

ESCAVAÇÕES PREGADAS: COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO*

SOIL NAILING IN EXCAVATIONS: BEHAVIOUR AND DESIGN

por

A. SILVA CARDOSO**

M. MATOS FERNANDES***

RESUMO – Analisam-se os aspectos fundamentais da influência das pregagens no comportamento dos solos reforçados em especial quando a técnica é empregue em escavações. Desenvolve-se e aplica-se a um caso concreto um método de dimensionamento deste tipo de obras, baseado no conceito de equilíbrio limite. Por fim, discute-se brevemente a questão dos deslocamentos das escavações pregadas.

SYNOPSIS – The paper analyses the fundamental issues concerning the behaviour of soils reinforced with nails, particularly when the technique is used on excavations. A case study is then carried out which applies a method of analysis using the limit equilibrium concept. Finally, the displacements of nailed excavations are briefly discussed.

1 – INTRODUÇÃO

A adopção da técnica de pregagens em solos para a execução de escavações tem vindo a conhecer, nos últimos anos, importante incremento. Tal circunstância deve-se, por um lado, à larga gama de situações para as quais a técnica se aplica em boas condições e, por outro lado, às vantagens relacionadas com o reduzido custo e grande rapidez de execução da mesma técnica em comparação com outras há mais tempo conhecidas e utilizadas.

A execução de uma escavação utilizando a pregagem do solo é realizada por fases alternadas de escavação e instalação das pregagens. As armaduras, geralmente metálicas, podem ser colocadas por dois processos: i) cravação; ii) selagem (com calda de cimento, em geral) dentro de um furo previamente realizado.

No Quadro I incluem-se as principais características de algumas importantes escavações em que a técnica construtiva em causa foi empregue com êxito.

* Trabalho recebido em Julho de 1985. A discussão do trabalho está aberta por um período de 3 meses.

** Engenheiro Civil, Assistente da FEUP.

*** Engenheiro Civil, Professor Auxiliar da FEUP.

QUADRO I

Referência	Local	Tipo	Solo		Força de arranque		Características da escavação e do reforço							Observações
			ϕ (o)	c (kPa)	dos re- forços (kn/ml)		H (m)	Esp. (cm)	L (m)	θ (o)	I_n (m)	I_v (m)	Reforços	
Cartier et al (1983)	França	Areia fina siltosa	33	10	15 a 20	11.6	5 a 10	5.5	7.0	20	0.7	0.7	L50.50.5 L60.60.6 cravados	Assentamento Máx. de 1.4 cm
Guilloux et al (1983)	França	Depósito glacial de granulometria muito extensa, muito denso. Envolvente não linear: $\phi = 70^\circ$ no início $\phi = 36^\circ$ na porção recta			240	14	15	7 a 11	7	10	2	3	$\varnothing$ 32 selados	Deslocamentos máximos de 1 a 2 cm
Shen et al (1981)	USA California	Silte arenoso e argila siltosa	?	?	?	9	10	6	20	20	1.2	1.8	d = 10 cm incluindo a calda	Deslocamentos máximos de 1.3 cm num alinham. 1.5 m atrás da face
Shen et al (1981)	USA Portland	Areia fina siltosa e silte arenoso	36 37	19 16	?	11.3	10	7	15	15	1.2	1.5	d = 10 cm incluindo a calda	Deslocamentos máximos de 3.3 cm

H: altura da escavação;

L: comprimento dos reforços;

 I_n : afastamento horizontal entre reforços; I_v : afastamento vertical entre reforços;

Esp.: espessura da parede;

 θ : inclinação dos reforços.

2 – FUNCIONAMENTO DAS PREGAGENS. INTERACÇÃO SOLO-REFORÇO

2.1 – Resultados no âmbito do estudo da terra armada

Os ensaios triaxiais realizados no âmbito dos estudos do comportamento da terra armada (Schlosser e Long, 1975) permitiram interpretar o aumento da resistência de uma areia reforçada em relação à mesma não reforçada, em termos de uma coesão aparente conferida pelas armaduras.

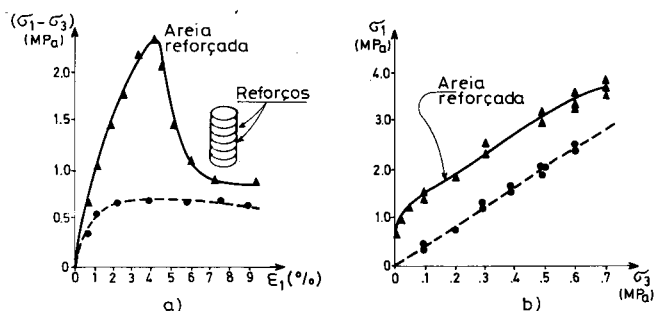


Fig. 1 – Resultados de ensaios triaxiais de uma areia reforçada e não reforçada (Schlosser e Long, 1975): a) diagramas tensão-deformação com σ_3 constante; b) envolventes de rotura.

A Figura 1 ilustra os diagramas tensões-deformações e as envolventes de rotura no plano das tensões principais (σ_1 , σ_3) de uma areia reforçada e não reforçada. Como se pode observar na Figura 1b, a envolvente de rotura só passa a ser recta a partir de um dado valor da tensão de confinamento. Esta observação, conjuntamente com o exame das armaduras após a realização dos ensaios triaxiais, permitiram identificar dois tipos de rotura da areia armada: i) por falta de resistência nas interfaces solo-reforços; ii) por cedência das armaduras.

O valor máximo da coesão aparente conferida pelas armaduras só se atingirá, pois, se a resistência entre o solo e as armaduras for suficiente para que a rotura ocorra por cedência daquelas. Essa coesão aparente máxima será pois função da resistência à tracção das armaduras.

Quando a rotura ocorre por esgotamento da resistência nos contactos solo-reforços mobilizar-se-á uma coesão aparente inferior à máxima. A resistência adicional da areia reforçada depende, portanto, de modo determinante da transferência de tensões da areia para as armaduras, isto é, da resistência mobilizável nas respectivas interfaces.

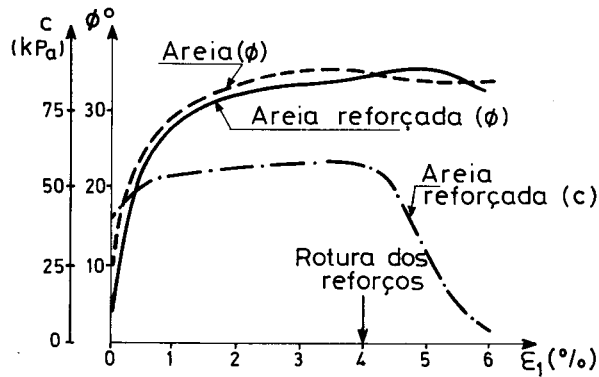


Fig. 2 – Mobilização da coesão e do ângulo de atrito interno (Schlosser e Long, 1975).

É ainda interessante notar (Figura 2) que a mobilização de praticamente a totalidade da coesão aparente se obtém para uma deformação muito pequena, enquanto a resistência intrínseca do solo (ângulo de atrito) não é significativamente afectada pela presença das armaduras e necessita para a sua mobilização de deformações consideravelmente maiores.

A resistência das superfícies de contacto entre os reforços e o solo tem sido alvo de numerosos estudos de natureza experimental. Naquela resistência, a compactidade e a dilatância dos solos (arenosos) bem como a natureza (lisa ou rugosa) das superfícies das armaduras são factores determinantes (Schlosser e Elias, 1978).

A dilatância joga um papel de compensação das menores tensões normais (geoestáticas) da parte superior do maciço reforçado em relação às tensões normais mais elevadas que se desenvolvem na parte inferior. Com efeito, nesta a influência da dilatância é pouco significativa pelo que os coeficientes de atrito aparentes ($f^* = \tau/\gamma h$) não deverão ultrapassar $\tan \phi$, enquanto na parte superior se verifica um importante acréscimo da tensão normal em relação à tensão geoestática γh , devido à relevância que aí toma o fenómeno da dilatância. Para atender ao facto relatado, são adoptados (LCPC – SETRA, 1979) correntemente em projecto os seguintes valores para o coeficiente de atrito aparente com armaduras de terra armada (superfície rugosa):

$$h < 6_m : f^* = f_o^* + (\tan \phi - f_o^*) \frac{h}{6} \quad (\text{com } f_o^* > 1.5)$$

$$h > 6_m : f^* = \tan \phi$$

(1)

A Figura 3 ilustra a evolução do coeficiente de atrito aparente em profundidade adoptando os valores acima citados, bem como a força máxima de tracção mobilizável por metro linear de reforço para um dado maciço arenoso. Como se pode verificar, os valores da tracção máxima nas armaduras, para profundidades entre 2,0 e os 7,0 m, são muito semelhantes.

2.2 – Principais diferenças entre as escavações pregadas e os muros de terra armada

As considerações atrás produzidas foram desenvolvidas no âmbito do estudo do comportamento dos maciços de terra armada. A técnica das escavações pregadas difere da da terra armada nos seguintes aspectos fundamentais:

- 1) as pregagens constituem um reforço dos solos tal como eles se encontram «in situ» enquanto na terra armada se lida com aterros cuja construção é, em regra, controlada;
- 2) uma parede pregada é construída de cima para baixo, enquanto um muro de terra armada é construído de baixo para cima;
- 3) nas pregagens, ao contrário da terra armada, utilizam-se armaduras cujas secções apresentam uma certa rigidez à flexão, permitindo a mobilização de pressões de carácter passivo normais aos eixos respectivos, pressões essas que ocasionam nos reforços esforços de flexão e corte.

De tudo isto resulta que na aplicação da técnica de escavações pregadas se depara em regra com situações muito mais variadas e complexas do que nas obras clássicas de terra armada.

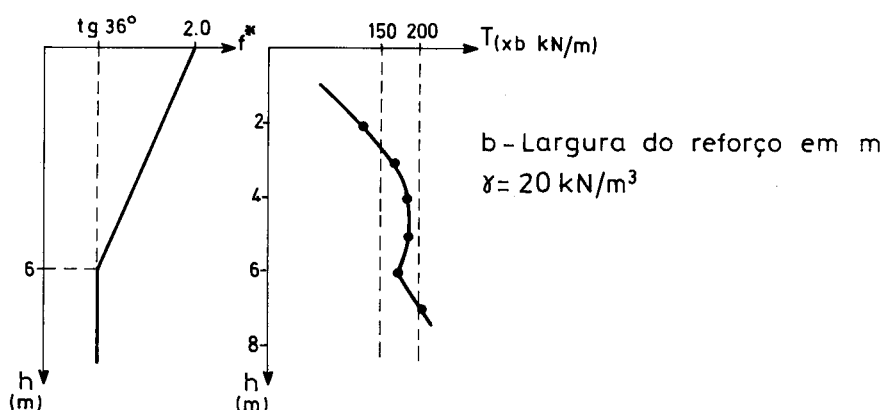


Fig. 3 – Variação com a profundidade da tracção máxima nas armaduras, em solos arenosos.

2.3 – Resistência lateral nas pregagens

Não obstante o que acaba de ser referido, o mecanismo de mobilização da resistência lateral (por fenômenos de atrito e de aderência) solo-reforços é essencialmente idêntico nas pregagens e na terra armada.

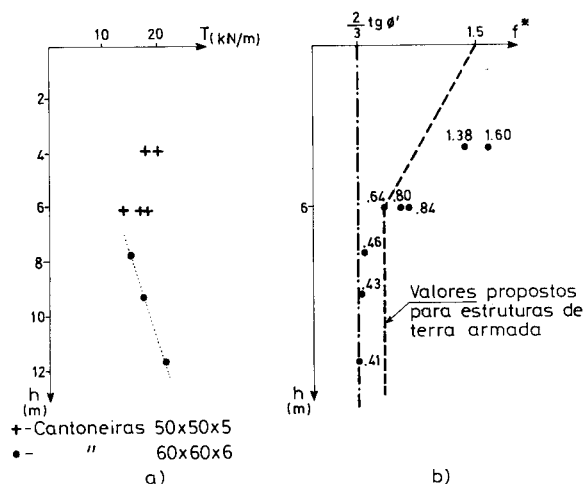


Fig. 4 – Coeficientes de atrito aparente em pregagens (adaptado de Gigan, 1982):
a) resultados dos ensaios de arranque; b) coeficientes de atrito aparente correspondentes.

Os resultados de ensaios de arranque realizados num maciço de areia fina ($\phi = 30^\circ$) acima do nível freático reportados por Gigan (1982) e adaptados na Figura 4, permitem identificar basicamente o mesmo comportamento que se observa na terra armada. Nomeadamente, os valores do coeficiente de atrito aparente determinados estão em razoável acordo com os referidos em 2.1, com a diferença de que abaixo dos 6,0 m aquele coeficiente vale $\frac{2}{3} \tan \phi$ em vez de $\tan \phi$. Este último resultado, contudo, poderá estar relacionado com a pequena rugosidade das armaduras utilizadas nos ensaios (cantoneiras cravadas).

Baseados nestes e noutros resultados, alguns autores tendem a caracterizar a interacção solo arenoso-reforço pela tracção máxima mobilizável nas armaduras suposta como aproximadamente independente da profundidade.

Em análises não drenadas de maciços argilosos homogêneos a mesma hipótese é, também, aceitável. Neste caso a adesão solo-reforço poderá ser caracterizada como uma percentagem da resistência não drenada do solo, dependente do processo de instalação das pregagens.

De qualquer das formas, é importante sublinhar que a complexidade do fenómeno em si mesmo, agravado pela heterogeneidade e anisotropia dos maciços naturais, e ainda pela influência do processo adoptado para a instalação dos reforços, implicam que, em regra, para a elaboração de projectos, se proceda à execução de ensaios de arranque de armaduras colocadas no maciço a reforçar em condições idênticas às que serão adoptadas na obra.

2.4 – Impulso lateral nas pregagens

Parece ser significativa a contribuição da rigidez à flexão das pregagens para a estabilidade do maciço reforçado (Baguelin e Stocker, 1979). Contudo, a sua consideração no dimensionamento tem sido muitas vezes desprezada, em particular devido às dificuldades em quantificar o seu efeito e analisar como a resistência à flexão dos reforços se mobiliza.

A este propósito valerá a pena citar os ensaios de corte directo que Juran et al (1983) realizaram com um solo siltoso compactado em laboratório e reforçado por varões passivos de aço colocados perpendicularmente à superfície de rotura. Segundo os autores, a resistência global ao corte do solo reforçado pode ser expressa pela equação (Figura 5b):

$$\tau = c_o^* + \sigma' \operatorname{tg} \phi' + \Delta\tau \quad (2)$$

em que:

- i) a primeira parcela é a coesão aparente devida às tensões de corte mobilizadas nos reforços;
- ii) a segunda parcela representa as tensões de corte mobilizadas no solo não reforçado ao longo da superfície de rotura;
- iii) a última parcela diz respeito à variação das tensões de corte mobilizadas no solo devido à presença das armaduras (variação que é positiva para baixos valores de ϕ' e negativa para valores elevados da mesma tensão).

Conclusão de importância fundamental refere-se ao facto de serem necessários consideráveis deslocamentos relativos das duas metadas da caixa de corte para mobilizar a totalidade da coesão aparente do solo reforçado ($c^* = c_o^* + \Delta\tau$). Note-se ainda (Figura 5c) que para deslocamentos da ordem de metade dos necessários para mobilizar c^* se mobiliza apenas uma percentagem assaz diminuta desta (da ordem dos 20%). Por outro lado, os deslocamentos necessários para mobilizar uma dada fracção da coesão aparente não são independentes da tensão normal e serão tanto menores quanto mais rígida for a inclusão.

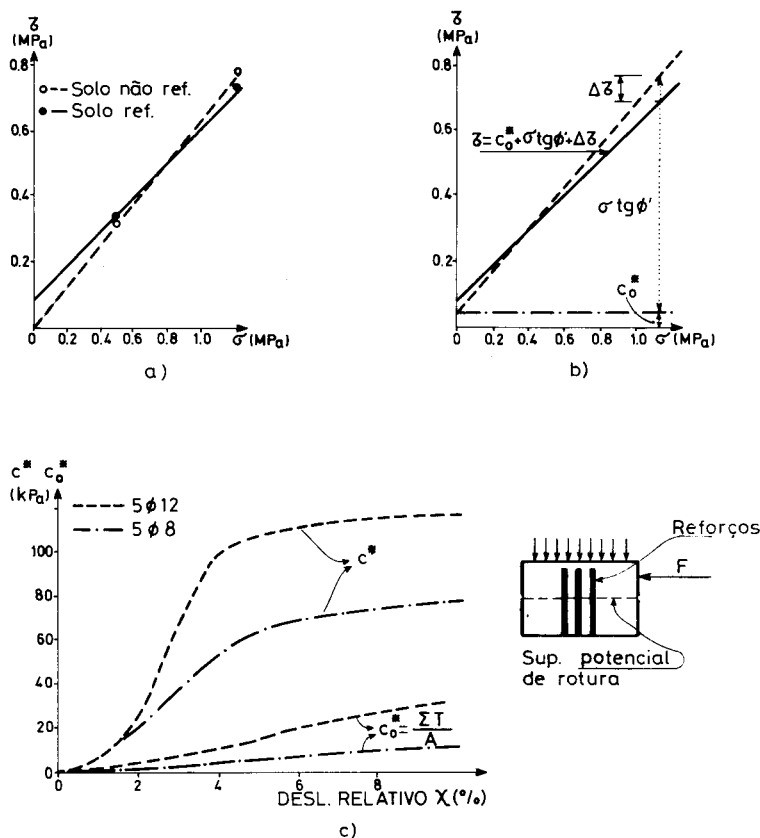


Fig. 5 – Resultados de ensaios com caixa de corte de um solo reforçado (Juran et al, 1983): a) envoltentes de rotura; b) componentes da resistência do solo reforçado; c) mobilização da coesão aparente do solo reforçado.

2.5 – Conclusão

A interação solo-reforço é um fenómeno complexo que depende das características dos dois materiais e do tipo de obra em questão.

São suficientes deslocamentos muito pequenos para mobilizar a resistência nas superfícies de contacto entre o solo e os reforços. Pelo contrário, deslocamentos consideráveis são necessários para mobilizar uma percentagem significativa das pressões passivas normais aos eixos dos reforços.

Em escavações pregadas, em que os deslocamentos admissíveis são geralmente pequenos, a interacção solo-reforço realiza-se essencialmente através de forças de atrito e de adesão nas interfaces, forças que mobilizam esforços de tracção nas armaduras. Contudo, se a rigidez dos reforços fôr importante e/ou os deslocamentos atingirem valores de algum modo elevados, pode mobilizar-se uma fracção não desprezável do impulso lateral sobre as inclusões, o qual pode conduzir a uma sensível redução nas tensões de corte mobilizadas na superfície de rotura e à introdução de importantes esforços de flexão e corte nas armaduras.

3 – ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÕES PREGADAS

Os métodos usuais de análise da segurança de escavações pregadas baseiam-se na teoria dos estados de equilíbrio limite, tal como acontece em muitos outros casos do domínio da Mecânica dos Solos.

A maior séria das limitações dos métodos baseados naquela teoria reside no facto de não permitirem a avaliação directa das deformações, quando é sabido que o comportamento, tanto do solo como das interacções entre o solo e os reforços, depende de modo determinante daquelas.

Quando se tomou consciência do papel fundamental das deformações na resposta dos maciços terrosos às solicitações que lhes são impostas, começaram a desenvolver-se métodos de cálculo, nomeadamente os que utilizam modelos matemáticos por elementos finitos, que permitem seguir passo a passo o estado de tensão-deformação daqueles maciços. Deverá, contudo, dizer-se que a experiência actualmente adquirida sobre a utilização prática desses métodos em escavações pregadas ou em obras de reforço de solos em geral, é ainda bastante restrita (Magnan, 1983).

Pelo contrário, os métodos de equilíbrio limite têm sido intensivamente testados no decorrer de várias décadas e dispõem de um importante capital de confiança. A sua aplicação ao dimensionamento das obras e à observação do comportamento destas tem tornado possível o estabelecimento de regras empíricas ou semi-empíricas que, de modo indirecto, permitem controlar as deformações dentro de limites aceitáveis.

Numerosos métodos têm sido propostos para a análise em equilíbrio limite de escavações pregadas (Stocker et al, 1979; Gassler e Gudehus, 1981; Shen et al, 1982; Schlosser, 1983; Guilloux et al, 1983). Tais métodos distinguem-se essencialmente em três aspectos: i) a forma admitida para a superfície de cedência; ii) a consideração ou não da rigidez à flexão das pregagens; iii) o modo como é definida a segurança da obra. Nos pontos seguinte é proposto e aplicado um método com idêntico objectivo.

4 – DESENVOLVIMENTO DE UM MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE PARA A ANÁLISE DE ESCAVAÇÕES PREGADAS

4.1 – *Mecanismos de rotura. Superfícies de deslizamento*

Experiências em verdadeira grandeza ou com modelos reduzidos (Stocker et al, 1979; Gassler e Gudehus, 1981; Shen et al, 1982) indicam claramente o estabelecimento de mecanismos de rotura constituídos pelo escorregamento de um bloco ou de um conjunto de dois blocos, com a superfície de cedência passando pelo pé da escavação. No primeiro caso esta superfície desenvolve-se na zona pregada do maciço enquanto no segundo corta de uma lado ao outro aquela zona estendendo-se para trás dela (Figura 8).

No mecanismo composto admite-se que a superfície de separação dos dois blocos é plana e vertical e que, ao longo dela, é mobilizada toda a resistência do solo. Com esta hipótese o problema da determinação das incógnitas é estaticamente determinado, eliminando-se assim a necessidade de introduzir um coeficiente de impulso, mais ou menos arbitrário, para resolver aquele problema.

Têm sido propostas superfícies com diferentes formas: planares, biplanares, parabólicas e circulares. No método desenvolvido adoptaram-se os três primeiros tipos (note-se que a superfície plana pode ser considerada um caso particular da biplanar) que apresentam a vantagem de serem de muito fácil caracterização em termos geométricos (ver Figura 8). Esta facilidade de caracterização das superfícies adoptadas permite encontrar rapidamente a superfície potencial de cedência.

4.2 – *Coefficientes de segurança*

Nos métodos de equilíbrio limite, embora se postule a situação de rotura eminente para o estabelecimento das equações de equilíbrio, introduzem-se coeficientes de segurança cuja influência é, em termos do comportamento das obras reais, limitar as deformações e deslocamentos relativos a valores inferiores aos que corresponderiam àquela situação.

Numa dada situação de equilíbrio, à qual estão associadas determinadas deformações e deslocamentos relativos entre o solo e os reforços, a percentagem da resistência total posta em jogo nessa situação de modo a garantir a estabilidade é composta por duas parcelas: a resistência ao corte mobilizada no solo e as forças (de tracção e corte) que se desenvolvem nos reforços. Cada uma dessas parcelas é uma percentagem das resistências máximas idealmente mobilizáveis na situação de equilíbrio limite. O valor relativo da contribuição de cada parcela para a resistência global associada à suposta

situação de equilíbrio, bem como os valores das percentagens referidas são função das características de deformabilidade de cada um dos componentes (solo e reforços) e das respectivas interfaces.

Compreende-se assim que, na análise do comportamento dos maciços pregados, em que existem complicadas interrelações mecânicas entre componentes com distintas características, a introdução de um único coeficiente de segurança, para caracterizar a estabilidade do maciço, tenha um significado global.

Em face do que se disse, introduzem-se, admitindo a homogeneidade das características mecânicas do solo e das interfaces solo-reforços, os seguintes coeficientes de segurança:

– FS_ϕ e FS_c , coeficientes de segurança das características de resistência do solo:

$$\text{tg } \phi_m = \text{tg } \phi / FS_\phi \text{ e } c_m = c / FS_c$$

– FS_T e FS_H , coeficientes de segurança das forças de tracção e corte mobilizadas nos reforços:

$$T_m = T / FS_T \text{ e } H_m = H / FS_H$$

Teoricamente, os valores destes coeficientes são coincidentes apenas na situação de equilíbrio limite. Num outro estado de equilíbrio eles são, em geral, diferentes dado que se mobilizam distintas percentagens das diversas resistências.

Não é possível, como é óbvio, conhecer, através de um método de equilíbrio limite, os valores de todos os coeficientes de segurança. Podem, no entanto, admitir-se algumas hipóteses, baseadas no conhecimento do comportamento mecânico associado à mobilização de cada resistência, que permitam resolver o problema (ver 4.4).

4.3 – *Determinação das forças que se mobilizam nos reforços*

As forças mobilizadas nos reforços dependem das suas características mecânicas bem como das interacções solo-pregagens. De um ponto de vista geral existem dois mecanismos de interacção:

- i) atrito-adesão lateral ao longo do reforço;
- ii) impulso passivo normal ao eixo da inclusão.

O primeiro é responsável pelo desenvolvimento de tracções nas armaduras, enquanto esforços de flexão e corte são resultado do segundo.

Embora seja de esperar que entre os dois mecanismos existam influências mútuas, o conhecimento que se tem dessa interdependência é, por enquanto, reduzido. Por isso, consideram-se separadamente as forças mobilizadas por cada um dos mecanismos.

4.3 – Forças de tracção

Admitindo que a resistência da interface entre uma pregagem genérica, i , interceptada pela superfície de cedência, e o solo pode ser definida por uma lei do tipo Mohr-Coulomb, o valor máximo da tracção mobilizável nessa pregagem é

$$T_i = (c_a + \sigma_n \operatorname{tg} \delta) \rho_i \ell_i \quad (3)$$

em que:

- c_a e δ são, respectivamente, a adesão e o ângulo de atrito da interface do solo com o reforço i ;
- ρ_i e ℓ_i são, respectivamente, o perímetro da secção e o comprimento da pregagem i na zona passiva, isto é, na zona que não entra em deslizamento.

Obviamente, T_i não pode ser superior ao esforço de tracção correspondente à cedência da armadura. Em 4.3.3 abordar-se-á este aspecto.

4.3.2 – Forças de corte

A avaliação das forças de corte mobilizadas nas pregagens é feita adaptando o método proposto por Broms (1964) para a determinação da resistência lateral de estacas verticais solicitadas horizontalmente.

Broms admitiu uma situação de equilíbrio limite e considerou que a força lateral máxima a que uma estaca vertical, colocada num terreno com superfície horizontal, pode resistir depende da resistência do solo às solicitações horizontais ou da resistência da própria estaca, sendo uma ou outra das resistências determinantes conforme a estaca for rígida (curta) ou flexível (longa), respectivamente. No primeiro caso, o solo em volta da estaca plastifica enquanto no segundo se forma uma rótula plástica no ponto de momento máximo da estaca.

A resistência de um solo às solicitações horizontais transmitidas por uma estaca vertical depende do tipo de solo. Poulos e Davis (1980) dão informações detalhadas sobre os valores daquela resistência. Em geral dir-se-á que para solos puramente coesivos a resistência lateral é constante a partir de pequena profundidade e igual a $8-12 c_u$ e que, para solos arenosos, aquela resistência varia com a tensão efectiva vertical e pode ser avaliada aproximadamente pela expressão $\alpha \sigma'_v K_p$ em que K_p é o coeficiente de impulso passivo de Rankine e α um coeficiente adimensional que oscila entre 3 e 9.

Nas paredes pregadas os reforços são instalados aproximadamente na horizontal. Assume-se, então, que a resistência passiva, P_u , às solicitações laterais transmitidas pelas pregagens pode ser, para qualquer tipo de solo, considerada constante. Para solos

coesivos admite-se aquela resistência igual a $8 c_u$ e, para solos arenosos, igual a $5 \sigma'_h K_p$ ou, substituindo σ'_h por $K_o \sigma'_v$ e tomando para K_o a expressão clássica de Jaky, igual a $5 (1 + \sen \phi') \sigma'_v$.

A Figura 6 sintetiza o método de cálculo adoptado para determinar a força H_i mobilizável numa dada pregagem. Inicialmente considera-se a pregagem rígida e determina-se o valor do momento máximo, $M_{\text{máx},i}$; este é em seguida comparado com o momento máximo admissível no reforço, M_y (ver em 4.3.3 como se avalia este momento máximo). Se $M_{\text{máx},i} < M_y$ o valor de H_i é controlado pela resistência do solo e pode ser facilmente determinado. No caso contrário, admite-se a formação de uma rótula no ponto de momento máximo que é tomado igual a M_y , determinando em seguida H_i .

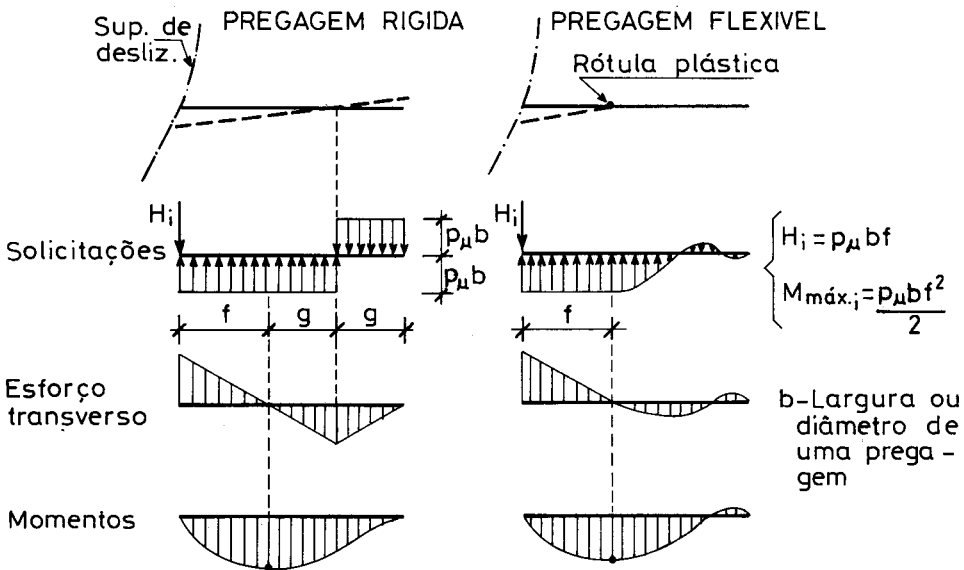


Fig. 6 – Método de determinação da força H_i .

4.3.3 – Verificações atendendo à resistência das pregagens

As forças mobilizáveis numa pregagem não podem ser superiores à sua resistências. A Figura 7 representa os diagramas de esforços actuantes numa pregagem. As verificações quanto à rotura do reforço devem ter em conta as combinações mais desfavoráveis daqueles esforços.

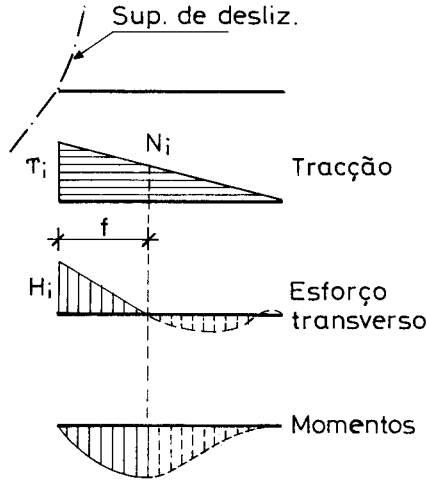


Fig. 7 – Diagramas simplificados de esforços numa pregagem.

Admite-se, simplificadaamente, que as combinações mais desfavoráveis ocorrem nas seguintes secções:

- i) secção em que a força de tracção é máxima;
- ii) secção onde o momento é máximo.

Na primeira secção referida, o esforço transverso tem um máximo e o momento é nulo; a condição a verificar é, então, a seguinte:

$$\frac{T_i^2}{R_n^2} + \frac{H_i^2}{R_c^2} \geq 1 \quad (4)$$

em que R_n e R_c são as resistências da pregagem à tracção e ao corte, respectivamente.

Por sua vez, na segunda secção o esforço transverso é nulo e a tracção tem um valor, N_i , dependente de f (Figura 6). Os esforços, nessa secção, deverão obedecer à condição:

$$\frac{N_i}{\Omega_i} + \frac{M_{\max_i}}{(I_i/v_i)} \leq R_n \quad (5)$$

em que Ω_i e I_i são a superfície e o momento de inércia da secção transversal do reforço, respectivamente, e v_i é a distância máxima de um ponto de secção transversal ao eixo neutro.

4.4 -- Determinação dos coeficientes de segurança

4.4.1 -- Superfícies biplanares

Considere-se uma superfície de escorregamento biplanar definida pelos ângulos α_1 e α_2 (Figura 8). Aplicando o método descrito podem avaliar-se as forças de tracção (T_i) e de corte (H_i) mobilizáveis em cada uma das pregagens interceptadas por aquela superfície. Sejam $T = \sum T_i$ e $H = \sum H_i$.

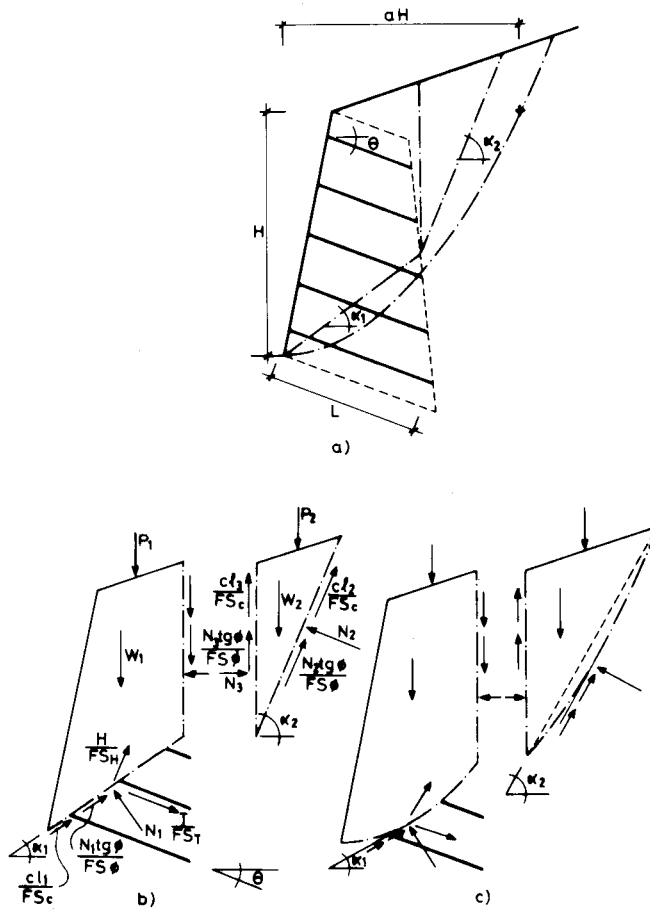


Fig. 8 -- Análise da estabilidade global: a) corte genérico de uma escavação pregada; b) superfície biplanar -- forças actuantes em cada bloco; c) superfície parabólica -- forças actuantes em cada bloco.

As forças resultantes do peso e das sobrecargas actuantes em cada bloco podem ser calculadas por meio de considerações geométricas simples.

Na Figura 8b estão representadas as forças aplicadas a cada um dos blocos. Podem escrever-se as seguintes 4 equações de equilíbrio, duas para cada bloco:

$$N_2 = (W_2 + P_2 - \frac{c\ell_3}{FS_c} - N_3 \frac{\text{tg}\phi}{FS_\phi}) \cos \alpha_2 + N_3 \sin \alpha_2$$

$$\frac{c\ell_2}{FS_c} + \frac{\text{tg}\phi}{FS_\phi} N_2 = (W_2 + P_2 - \frac{c\ell_3}{FS_c} - N_3 \frac{\text{tg}\phi}{FS_\phi}) \sin \alpha_2 - N_3 \cos \alpha_2$$

$$N_1 = (W_1 + P_1 + \frac{c\ell_3}{FS_c} + N_3 \frac{\text{tg}\phi}{FS_\phi}) \cos \alpha_1 - N_3 \sin \alpha_1 + \frac{T}{FS_T} \quad (6)$$

$$\sin (\alpha_1 + \Theta) - \frac{H}{FS_H} \cos (\alpha_1 + \Theta) = \frac{c\ell_1}{FS_c} + \frac{\text{tg}\phi}{FS_\phi} N_1 + \frac{T}{FS_T}$$

$$\cos (\alpha_1 + \Theta) + \frac{H}{FS_H} \sin (\alpha_1 + \Theta) = (W_1 + P_1 + \frac{c\ell_3}{FS_c} + N_3 \frac{\text{tg}\phi}{FS_\phi})$$

$$\sin \alpha_1 + N_3 \cos \alpha_1$$

As incógnitas são sete: N_1 , N_2 , N_3 , FS_c , FS_ϕ , FS_T e FS_H .

Posto nestes termos o problema é indeterminado. A solução depende das hipóteses que se admitam quanto à determinação dos coeficientes de segurança. Discutem-se em seguida algumas dessas hipóteses.

- i) Determinação de um coeficiente de segurança global fazendo $FS_c = FS_\phi = FS_T = FS_H = FS$. Já se viu qual o significado de um coeficiente de segurança deste tipo.

- ii) Uma vez que o deslocamento necessário para mobilizar a resistência passiva do solo é relativamente grande, pode, para uma dada situação de equilíbrio, desprezar-se a força de corte mobilizada nas armaduras fazendo $FS_h = \infty$. Se, por outro lado, o atrito e/ou adesão na interface solo-reforços se mobiliza para deslocamentos relativos muito pequenos, pode-se considerar que, naquela situação de equilíbrio, foram realizados esses deslocamentos e fazer $FS_T = 1$. Assim, determinar-se-á um coeficiente de segurança $FS_\phi = FS_c = FS$ que, desde que sejam válidas as condições enunciadas, representa a reserva disponível de resistência do solo.
- iii) Se fôr possível ter um conhecimento do comportamento mecânico relativo de cada um dos parâmetros de resistência, poder-se-ão arbitrar, com base nesses dados, alguns daqueles coeficientes de segurança ou, em alternativa, admitir relações entre eles de modo a que o sistema de equações resolventes tenha uma solução única. Em qualquer caso a resolução do sistema de equações tem que ser feita por tentativas, como geralmente acontece nos métodos de equilíbrio limite.

Note-se, para finalizar, que o valor de N_3 deve ser maior do que zero. A não verificação desta condição significa que o bloco 2 é auto-estável o que pode acontecer em solos com coesão. Nestas circunstâncias só será possível o deslizamento do bloco 1.

4.4.2 – Superfícies parabólicas

Se se considerar uma superfície parabólica são válidas as equações atrás escritas mas o número de incógnitas aumenta pois são desconhecidos os ângulos α_1 e α_2 (Figura 8c).

Em geral admitem-se aqueles ângulos iguais às inclinações das cordas que subtendem os arcos definidos pela superfície de deslizamento nos blocos 1 e 2, respectivamente (Shen et al, 1982). Pensa-se que embora esta hipótese seja aceitável para α_2 , ela implica que para α_1 se determinem valores conservativos do coeficiente de segurança. Propõe-se, por isso, em alternativa, calcular α_1 recorrendo a uma equação de momentos das forças aplicadas no bloco 1.

4.5 – Programa de cálculo automático

Desenvolveu-se um programa de cálculo automático, escrito em linguagem FORTRAN, para análise da estabilidade de escavações pregadas utilizando a metodologia descrita. O programa foi implementado no computador do Centro de Informática da Universidade do Porto.

O programa permite obter para um maciço pregado com uma geometria qualquer o coeficiente de segurança de superfícies do tipo atrás referido.

5 – APLICAÇÃO DO MÉTODO DESENVOLVIDO

5.1 – Introdução. Problema estudado

Apresenta-se seguidamente a aplicação do método de análise desenvolvido a um caso concreto. Procura-se desse modo estudar diversos aspectos da análise da segurança dos maciços pregados. Esses aspectos dizem respeito tanto à influência dos diferentes parâmetros na estabilidade como à própria metodologia empregue. Assim, serão estudados os seguintes aspectos:

- forma e posição das superfícies de cedência mais prováveis e influência da definição da segurança;
- influência dos parâmetros mecânicos e geométricos na segurança.

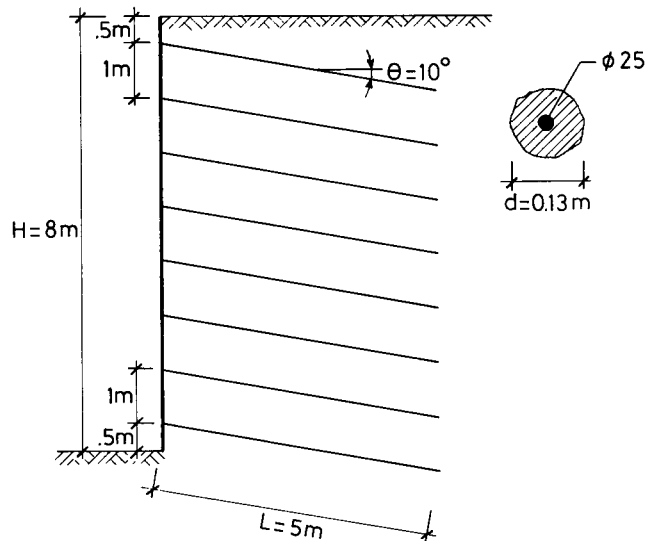


Fig. 9 – Corte esquemático da escavação analisada.

Considere-se a escavação pregada representada na Figura 9, com 8,0 m de altura, 8 níveis de pregagens com 5,0 m de comprimento e inclinados 10° em relação à horizontal. A área de influência de cada pregagem é de $1,0 \text{ m}^2$ (1×1).

Admite-se que o solo é uma areia de compactidade média com as seguintes características: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$. O processo de execução de uma parede pregada implica que o maciço terroso apresente uma certa coesão para que se mantenha estável nas fases de escavação. Contudo, nos cálculos subsequentes, desprezou-se o efeito de coesão.

Já se realçou que nos solos arenosos o efeito conjunto e mutuamente compensado do peso e da dilatação permite que, até certa profundidade, se possa considerar, do ponto de vista prático, a força máxima de tracção por metro linear mobilizável nos reforços independente da tensão normal. Pode, portanto, caracterizar-se a resistência das interfaces solo-reforço por uma adesão fictícia, c_a^* , tal que:

$$T_i = \rho_i \ell_i c_a^*$$

em que:

– ρ_i e ℓ_i são, respectivamente, o perímetro da secção transversal e o comprimento na zona passiva da pregagem de ordem i ;

– T_i é a força máxima de tracção mobilizável na pregagem de ordem i .

T_i terá que ser inferior à força que provoca a cedência do reforço, o que geralmente acontece nas escavações pregadas dado que as secções dos reforços são importantes. Somente se as pregagens foram muito longas e/ou se a resistência mobilizável nas interfaces fôr muito elevada aquela condição será limitativa.

No caso concreto estudado aceitou-se a simplificação indicada e admitiram-se para a coesão aparente e o diâmetro os valores 50 kPa e 0,13 m, respectivamente. A força de tracção mobilizável por metro linear de reforço é, então, aproximadamente igual a 20 kN.

5.2 – Forma e posição das superfícies mais desfavoráveis e influência do modo como se define a segurança

Calcularam-se os coeficientes de segurança para uma série de superfícies parabólicas e biplanares. Os cálculos foram executados para três hipóteses distintas respeitantes aos coeficientes de segurança:

- 1 – despreza-se a rigidez à flexão das pregagens ($FS_H = \infty$) e admite-se que se mobilizam iguais percentagens da resistência do solo e da resistência à tracção das pregagens ($FS_\phi = FS_T = FS$);
- 2 – considera-se a rigidez à flexão e aceita-se que se mobilizem percentagens iguais de todas as resistências ($FS_\phi = FS_T = FS_H = FS$);
- 3 – admite-se a mobilização de toda a resistência à tracção das pregagens ($FS_T = 1$) e despreza-se a sua rigidez à flexão ($FS_H = \infty$).

Nas Figuras 10 e 11 apresentam-se os resultados para superfícies parabólicas e biplanares com α_2 constante, respectivamente. A Figura 12 ilustra a influência da variação de α_2 para dois valores constantes de α_1 .

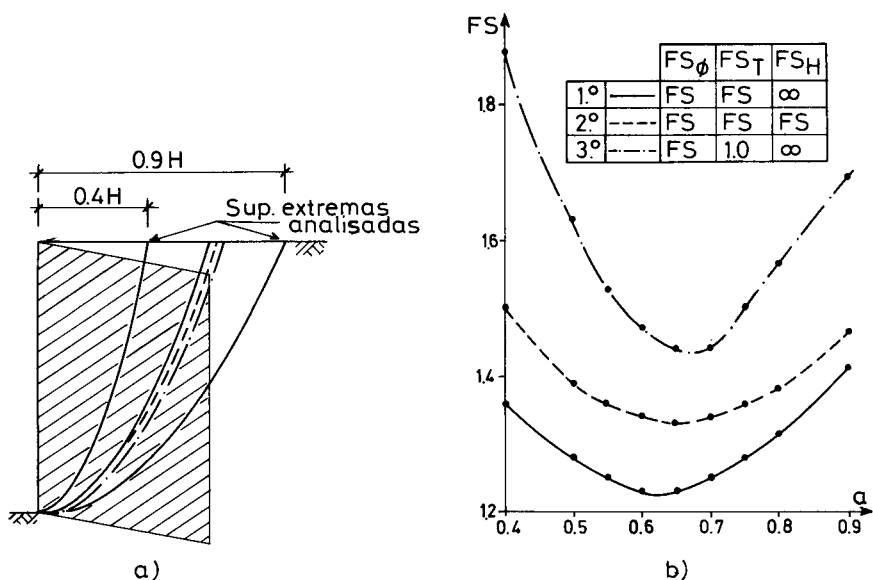


Fig. 10 — Superfícies parabólicas: a) posição das superfícies com menor FS e das superfícies extremas consideradas; b) variação de FS com a posição das superfícies para três definições de FS .

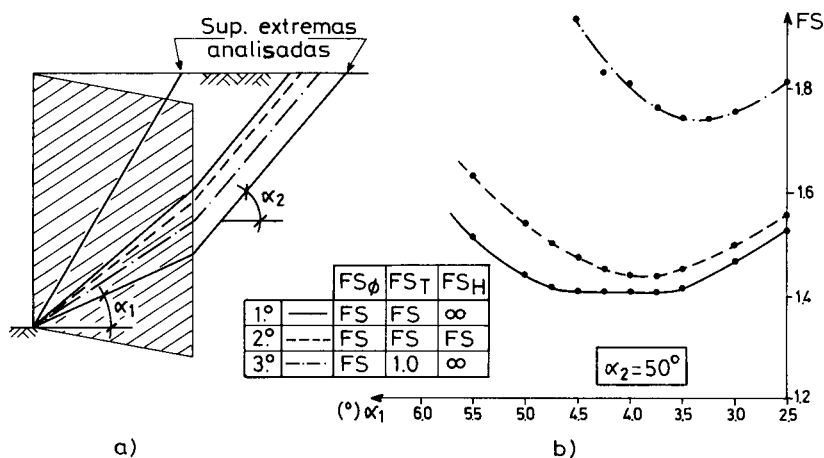


Fig. 11 — Superfícies biplanares: a) posição das superfícies com menor FS e das superfícies extremas consideradas; b) variação de FS com a posição das superfícies para três definições de FS .

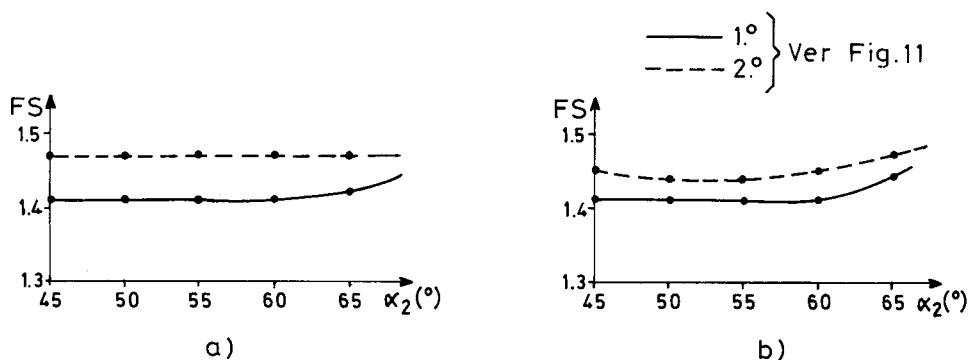


Fig. 12 – Superfícies biplanares – influência de α_2 no valor de FS: a) $\alpha_1 = 45^\circ$; b) $\alpha_1 = 37,5^\circ$.

Interessa em primeiro lugar saber qual a posição da superfície com menor coeficiente de segurança e qual dos dois tipos de superfícies conduz, devido à sua forma, a valores mais desfavoráveis. A análise das Figuras 10, 11 e 12 permite concluir:

- i) A posição das superfícies mais desfavoráveis, em qualquer das formas adoptadas, não depende significativamente do modo como se define a segurança, embora, como é óbvio, os valores concretos dos respectivos coeficientes de segurança possam ser altamente contrastantes. De facto, nota-se apenas um ligeiro aprofundamento daquelas superfícies quando aumenta a contribuição dos reforços para a estabilidade global.
- ii) Quando se consideram superfícies parabólicas obtém-se sempre, para a superfície mais desfavorável, um coeficiente de segurança inferior ao calculado para superfícies biplanares.
- iii) A posição da superfície com menor coeficiente de segurança depende da sua forma.
- iv) A variação do ângulo α_2 , dentro da gama de valores considerados na Figura 12, não tem influência no coeficiente de segurança.

5.3 – Consideração da rigidez à flexão das pregagens

No caso estudado, o aumento do coeficiente de segurança da superfície mais desfavorável quando se considera a rigidez à flexão das pregagens (2.ª hipótese) é, qualquer que seja a forma daquela superfície, inferior a 8% do valor que se obtém quando tal rigidez não é considerada (1.ª hipótese). É, portanto, um aumento relativamente pequeno.

Do ponto de vista da avaliação da resistência última de uma maciço pregado, independentemente dos deslocamentos que sejam necessários para a mobilizar, tem, obviamente, que se considerar a rigidez à flexão dos reforços. Contudo, não é este o aspecto fundamental da questão pois no dimensionamento dos maciços pregados tem, na maior parte dos casos, que se atender aos deslocamentos em situação de serviço.

Se se interpretarem os coeficientes de segurança como medidas indirectas dos deslocamentos do maciço pregado, e se se tiver em conta, como se realçou em 2.4, os importantes deslocamentos que são necessários para mobilizar uma percentagem significativa da resistência das pregagens à flexão, compreender-se-á que os coeficientes de segurança mínimos que se deverão adoptar quando se considere a rigidez à flexão terão que ser maiores do que quando essa rigidez seja desprezada para que sejam idênticas, nos dois casos, os deslocamentos reais do maciço pregado. Nesta perspectiva, a discussão sobre a consideração ou não da rigidez à flexão perde algum significado, sobretudo se a sua influência não é demasiado importante, como acontece no caso estudado. De facto, do ponto de vista do dimensionamento dos maciços pregados para situações de serviço, a consideração de uma maior resistência (a das pregagens à flexão) implica a adopção de coeficientes de segurança mínimos mais elevados.

Nos cálculos das alíneas seguintes despreza-se a rigidez à flexão das pregagens e adopta-se para o coeficiente de segurança a 1.^a hipótese de 5.2 e para as superfícies a forma parabólica.

5.4 – Variações do coeficiente de segurança com as características resistentes

A estabilidade dos maciços pregados depende essencialmente das características resistentes do solo e da resistência mobilizável nas interfaces solo-reforços. Na Figura 13 foram traçados as curvas de iguais coeficientes de segurança para distintos valores da adesão fictícia das interfaces, c_a^* , e do ângulo de atrito do solo ϕ' .

O mecanismo de interacção solo-reforço é um fenómeno complexo ainda não totalmente conhecido. De qualquer modo, e no caso de escavações pregadas em solos arenosos, em que, como se viu, aquele mecanismo repousa fundamentalmente no atrito entre o solo e os reforços (tal como na terra armada), parece, no estado actual dos conhecimentos, que a interacção solo-reforço se caracteriza teoricamente de forma mais adequada através de um coeficiente de atrito aparente ($f^* = \tau_{rot}/\sigma$) variável com a profundidade. É interessante comparar os coeficientes de segurança que se obtêm tomando os valores do coeficiente de atrito aparente já discutidos, com os que se determinam admitindo a hipótese simplificada de a força máxima mobilizada nas pregagens ser independente da profundidade. Na Figura 13 representam-se para cada valor do ângulo de atrito do solo os coeficientes de segurança para as duas hipóteses atrás mencionadas, isto é, $f^* = (2/3 \text{ ou } 1) t_g \phi'$, abaixo dos 6,0 m de profundidade.

A posição da superfície com menor coeficiente de segurança varia com os valores de c_a^* e ϕ' . Verifica-se que, embora a variação não seja muito importante, de um modo geral aquelas superfícies são tanto mais profundas quanto maior fôr o valor da tracção mobilizável nas armaduras e quanto menor fôr a resistência do solo.

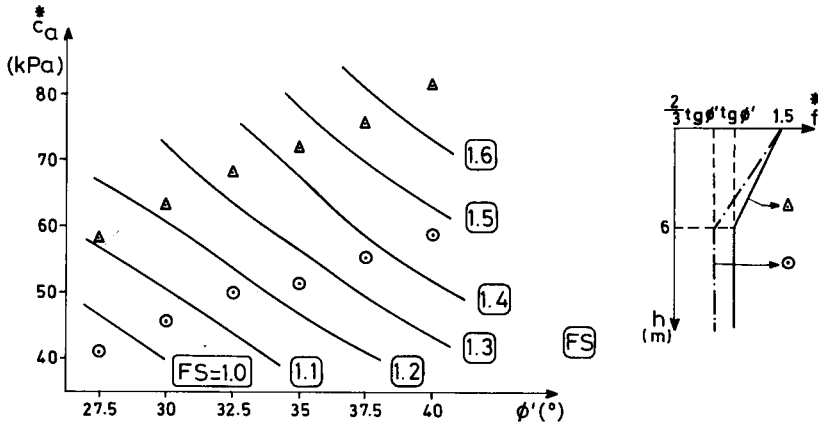


Fig. 13 – Variação de FS com as características de resistência do solo e das interfaces solo-pregagens.

5.5 – Influência do comprimento, número e disposição das pregagens no coeficiente de segurança

5.5.1 – Influência do comprimento e do número

A Figura 14 resume alguns resultados do estudo da influência da variação do comprimento e do número de reforços sobre o coeficiente de segurança.

Quanto à influência da variação do comprimento verifica-se que o coeficiente de segurança varia linearmente com aquela. Observe-se ainda que o ritmo de crescimento do coeficiente de segurança com o aumento do comprimento das pregagens depende do número destas.

No que respeita à influência do número de reforços sobre FS (ver Figura 14b) podem tirar-se conclusões idênticas às anteriores se bem que se note que a variação de FS seja ligeiramente não linear.

Mais interessante que as constatações anteriores será procurar saber o que é mais vantajoso do ponto de vista económico sem alteração da segurança: poucas pregagens longas ou muitas pregagens curtas.

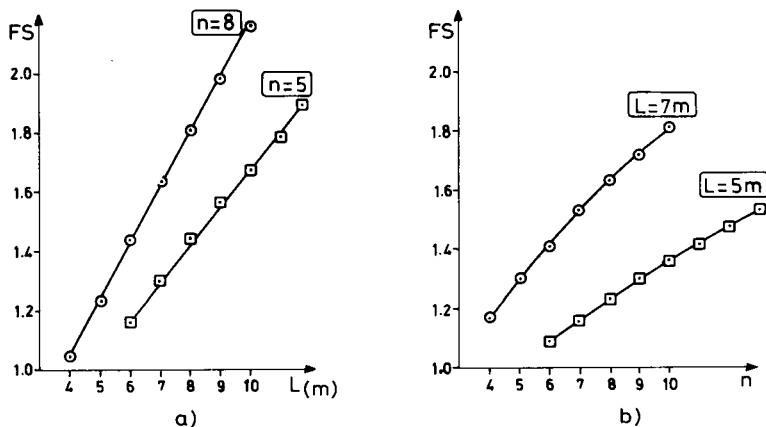


Fig. 14 – Variação de FS com: a) comprimento dos reforços; b) número de reforços.

Admita-se que o custo da execução de um dado tipo de pregagens (caracterizado por uma determinada secção de aço selada ou cravada) depende apenas do comprimento total realizado e considerem-se duas situações com iguais afastamentos horizontais entre reforços. O comprimento total de pregagens por cada alinhamento vertical é dado por nL sendo n o número total de reforços e L o comprimento (comum a todos eles). Se as pregagens estiverem igualmente afastadas entre si na vertical e se e_v for esse afastamento então $e_v = H/n$, sendo H a profundidade do corte. Seja χ um parâmetro adimensional definido do seguinte modo: $\chi = L/e_v = nL/H$. Então, se nas duas situações consideradas for igual o comprimento total de pregagens por alinhamento vertical ($n_1 L_1 = n_2 L_2$) verificar-se-á a igualdade $\chi_1 = \chi_2$, o que significa que χ é uma medida do comprimento total de pregagens.

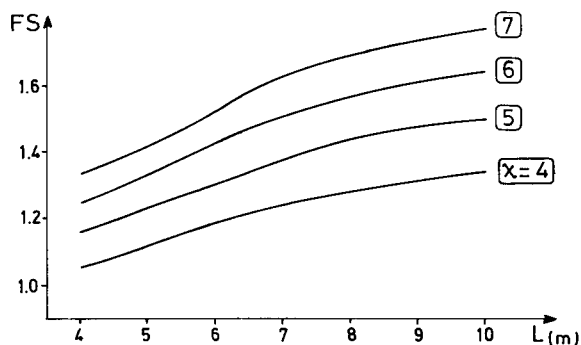


Fig. 15 – Variação de FS com a quantidade e comprimento dos reforços.

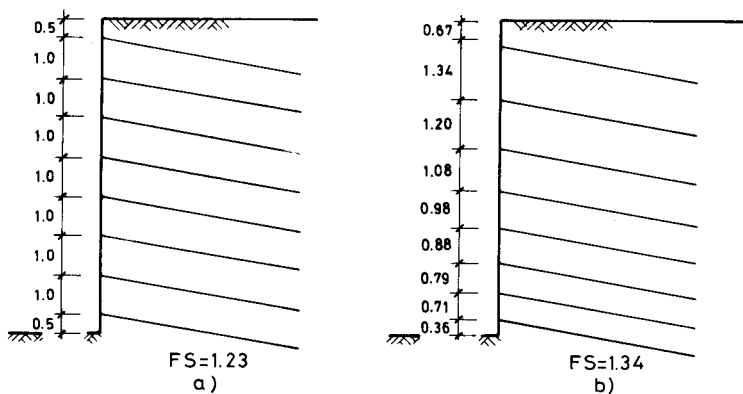


Fig. 16 – *Influência da disposição dos reforços no valor de FS.*

Para o caso que se tem vindo a considerar determinaram-se os coeficientes de segurança para um conjunto de valores do comprimento e do número de reforços. A Figura 15 permite obter os valores desses coeficientes em função do comprimento das pregagens e do parâmetro χ . As seguintes conclusões podem ser tiradas da observação dessa figura:

- i) Para um dado valor de χ , ou seja, para um dado comprimento total de pregagens, o coeficiente de segurança aumenta quando se aumenta o comprimento e, em contrapartida, se diminui o número de reforços. Conclui-se pois ser mais vantajoso ter poucas pregagens longas do que muitas curtas.
- ii) Certamente que para um dado caso concreto o crescimento do coeficiente de segurança com o comprimento dos reforços atingirá um valor limite máximo dependente da resistência à tração das armaduras. Aliás, como se pode observar na figura, o ritmo de crescimento vai sendo cada vez menor, atingindo-se, no caso concreto em estudo, o máximo para valores de L não considerados.
- iii) A conclusão atrás enunciada terá que ser matizada com a consideração de factores que escapam à simples análise da estabilidade de um maciço reforçado. De facto, tem que se atender a que o aumento de L , mantendo constante χ , implica o aumento do afastamento vertical entre pregagens, ou seja, implica o aumento da altura de solo a escavar sem qualquer suporte. Ora, esta altura é certamente um factor limitativo, sobretudo em solos arenosos exibindo apenas pequenos valores de coesão aparente. Veloso e Magro (1985) indicam valores para aquela altura da ordem dos 1,0 e 1,5 m no caso das areias e da ordem dos 1,5 a 2,5 m para solos coesivos. Daqui conclui-se que, genericamente, nos maciços arenosos pregados haverá um maior número de pregagens do que nos maciços de solos coesivos, mais curtos naquele caso do que neste.

5.5.2 – Influência da deposição dos reforços

Nos exemplos apresentados têm sido considerados reforços igualmente afastados entre si. No entanto, é de esperar que para a mesma quantidade de reforços a segurança aumente concentrando-os na parte inferior da escavação.

A Figura 16a representa um corte esquemático da disposição das armaduras que se tem adoptado. Na Figura 16b está representado um outro corte em que a disposição é tal que o afastamento entre os reforços vai decrescendo progressivamente em profundidade com razão igual a 0.9. No segundo caso obteve-se um coeficiente de segurança significativamente maior do que no primeiro, resultado do facto de a superfície potencial de cedência (que se mantém praticamente a mesma) interceptar um maior número de pregagens e, portanto, ser maior a força de tracção mobilizada.

A adopção de disposições deste tipo tem certamente o inconveniente de impedir o estabelecimento de uma rotina na execução dos trabalhos para além que pode não ser viável em maciços arenosos, atendendo aos valores relativamente elevados da altura do solo a escavar sem qualquer reforço nas etapas iniciais da construção. Note-se, no entanto, que sempre se poderá optar por outro tipo de disposições que atendam à ideia geral aqui expressa e que evitem os inconvenientes mencionados.

6 – DESLOCAMENTOS DAS ESCAVAÇÕES PREGADAS

Os resultados das observações dos deslocamentos horizontais de escavações em que se utilizaram técnicas de pregagens em solos (Stocker et al, 1979; Gassler e Gudehus, 1981; Gigan, 1982; Shen et al, 1981, etc.) são resumidamente os seguintes:

- i) os deslocamentos horizontais máximos ocorrem no topo do paramento e são da ordem de 0,1 a 0,3% da profundidade da escavação;
- ii) os deslocamentos horizontais diminuem, geralmente de forma aproximadamente linear, do topo para a base;
- iii) os deslocamentos horizontais diminuem com o aumento da distância à face da escavação.

Estes resultados merecem alguns comentários:

- i) são resultados parciais obtidos para solos granulares e com compacidades médias e elevadas;
- ii) na maior parte dos casos traduzem os deslocamentos relativos do topo da escavação em relação à base, isto é, não entram em linha de conta com os deslocamentos horizontais dos pontos abaixo do nível da escavação, ou porque eles fossem insignificantes ou porque não foram correctamente avaliados;

iii) a influência relativa de diversos factores importantes tais como o estado de tensão inicial, o método construtivo, a geometria da obra, as características da fundação, etc, não é posta em evidência naqueles resultados.

Os deslocamentos verticais da superfície do terreno atrás do paramento são, porventura, mais importantes do que os anteriormente considerados por causa da influência que podem ter no comportamento de eventuais estruturas vizinhas da escavação. Contudo, a informação que existe sobre os seus valores usuais e sobre o modo como variam é ainda bastante escassa. Estabeleceu-se, no entanto, a ideia de que são inferiores aos deslocamentos horizontais, o que geralmente acontece em qualquer escavação.

Em conclusão, dir-se-á que as observações realizadas até ao presente são ainda em número limitado para que se possa ter uma ideia segura da influência dos diversos factores que determinam a grandeza dos deslocamentos. No entanto, em casos correntes de maciços arenosos medianamente compactos a experiência já acumulada permite prever que os deslocamentos dos maciços pregados serão pequenos e da ordem de grandeza dos indicados.

7 – CONCLUSÕES

- 1 – O mecanismo de interacção solo-pregagens é um mecanismo complexo que obriga a que para projectos de escavações pregadas se proceda a ensaios «in situ» de arranque dos reforços utilizando a técnica construtiva e o tipo de armaduras previstas.
- 2 – Dado que são necessários deslocamentos muito pequenos para mobilizar as tracções nas armaduras, o mecanismo fundamental para o comportamento das escavações pregadas é o atrito-adesão lateral entre o solo e os reforços.
- 3 – A utilização dos métodos de dimensionamento à rotura justifica-se não só pela sua versatilidade e fácil aplicação como também pelo facto de se obterem os esforços máximos de tracção nos reforços para pequenas deformações.
- 4 – Em serviço, os esforços nas armaduras não podem ser determinados por aquele tipo de cálculos. Apenas os cálculos em deformação, até ao presente muito pouco aplicados a este tipo de obras, poderão permitir progredir naquela direcção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BAGUELIN, F. e STOCKER, M.F. (1979) — Discussão da sessão sobre Técnicas de Construção do Coll. Int. sur le Renf. des Sols — Paris
- BROMS, B.B (1964a) — «*Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*» — Journal of the Soil Mec. and Found. Div., ASCE, SM 2.
- BROMS, B.B (1964b) — «*Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils*» — Journal of the Soil Mec. and Found. Div., ASCE, SM 3.
- CARTIER, G. e GIGAN, J.P. (1983) — «*Experiments and Observations in soil nailing structures*» — 8.º ECSMFE — Helsínquia.
- GASSLER, G. e GUDEHUS, G. (1981) — «*Soil nailing — Some aspects of a new Technique*» — 10.º ICSMFE — Estocolmo.
- GIGAN, J.P. (1982) — «*L'amélioration des sols et des roches par renforcement*» — École Nationale de Ponts et Chaussées — Paris.
- GUILLOUX, A., NOTTE, G. e GONIN, H. (1983) — «*Experiences on retaining structures by nailing in moraine soils*» — 8.º ECSMFE — Helsínquia.
- JURAN, I., SCHAFFIEE, S., SCHLOSSER, F., HUMBERT, P. e GUENOT, A. (1983) — «*Study of soil — bar interaction in the technique of soil nailing*» — 8.º ECSMFE — Helsínquia.
- LCPC — SETRA (1979) — «*Les ouvrages en terre armée — Recommandations et règles de l'art*».
- MAGNAN, J.P. (1983) — «*Le point sur l'évolution des méthodes de calcul*» — Annales de l'Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Pub. — n.º 418 — Octobre.
- POULOS, H.G. e DAVIS, E.H. (1980) — «*Pile Foundation Analysis and Design*» — John Wiley & Sons.
- SCHLOSSER, F. (1983) — «*Annalogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol*» — Annales de l'Inst. Tech. du Bat. et des Trav. Pub. — n.º 418 — Octobre.
- SCHLOSSER, F. e ELIAS, V. (1978) — «*Friction in Reinforced Earth*» — Symp. on Earth Reinf. — Pittsburg.
- SCHLOSSER, F e LONG, N.T. (1975) — «*Fonctionnement et comportement de la Terre Armée*» — do curso «Dimensionnement des ouvrages em Terre Armée — Murs et Cullées de ponts» — Paris.
- SHEN, C.K., BANG, S. e HERRMANN, L.R. (1981) — «*Ground Movement Analysis of Earth Support System*» — Journal of the Geot. Eng. Div., ASCE, GT 12.
- SHEN, C.K., KIM, Y.S., BANG, S. e MITCHELL, J.F. (1982) — «*Centrifuge Modeling of Lateral Earth Support*» — Journal of the Geot. Eng. Div., ASCE, GT 9.
- STOCKER, M.F., KORBER, G.W., GASSLER, G. e GUDEHUS, G. (1979) — «*Soil Nailing*» — Coll. Int. sur le Renf. des Sols — Paris.
- VELOSO, J. e MAGRO, J. (1985) — «*Solo pregado em suporte de escavações*» — 1.º Simpósio Nacional de Tecnologia e Materiais de Construção (SIMATEC), Lisboa.