respetivos fatores de segurança que cada programa usa: o método francês com recurso ao TALREN e o método FHWA com recurso ao Snail Plus.

Constatou-se que, na utilização da procura automática do Snail Plus as superfícies de rotura críticas, por vezes, assumiam formas pouco realistas, como as apresentadas na Figura 5.5.

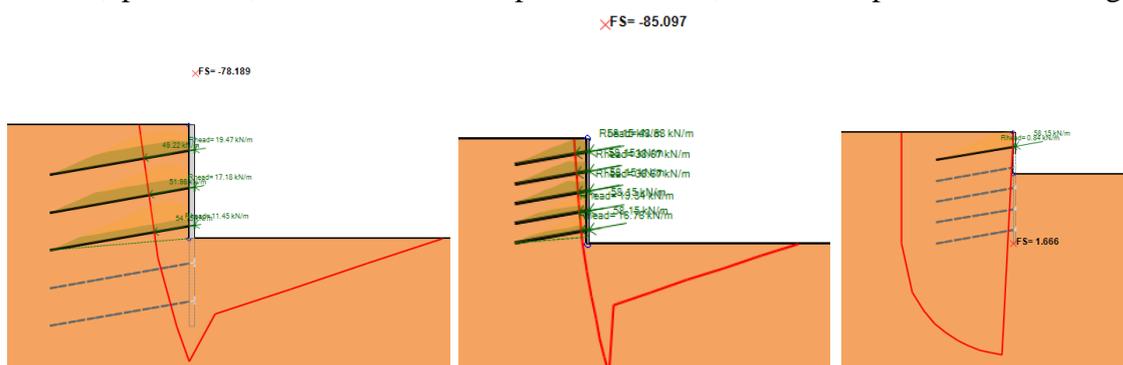


Figura 5.5 – Exemplos de superfícies de rotura críticas não realistas que o Snail Plus apresentava em várias etapas de execução.

Posto isto, as análises que se seguem foram inicialmente executadas no TALREN, onde se obtiveram as superfícies de rotura críticas. De seguida, recolheram-se os dados de cada uma dessas superfícies de rotura (localização do centro e raio) e inseriram-se no Snail Plus, de modo a que os resultados sejam referentes às mesmas superfícies críticas em ambos os programas.

A Figura 5.6 apresenta a evolução dos fatores de segurança para a análise com fatores de segurança unitários. Apesar dos fatores de segurança serem no geral bastante semelhantes, é possível observar nas fases de pregagem um fator de segurança superior no Snail Plus, sendo esta diferença mais evidente nos primeiros níveis de pregagens. Portanto, em princípio, o TALREN fornece valores ligeiramente mais conservativos que o Snail Plus. Contudo, o fator de segurança em todos os níveis de escavação é muito próximo.

Analisando a evolução dos fatores de segurança com as etapas de escavação na Figura 5.6, é possível afirmar que essa evolução ocorre de acordo com o expectável, ou seja:

- O fator de segurança diminui em cada fase de escavação, verificando-se uma redução menor para a escavação final porque a altura de escavação é menor;
- A influência da introdução de uma nova pregagem tem menor relevo à medida que se introduzem novos níveis de pregagem;
- A variação do fator de segurança entre uma fase de escavação e de pregagem diminui de amplitude à medida que se avança nas fases de execução, significando que as pregagens mais profundas têm uma menor influência no fator de segurança do que as iniciais.

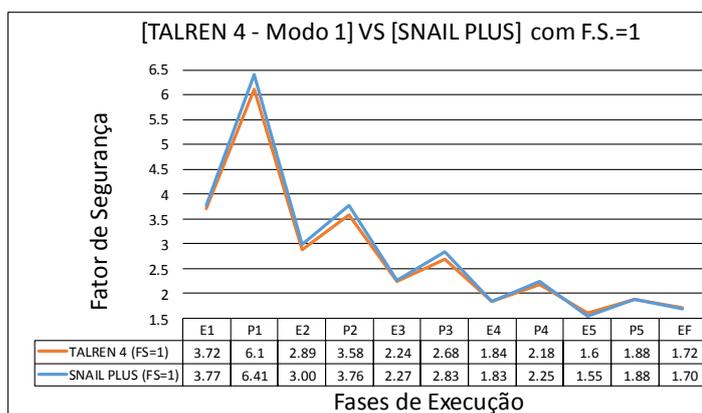


Figura 5.6 - Fatores de segurança para cada fase de execução no TALREN e Snail Plus com fatores de segurança parciais e globais iguais a 1.

Na Figura 5.7 apresenta-se o gráfico com a comparação dos dois métodos de cálculo. No TALREN foram usados os fatores de segurança parciais do projeto Clouterre e no Snail Plus

foram utilizados os fatores do método da FHWA. Para poder comparar diretamente os fatores de segurança obtidos em cada programa, dividiram-se os F.S. provenientes do Snail Plus por 1,5, pois este é o fator de segurança global segundo o método FHWA para que esteja verificada a segurança em estruturas permanentes. Neste gráfico pode observar-se que todos os fatores de segurança obtidos com os critérios da FHWA no Snail Plus são inferiores aos obtidos pelo TALREN com os fatores de segurança do projeto Clouterre. Aliando esta observação à conclusão retirada da análise da Figura 5.6, de que o Snail Plus apresenta fatores de segurança ligeiramente maiores, é possível afirmar que o método FHWA é ligeiramente mais conservativo do que o método Francês utilizando os coeficientes de segurança recomendados no projeto Clouterre. Esta figura também apresenta uma evolução dos fatores de segurança expectável, de acordo com que foi anteriormente enunciado para a Figura 5.6.

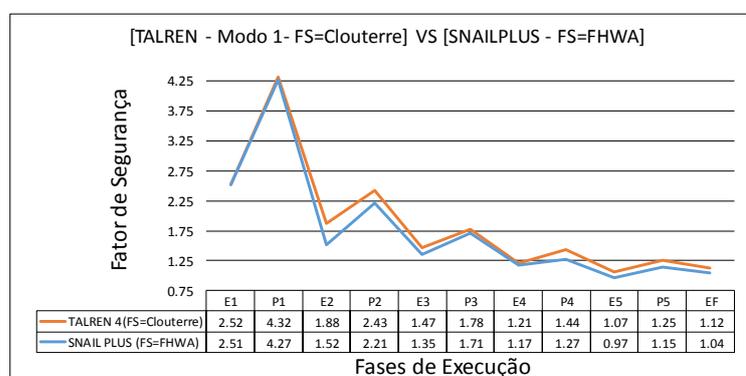


Figura 5.7 - Fatores de segurança para cada fase de execução no TALREN e Snail Plus com fatores de segurança recomendados pelo projeto Clouterre e pela FHWA, respetivamente.

O Quadro 5.6 apresenta a força máxima obtida em cada pregagem e fase de escavação nos dois programas analisados, utilizando os respetivos coeficientes de segurança. Quando o valor da força é nulo, significa que essa pregagem não é intersectada pela superfície de rotura crítica. Dado que foram utilizadas as mesmas superfícies de rotura em ambos os programas, seria de esperar que os valores nulos coincidisse sempre, mas tal não acontece para os valores assinalados com um asterisco (\*). Estes são ligeiramente superiores no Snail Plus, devido ao facto de que o este programa tem em conta a espessura do paramento, o que desloca ligeiramente as pregagens para o interior do maciço, fazendo com que estas intersectem ligeiramente a superfície de rotura em alguns casos.

Quadro 5.6 – Força axial máxima obtida em cada pregagem no caso base com os fatores de segurança do projeto Clouterre e da FHWA.

		Força Axial Máxima em cada Pregagem em cada Fase de execução (kN)											
		Pregagem	E1	P1	E2	P2	E3	P3	E4	P4	E5	P5	EF
TALREN (Clouterre)	1	-	0.00	56.73	0.00	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	-	-	-	29.72	27.29	0.00	15.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	-	-	-	-	-	30.89	40.58	23.28	14.36	0.00	9.66	
	4	-	-	-	-	-	-	-	59.43	40.72	19.71	33.20	
	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	58.38	67.02	
SNAIL PLUS (FHWA)	Pregagem	E1	P1	E2	P2	E3	P3	E4	P4	E5	P5	EF	
	1	-	0.00	51.50	0.3 *	0.87	0.00	3.20 *	0.00	0.00	0.00	0.00	
	2	-	-	-	27.60	25.35	0.00	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	
	3	-	-	-	-	-	28.38	37.04	20.91	12.93	0.00	9.50	
	4	-	-	-	-	-	-	-	54.21	36.68	18.68	30.02	
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53.45	61.02		

De modo a analisar as diferenças nos valores da força axial máxima, apresentam-se no Quadro 5.7 a “diferença” entre as forças máximas calculadas pelos dois programas. Neste quadro estão realçados com sombra vermelha os casos em que o TALREN tem valor maior que o Snail Plus, e com sombra verde a situação oposta.

Quadro 5.7 - Diferença entre força axial máxima obtida em cada pregagem no Snail Plus e no TALREN (a vermelho: TALREN apresenta valores maiores; a verde: Snail Plus apresenta valores maiores).

		Diferença entre a Força Axial Máxima obtida no Snail Plus e no TALREN (kN)											
		Pregagem	E1	P1	E2	P2	E3	P3	E4	P4	E5	P5	EF
	1	-	0.00	-5.23	0.30	0.33	0.00	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	-	-	-	-2.12	-1.94	0.00	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	-	-	-	-	-	-2.51	-3.54	-2.37	-1.43	0.00	-0.16	
	4	-	-	-	-	-	-	-	-5.22	-4.05	-1.04	-3.19	
	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-4.94	-6.00	

Conjugando a informação compilada nos Quadros 5.6 e 5.7, é possível constatar que as forças obtidas no TALREN são sempre superiores às obtidas no Snail Plus excetuando os casos já assinalados anteriormente. O programa TALREN apresenta, em média, valores de força axial máxima cerca de 9% superiores relativamente aos do programa Snail Plus. Esta situação é comum às restantes análises em que se fez variar o número de pregagens por perfil vertical. Portanto, considera-se redundante a apresentação desses resultados.

#### 5.4.2 Análise da variação da relação entre comprimento e altura (L/H)

A Figura 5.8 apresenta os resultados obtidos para as variações da relação L/H analisadas no TALREN. A variação do comprimento das pregagens produziu um efeito relativamente

uniforme em termos percentuais ao longo da escavação. Em relação ao caso base, quando se aumenta o comprimento para 6,4m ( $L/H=0,8$ ), o acréscimo médio do fator de segurança é de 9,11%, tendo havido um aumento máximo de 11,11% na pregagem 2 (P2) e um mínimo de 6,4% na pregagem 5 (P5). Em relação à redução de comprimento para 4,8m ( $L/H=0,6$ ), a redução média foi de -8,3%, tendo um máximo de -10,2% para a escavação 3 e um mínimo de -6,54% para a escavação 5.

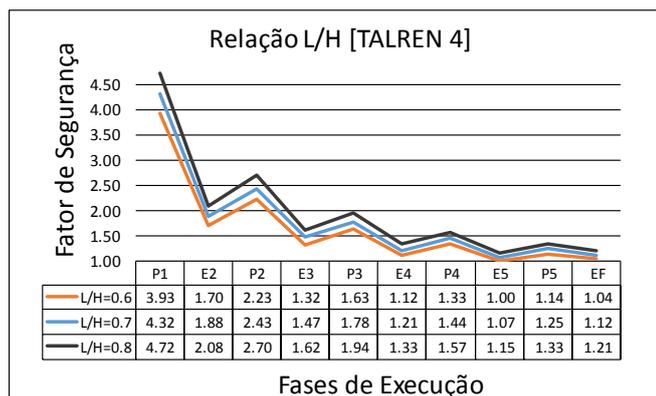


Figura 5.8 – Variação do fator de segurança em cada fase de execução para as relações L/H de 0,6, 0,7 e 0,8 no TALREN.

Por sua vez, a mesma análise no Snail Plus produziu resultados menos uniformes, como se pode observar na Figura 5.9. Apesar de o fator de segurança evoluir de acordo com o expectável, isto é, aumentando para maior L/H e diminuindo no caso oposto, essa variação não se apresenta uniforme ao longo das fases de execução. Além disso, a amplitude da diferença dos fatores de segurança é relativamente grande, variando de 2,72% a 17,8% no caso com maior L/H e reduzindo de -2,62% a -11,28% no caso oposto.

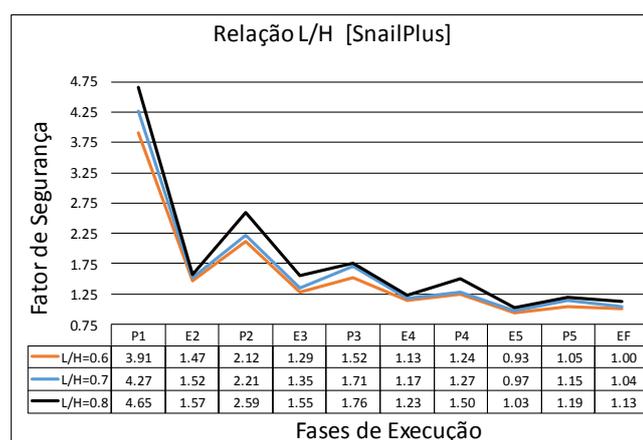


Figura 5.9 - Variação do fator de segurança em cada fase de execução para as relações L/H de 0,6, 0,7 e 0,8 no Snail Plus.

### 5.4.3 Análise da Variação do Espaçamento Vertical entre as Pregagens

Após a análise de cada situação referida na Secção 5.2.3 no TALREN 4 e Snail Plus, reuniram-se no Quadro 5.8 os fatores de segurança mínimos obtidos em fase de construção (Escavação e Pregagem) e no fim da escavação. Os valores sombreados a verde representam o máximo F.S. mínimo em cada fase e os vermelhos o mínimo F.S. mínimo.

Quadro 5.8 – Fatores de segurança mínimos, em cada situação analisada, relativamente a fase de construção e fim da escavação.

TALREN 4	-1 Pregagem	Base	+1 Pregagem	Snail Plus	-1 Pregagem	Base	+1 Pregagem
FS mínimo numa fase de escavação	1.07	1.07	1.02	FS mínimo numa fase de escavação	1.01	0.97	0.98
FS mínimo numa fase de pregagem	1.28	1.25	1.14	FS mínimo numa fase de pregagem	1.18	1.15	1.11
FS Final	1.09	1.12	1.14	FS Final	1.01	1.04	1.11

Analisando os resultados conclui-se que, o caso com menos uma pregagem apresenta nos dois programas um fator de segurança final menor que o caso base, mantendo-se o fator de segurança mínimo nas fases durante a construção no TALREN (1,07) e aumentando ligeiramente o fator de segurança durante a construção no Snail Plus (0,97→1,01).

No TALREN, no caso em que se aumenta o número de pregagens, o fator de segurança final aumenta ligeiramente (1,12→1,14), mas sacrifica-se o fator de segurança mínimo ao longo da construção (1,07→1,02). Por sua vez, a mesma situação no Snail Plus, produz um maior aumento do fator de segurança final (1,04→1,11), praticamente mantendo o fator de segurança mínimo numa fase construtiva (0,97→0,98).

No geral, os dois programas/métodos apresentaram movimentos concordantes nos fatores de segurança para as situações estudadas. Concluiu-se ainda que é possível aumentar o fator de segurança final penalizando o F.S. das fases intermédias e vice-versa, empregando o mesmo material. Na prática, esta conclusão não tem grande relevo porque as diferenças entre os fatores de segurança são diminutas.

Nota para o facto de que esta não foi uma análise económica das soluções, pois não se teve em conta o custo da abertura de mais ou menos um furo, e não se escolheram os diâmetros com base nos diâmetros comerciais, para além do caso base. Pretendeu-se apenas analisar o comportamento da escavação alterando o número de pregagens e não a quantidade de material.

## 5.5 Análise dos casos estudados num programa de elementos finitos (PLAXIS)

Nesta secção apresentam-se os resultados das análises anteriormente descritas mas com recurso ao PLAXIS, um programa que utiliza o método dos elementos finitos (MEF). Ao longo deste Subcapítulo não se efetuou a redução das propriedades resistentes do solo, portanto todos os fatores de segurança apresentados são globais.

As análises foram efetuadas através de cálculos elastoplásticos, onde se obtiveram resultados de evoluções de deslocamentos na face e das forças nas pregagens, assim como da determinação dos fatores de segurança. Para estes últimos foi utilizada a técnica de redução dos parâmetros de resistência do solo, descrita como “Phi/c reduction” no PLAXIS.

### 5.5.1 Características das modelações

Nesta modelação foi utilizada a malha apresentada na Figura 5.10 no caso base, e nos outros casos malhas semelhantes devidamente ajustadas de forma que o grau de refinamento seja idêntico.

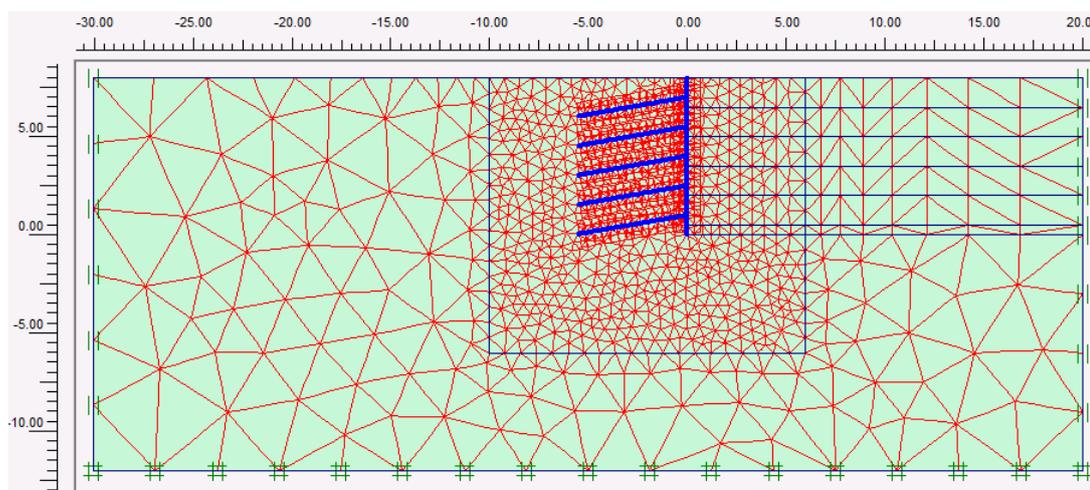


Figura 5.10 – Malha utilizada no PLAXIS no caso base (MEF).

O PLAXIS não apresenta nenhum elemento especificamente definido para simular os pregos utilizados na técnica de solo pregado. Segundo o artigo de Sivakumar Babu e Vikas Singh (2009), o elemento mais adequado para simular o solo pregado é o elemento “placa” (Plate), introduzindo as características desse elemento de forma ponderada, para que se crie uma placa com rigidez semelhante à de uma pregagem. Foi este o procedimento utilizado nas simulações realizadas. O Quadro 5.9 apresenta as características dos materiais e os modelos utilizados na modelação no PLAXIS.

Quadro 5.9 – Características dos materiais definidos no PLAXIS.

	Componente		Características do solo Utilizado	
	Betão Projetado	Pregagens	Modelo	Mohr-Coulomb
Tipo de Material	Elástico	Elástico	Tipo de Material	Drenado
Rigidez Axial (EA)	3000000 kN/m	153700 kN/m	Peso Volúmico Seco	18 kN/m <sup>3</sup>
Rigidez à Flexão (EI)	2500 kN.m <sup>2</sup> /m	96.08 kN.m <sup>2</sup> /m	Módulo de Elasticidade E <sub>ref</sub>	28,7 Mpa
Espessura equivalente (d)	0.1m	0.087m	Coefficiente de Poisson (ν)	0.3
Peso Próprio (w)	2.5 kN/m/m	0.137 kN/m/m	Coesão Efetiva (C <sub>ref</sub> )	5 kPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.2	0.3	Ângulo de Atrito (φ)	32°

O programa PLAXIS não consegue efetuar o cálculo quando uma parcela do revestimento é aplicada sem que esta esteja “presa” ao solo através da pregagem. Portanto, foi necessário alterar as fases que foram definidas para as análises de equilíbrio limite previamente estudadas. Posto isto, as fases de escavação foram “fundidas” e, como tal, os casos analisados passaram a ter uma só fase de execução por cada nível de escavação. Cada uma dessas novas fases passa a englobar a escavação da camada, a aplicação da pregagem e a colocação do revestimento. A definição de novas etapas de construção, provocou o aumento da altura de escavação na última fase do caso base e do caso com 4 pregagens, já que esta altura de escavação foi adicionada à fase anterior. Esta alteração levou a que, a altura de escavação no caso com 4 pregagens seja de 2,6m, um valor que é excessivo e que impossibilitou a convergência nesta última etapa de execução. Como tal, não é possível apresentar o resultado integral da análise para o caso com 4 pregagens.

Nas primeiras análises verificou-se existirem descontinuidades nos deslocamentos do paramento, ao nível das cotas de escavação. Estas aconteciam porque a ativação do revestimento era efetuada em cada nível de escavação, o que impedia a contabilização das deformações previamente existentes em cada novo troço de revestimento. Para contornar este problema, em todas as análises seguintes, passou-se a proceder à ativação inicial de todo o revestimento seguindo os seguintes passos:

1. Inicialmente definiu-se um elemento “placa” com propriedades equivalentes às do solo;
2. Ativou-se o revestimento na totalidade desde o primeiro nível de escavação;
3. À medida que se definiu cada nível de escavação, substituiu-se o material do elemento placa para “Betão Projetado”.

### 5.5.2 Análise do efeito da variação do comprimento das pregagens

Na Figura 5.11 apresentam-se as evoluções dos deslocamentos do paramento, nas diversas fases de escavação, para os 3 comprimentos de pregagens analisados. No geral, até à fase E4 as variações nos deslocamentos dos casos com maior e menor comprimento nas pregagens são

muito reduzidas relativamente ao caso base. Quando se avaliam os deslocamentos finais da face da escavação (fase E5) estas diferenças já são consideráveis.

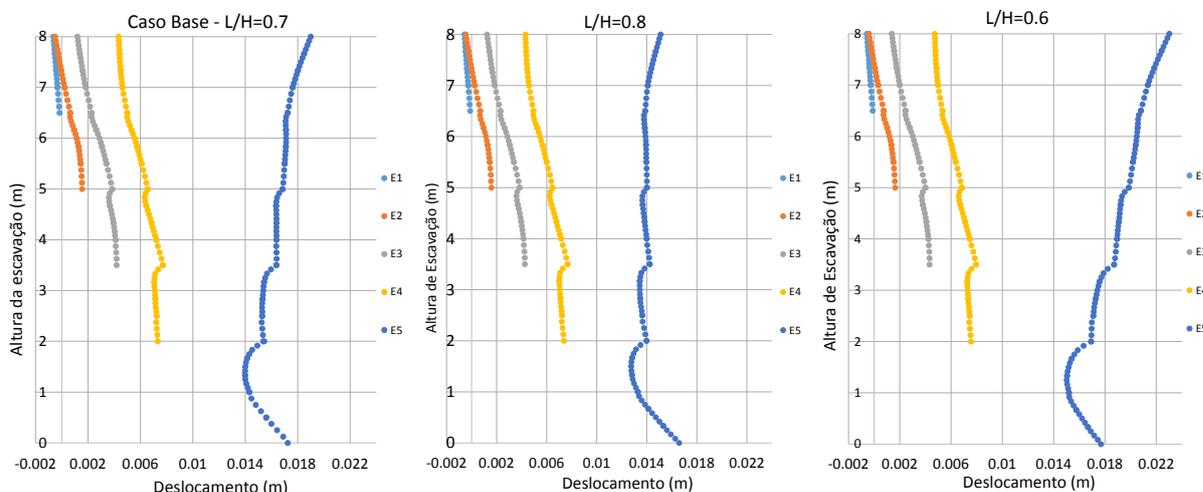


Figura 5.11 – Gráficos representativos da evolução do deslocamento da face do paramento em cada fase de execução nos casos: base ( $L/H=0,7$ ),  $L/H=0,8$  e  $L/H=0,6$ .

O aumento do comprimento das pregagens de 5,6m para 6,4m provocou, tal como seria de esperar, uma redução nos deslocamentos finais obtidos, de cerca de 12,6% ( $18,99\text{mm} \rightarrow 16,59\text{mm}$ ) no topo da face. O uso de um maior comprimento provocou ainda uma maior verticalidade do paramento no troço superior. Por sua vez, a diminuição do comprimento das pregagens para 4,8m, teve como consequência um aumento de 21,23% dos deslocamentos finais máximos ( $18,99\text{mm} \rightarrow 23,02\text{mm}$ ) no topo da face. Analisando a forma da deformada, observa-se que a zona da escavação onde a variação do comprimento das pregagens tem mais impacto é no topo da escavação. A parte inferior da face da escavação apresenta variações relativamente pequenas, na ordem de 1mm em relação ao caso base. Os ligeiros deslocamentos negativos que se observam nas primeiras fases resultam do empolamento excessivo do fundo da escavação, que advém do alívio de tensões verticais excessivo considerado no MEF do PLAXIS e, portanto, não têm um significado realista.

A Figura 5.12 apresenta o exemplo da malha deformada para a escavação final do caso base com uma ampliação das deformações de 50 vezes.

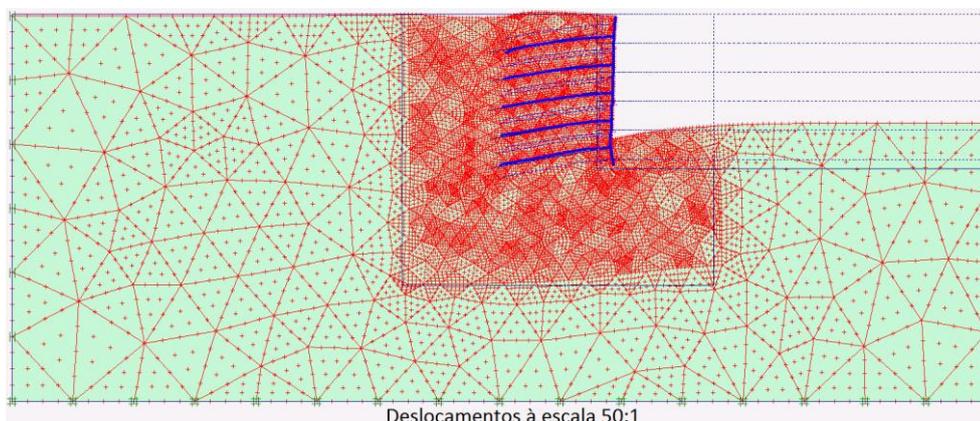


Figura 5.12 – Malha deformada no fim da escavação final para o caso base obtida no PLAXIS (ampliação das deformações de 50 vezes).

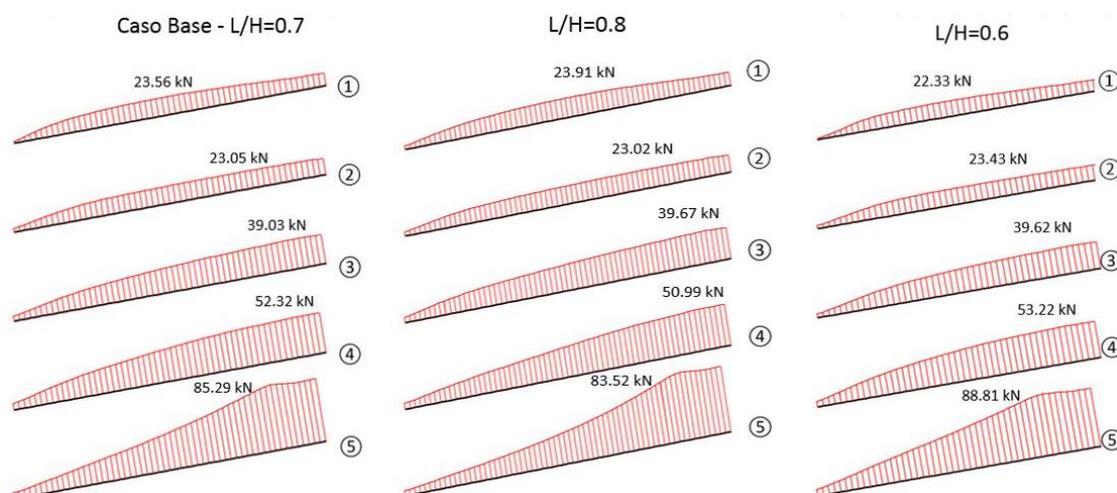


Figura 5.13 – Diagramas de esforço axial das pregagens, na fase final da escavação, obtidos no PLAXIS para os casos base (L/H=0,7), L/H=0,8 e L/H=0,6.

Analisando os diagramas apresentados na Figura 5.13, pode constatar-se que a forma dos diagramas, e o seu valor máximo, em cada pregagem são semelhantes em todos os comprimentos analisados e à medida que se avança em profundidade as pregagens apresentam forças maiores. Existe uma ligeira redução do esforço máximo nos níveis inferiores no caso L/H=0,8, e um ligeiro aumento do esforço nas mesmas pregagens no caso L/H=0,6. Estas variações estão relacionadas com os deslocamentos que ocorrem em cada caso. Ou seja, no caso L/H=0,8 os deslocamentos verificados ao nível das pregagens inferiores são ligeiramente menores, portanto mobiliza-se menos força na pregagem, e vice-versa para o caso L/H=0,6.

Nas pregagens superiores, as forças são muito menores que nas pregagens inferiores, e são semelhantes nos três casos, ocorrendo até uma ligeira inversão em termos de variação da força relativamente às pregagens inferiores. A explicação das forças das pregagens serem menores, reside no facto do movimento relativo da pregagem em relação ao solo ser menor, ou seja, apesar dos deslocamentos no topo do muro serem maiores, a pregagem desloca-se com o solo, porque a sua zona de amarração é praticamente inexistente. Nas pregagens superiores, um comprimento maior é sinónimo de força na pregagem ligeiramente maior, porque uma pregagem mais comprida possui maior diferença relativa entre os deslocamentos das suas extremidades, suportando portanto uma força ligeiramente superior, enquanto numa pregagem mais curta se verifica precisamente o contrário.

No quadro seguinte apresentam-se os fatores de segurança de cada fase calculados com a opção “Phi/c reduction”. Verifica-se que, para efeito do cálculo do fator de segurança, a variação do comprimento das pregagens, tem menor influência na escavação a meia altura (E3) do que nas fases iniciais e finais de escavação.

Quadro 5.10 – Fatores de segurança obtidos pela análise “Phi/c reduction” do PLAXIS.

	FS L/H=0.6	Diferença caso Base %	FS Base	FS L/H=0.8	Diferença caso Base %
E1	4.71	-8.92	5.18	5.72	10.53
E2	2.88	-9.54	3.19	3.45	8.10
E3	2.29	-3.79	2.38	2.54	6.84
E4	1.76	-7.85	1.90	2.06	8.25
E5	1.35	-8.64	1.48	1.58	7.07

### 5.5.3 Análise da influência do espaçamento vertical das pregagens

Nestas análises apenas são apresentados os resultados integrais nos casos base (5 pregagens) e com 6 pregagens pois, como referido anteriormente, não foi possível a convergência na última fase de escavação para a análise com 4 pregagens. De seguida apresenta-se a evolução dos deslocamentos obtidos, para a situação anteriormente descrita, em que se utilizaram menos uma pregagem e mais uma pregagem (4 e 6 pregagens respetivamente).

Com base nos dados da Figura 5.14, conclui-se caso com mais uma pregagem permitiu reduzir os deslocamentos máximos finais 4,19% (18,99mm→18,19mm), apesar da quantidade de material utilizada ser a mesma. A forma da deformada do paramento manteve-se semelhante. Quanto às fases intermédias, não é possível compará-las diretamente porque estas não possuem as mesmas características.

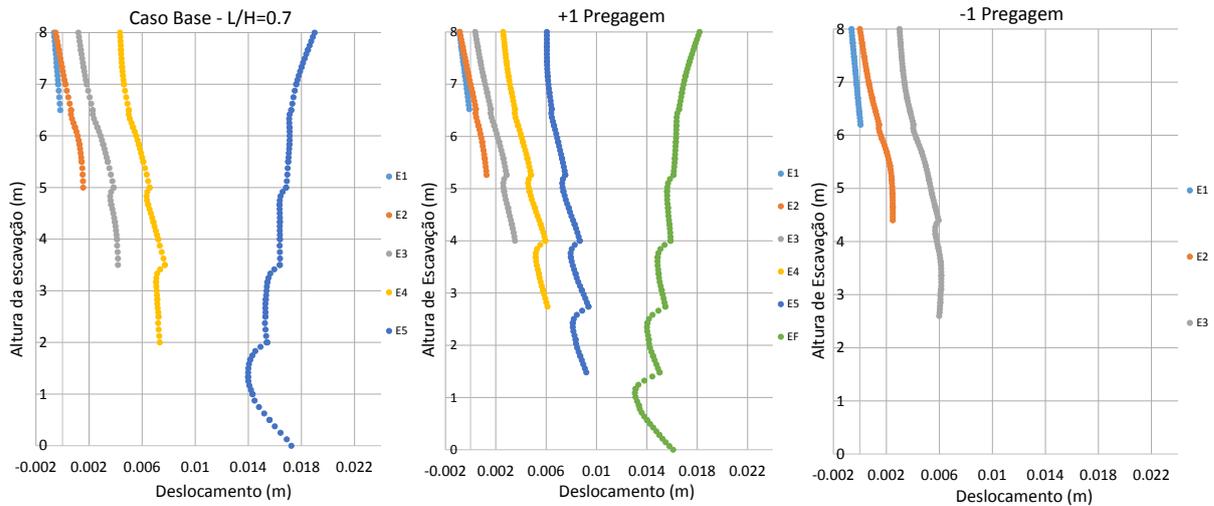


Figura 5.14 - Gráficos representativos da evolução do deslocamento da face do paramento em cada fase de execução nos casos: base, +1 Pregagem e -1 Pregagem (não há dados da fase E4).

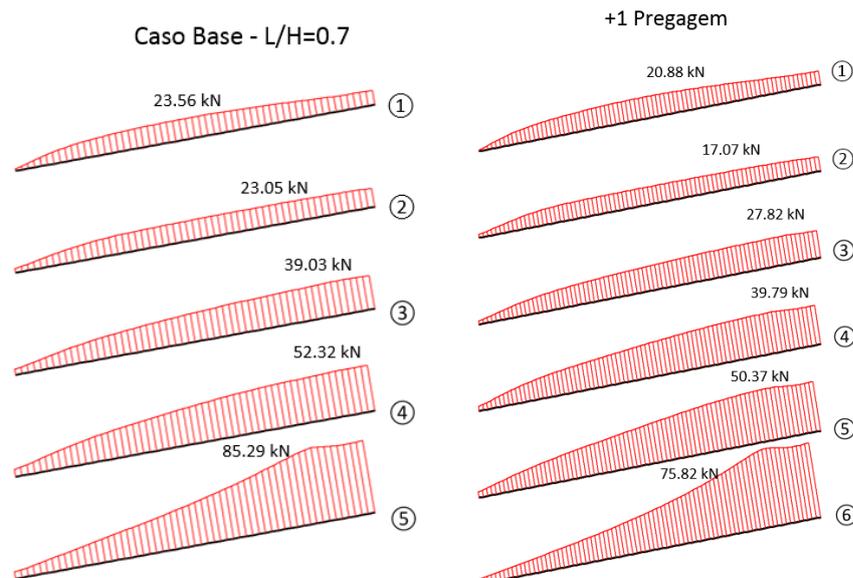


Figura 5.15 - Diagramas de esforço axial nas pregagens, na fase final da escavação, obtidos no PLAXIS para os casos base e com mais uma pregagem.

As forças nas pregagens, para o caso com mais uma pregagem apresentam-se na Figura 5.15. Apesar das pregagens não estarem à mesma cota existe uma redução generalizada da força axial máxima nas pregagens no caso com 6 pregagens comparativamente ao caso base. Esta redução não é inteiramente devido à redução dos deslocamentos, que neste caso até foi relativamente

pequena. Neste caso procedeu-se à redução da rigidez de cada pregagem e, como tal, uma pregagem mais flexível apresenta uma força menor comparativamente a uma pregagem mais rígida para um deslocamento semelhante. A redução da força máxima nas pregagens foi de 11,1% (85,29kN→75,82kN).

O fator de segurança final para o caso com mais uma pregagem, obtido através do método “Phi/c reduction” do PLAXIS, é de 1,48. Curiosamente, é igual ao F.S. final do caso base, apresentado anteriormente. Os fatores de segurança das fases de construção intermédias não são comparáveis, e como tal não se apresentam nesta análise.

## 5.6 Comparação entre resultados do PLAXIS com TALREN e Snail Plus 2013

Nas comparações que se seguem, todos os resultados provenientes do programa PLAXIS estão afetados pelos fatores de segurança parciais do Eurocódigo 7 (EC7), ou seja, efetuou-se a redução das propriedades resistentes do solo de acordo com esta norma, de modo a obter valores comparáveis com os métodos de equilíbrio limite. Utilizou-se para o ângulo de atrito efetivo de cálculo ( $\phi'_d$ ) o valor de 26,56°, e para o valor da coesão efetiva de cálculo ( $c'_d$ ) 4kPa.

Com esta redução dos parâmetros resistentes do solo, o PLAXIS apenas conseguiu obter convergência em todas as fases de execução para as situações base e com aumento do comprimento das pregagens (L/H=0,8). O Quadro 5.11 apresenta os fatores de segurança obtidos para as situações em que o PLAXIS atingiu a convergência em todas as fases de execução.

Quadro 5.11 – Fatores de segurança obtidos nos três programas utilizados para todas as fases de execução nos casos base e L/H=0,8.

		E1/P1	E2/P2	E3/P3	E4/P4	E5/P5
Caso Base	TALREN 4	4.32	2.43	1.78	1.44	1.12
	Snail Plus 2013	4.27	2.21	1.71	1.27	1.04
	PLAXIS (EC7)	4.29	2.81	1.91	1.52	1.16
L/H=0.8	TALREN 4	4.72	2.70	1.94	1.57	1.21
	Snail Plus 2013	4.65	2.59	1.76	1.50	1.13
	PLAXIS (EC7)	4.58	2.88	2.03	1.65	1.26

Do Quadro 5.11, conclui-se que as análises realizadas no PLAXIS utilizando os fatores de segurança parciais do EC 7 são ligeiramente menos conservativas para todas as fases de execução à exceção da primeira onde são praticamente iguais.

Como já foi referido anteriormente, no TALREN os fatores de segurança parciais são aplicados diretamente às ações e às propriedades dos materiais. No Snail Plus são aplicados fatores às propriedades das pregagens, além de haver a necessidade de se cumprir um fator de segurança global. Relativamente à resistência ao arranque unitária,  $q_s$ , estes dois MEL impõem diretamente um fator de segurança a este parâmetro independentemente dos fatores a aplicar às propriedades do solo. No caso do PLAXIS, apenas se impõem diretamente fatores de segurança às propriedades do solo, mas implicitamente está a afeta-se o valor de  $q_s$ , pois este depende destas propriedades. Contudo, apesar destas diferenças nas metodologias verifica-se que os fatores de segurança obtidos em cada programa são bastante semelhantes.

---

## 6 CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS

Existem dois mecanismos de interação solo-reforço na técnica do solo pregado. O primeiro refere-se à mobilização da resistência ao corte desenvolvida na interface solo-reforço ao longo do comprimento da pregagem, sendo responsável pelo esforço axial nas pregagens. O segundo relaciona-se com a pressão que o solo exerce no reforço numa zona localizada próxima da interseção com a superfície potencial de rotura, sendo responsável pelos esforços de flexão e corte nas pregagens. O segundo mecanismo é desprezado por vários métodos de dimensionamento, como os métodos Alemão, FHWA e Davis, porque são necessários grandes deslocamentos da cunha de solo ativa para que ocorra a mobilização da resistência à flexão e corte das pregagens, o que só acontece admitindo fatores de segurança muito baixos.

Inicialmente houve a tentativa de trabalhar com as superfícies de rotura críticas obtidas nos programas TALREN e Snail Plus, mas verificou-se que o Snail Plus, por vezes, apresentava superfícies de rotura pouco realistas e, como tal, recorreu-se à análise das superfícies de rotura críticas calculadas pelo TALREN também no Snail Plus.

O TALREN apresenta 3 modos de cálculo. No primeiro, o programa calcula as forças de tração no reforço e assume o valor imposto pelo utilizador para a componente de corte, no Modo 2 é assumido que o reforço apenas resiste a forças de corte e flexão e no Modo 3 são calculadas as duas componentes resistentes em cada reforço. Para o estudo do solo pregado apenas têm aplicabilidade os Modos 1 e 3. Estes modos foram comparados no programa TALREN impondo uma força de corte nula para o Modo 1, de forma a ignorar as resistências ao corte e flexão do reforço. Concluiu-se que em determinadas superfícies de rotura o Modo de cálculo 3 pode apresentar fatores de segurança inferiores aos do Modo 1 quando se impõe uma força de corte nula. Este tipo de situação acontece porque a aplicação da regra de cálculo das forças no reforço, às situações em que o ângulo da tangente à superfície de rotura com o comprimento de amarração da pregagem é superior a  $90^\circ$ , leva a que a contribuição da resistência axial dessa pregagem seja desprezada.

Numa primeira análise com fatores de segurança unitários, tal como seria expectável, os resultados obtidos pelos MEL para superfícies de rotura iguais são muito semelhantes com ambos os programas, quer em termos de fatores de segurança como de forças nas pregagens. Apesar desta semelhança, o programa de cálculo TALREN 4 é ligeiramente mais conservativo

que o Snail Plus. Posteriormente, utilizando os fatores de segurança dos métodos Francês e FHWA no TALREN e Snail Plus, respectivamente, verificou-se que os FS obtidos no Snail Plus são menores que aqueles obtidos no TALREN, podendo-se concluir que o método da FHWA é mais conservativo que o método Francês.

Nas análises efetuadas, obteve-se uma evolução genérica expectável do FS com o faseamento construtivo, descrita pelas seguintes observações: o FS diminui em cada fase de escavação; a influência da introdução de uma nova pregagem no FS tem menor relevo à medida que se introduzem níveis de pregagem mais profundos; a variação do FS entre fases de escavação e pregagem diminui de amplitude com o avançar da escavação.

Os resultados das análises pelos MEL em que se varia o comprimento das pregagens são, na generalidade, coerentes com o expectável. No TALREN obtiveram-se resultados relativamente uniformes ao longo de toda a escavação, enquanto no Snail Plus verificaram-se resultados menos uniformes, havendo uma grande amplitude nas diferenças nos FS ao longo da escavação.

A análise da variação do espaçamento vertical entre pregagens pelos MEL apresenta resultados relativamente concordantes para os dois programas. As variações nos FS obtidos foram subtis em ambos os casos. Quando se introduziu mais uma pregagem, o FS mínimo obtido durante as etapas de construção diminuiu ligeiramente e o FS final aumentou, também de forma suave. No caso com 4 pregagens, verificou-se o oposto: houve um aumento do FS mínimo durante a execução, e o FS final diminuiu.

A modelação numérica do faseamento construtivo do muro com pregagens pelo MEF requereu a utilização de um procedimento particular, em que todo o paramento teve de estar inicialmente ativado. Desta forma conseguiram-se eliminar com êxito as descontinuidades de deslocamentos nas juntas entre painéis do paramento nas sucessivas fases.

As análises realizadas com o MEF revelaram-se também coerentes com o expectável quanto à variação do comprimento das pregagens, verificando-se um aumento do FS associado a uma diminuição dos deslocamentos quando se aumenta o comprimento das pregagens. Concluiu-se que, a variação do comprimento das pregagens, tem menor influência no fator de segurança do nível de escavação intermédio. As forças finais nas pregagens são superiores nos níveis inferiores, havendo uma ligeira redução destas no caso  $L/H=0,8$ , e um ligeiro aumento no caso  $L/H=0,6$  comparativamente ao caso base. Nas pregagens superiores os valores são praticamente idênticos nos 3 casos.

A adição de mais uma pregagem mantendo a quantidade de material total, permitiu reduzir ligeiramente os deslocamentos máximos finais e reduzir a força axial máxima nas pregagens relativamente ao caso base.

Os FS obtidos pelos MEL, com os programas TALREN e Snail Plus, e pelo MEF através do PLAXIS, são sensivelmente próximos, apesar de cada um deles impor os coeficientes de segurança de forma diferente.

Como propostas de trabalhos futuros, sugere-se a realização de análises semelhantes às efetuadas neste trabalho, para outras geometrias da escavação e da disposição das pregagens e para solos com diferentes propriedades, de modo a reunir maior número de situações estudadas e poder fazer-se uma comparação com os resultados obtidos no presente trabalho. Propõe-se também o estudo das alterações que podem ocorrer quando se aplicam ações externas ao terreno. Seria ainda interessante, avaliar a influência de diferentes parâmetros nos fatores de segurança, forças nas pregagens e deslocamentos. Estes parâmetros poderiam ser, por exemplo: a área de influência de cada pregagem, a altura das fases de escavação, a razão entre o diâmetro do furo e a secção de aço usada nas pregagens, a altura de escavação para uma determinada malha de pregagens, etc.

---

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABMS/ABEF. “Fundações Teoria e Prática”. 2ª Edição, editora PINI, 1999, São Paulo, pp. 750.

Babu, G. L. S., Singh, V, P (2009). “Simulation of Soil Nail Structures using PLAXIS 2D”. Plaxis Bulletin, Spring issue 2009, pp. 16-21.

Bridle, R., Barr, B. (1990). “The Analysis and Design of Soil Nails”. Proceedings of International Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp. 249-254.

Bustamante, M., Droix, B. (1985). “Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés”. Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, pp. 75-92.

Byrne, R. J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., Ueblacker, G. (1998). “Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall”. Publication FHWA-SA-96-069R, Federal Highway Administration, USA.

CLOUTERRE (1991). “Recommandations CLOUTERRE 1991 – pour la conception, le calcul, l’exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols”, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

ENV 1997-1:1994 – Eurocode 7 – Geotechnical Design – Part 1: General Rules

Gässler, G. (1990). “In-situ Techniques of Reinforced Soil”. Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society.

Gässler, G., Gudehus, G. (1981). “Soil Nailing – Some Aspects of a New Technique”. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.3, Session 12, pp. 665-670.

Gonçalves, M. (1992). “Análise do Comportamento das Escavações Pregadas na Rotura”. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Heymann, G., Rohde A., Schwartz, K., Friedlaender, E. (1992). “Soil Nail Pullout Resistance in Residual Soils”. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, Vol. 1.

Jewell, R. (1990). “Review of the Theoretical Models for Soil Nailing”. Proceedings of International Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp. 265-275.

Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., Elias, V. (1990). “Kinematical Limit Analysis for Design of Soil-Nailed Structures”. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 116, No. 1, pp. 54-72.

Juran, I., Elias, V. (1991). "Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures", Foundation Engineering Handbook, Ch 26, 2<sup>nd</sup> Ed, pp. 868-905.

Lazarte, C., Elias, V., Espinoza, D., Sabatini, P. (2003). "Geotechnical engineering circular no.7: Soil Nail Walls", Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA), USA.

Ortigão, J. (1997). "Pullout Tests in Soil Nailing Structures". Revista Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 20, nº1 pp. 39-43.

Porterfield, J., Cotton, D. e Byrne, R. (1994). "Soil Nailing Field Inspectors Manual, Project Demonstration 103", Publication FHWA-SA-93-068, Federal Highway Administration, USA.

Schlosser, F. (1982). "Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol". Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, N° 418-October 1983, Serie: Sols et Fondations 184, pp.8-23.

Shen, C., Bang, S. Romstad, K., Kulchin, L., DeNatale, J. (1981). "Field Measurements os an Earth Support System". American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 107, GT12, pp. 1625-1642.

Shields, D., Schnabel, H., Weatherby, D. (1978). "Load transfer in pressure injected anchors". Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers (ASCE), No. GT-9, pp. 1183-1196.

Silva, D. (2009). "Análise de Diferentes Metodologias Executivas de Solo Pregado a Partir de Ensaio de Arrancamento Realizados em Campo e Laboratório". Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil.

Stocker, M., Korber, G., Gässler, G., Gudehus, G. (1979). "Soil Nailing". International Conference of Soil Reinforcements, Paris, 2, pp. 463-474.

Plumelle, C. Schlosser, F., Oclage, P., Knochenmus. G. (1990). "French National Research Project on Soil Nailing: CLOUTERRE", Geotechnical Special Publication No. 25, American Society of Civil Engineers (ASCE).

Weatherby, D. (1982). "Tiebacks". Federal Highway Administration, Report No. FHWA/RD-82/047.