

SOLO PREGADO EM SUPORTE DE ESCAVAÇÕES*

Soil Nailing in Support of Excavations

por

JOSÉ VELOSO**

JÚLIO MAGRO**

RESUMO — Apresenta-se uma técnica de suporte de escavações baseada no conceito de solo reforçado. Descreve-se o mecanismo de rotura de dupla cunha e propõe-se um modelo de cálculo de estabilidade global em que é considerada a segurança ao deslizamento da cunha trapezoidal de solo pregado, assimilada a um muro de gravidade, solicitada pela cunha de impulso activo e pelos esforços axiais e transversais nas pregagens cortadas pela superfície potencial de rotura. Fornecem-se algumas indicações relacionadas com o projecto, em especial o atrito solo-pregagem, e apresentam-se exemplos de cálculo. Finalmente, referem-se as vantagens e campo de aplicação das pregagens.

SYNOPSIS — It is described a technique of support for excavations, based on the concept of soil reinforcement. This paper presents a composed failure mechanism of two bodies and proposes a method of overall stability analysis by considering the sliding of a trapezoidal reinforced earth body, assumed as a gravity retaining wall, subjected to the active failure wedge and to the axial and shear forces of the nails where crossing the slip surface. Are given some indications related to design, in particular on the soil-nail friction, and two examples of stability calculation. Finally are presented the advantages and scope of application of nailed-retaining walls.

1 – INTRODUÇÃO

A pregagem do solo consiste em reforçar o terreno «in situ» com elementos lineares trabalhando à tracção e ao corte. Esta técnica é utilizada na contenção de escavações e na estabilização de taludes.

As pregagens em rocha são conhecidas há muito tempo. A novidade das pregagens em solos, inclusive em areias com pequena coesão capilar, reside no conceito de solo reforçado. O solo natural adjacente à escavação é melhorado de modo a poder manter-se sem suporte a profundidades que exigiriam normalmente a instalação de cortinas de estacas ou paredes moldadas, ancoradas ou escoradas.

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

** Engenheiros Projectistas de Fundações – TEIXEIRA DUARTE, LDA.

Em vez do método tradicional dos muros de suporte, cuja execução obriga a uma escavação prévia de terrenos relativamente densos ou consistentes, substituindo-os por aterros mal compactos no tardo dos muros, este novo processo permite cortes verticais em aterros e aluviões arenosos bem como em argilas rijas e rochas brandas, acima do nível freático.

As pregagens são geralmente constituídas por varões de aço, com 20 a 32 mm de diâmetro, selados com calda de cimento em furos previamente abertos. Também podem ser tubos ou perfis metálicos vibro-cravados no terreno, definindo uma malha mais apertada de pregagens. A exposição que se segue refere-se ao caso mais frequente de varões selados com calda de cimento, embora o método de cálculo seja comum a ambos os tipos de pregagens.

À medida que prossegue a escavação, os varões são colocados com pequena inclinação descendente em relação à horizontal, de modo a permitir o enchimento dos furos por gravidade, e o solo é protegido localmente por um betão projectado que forma o paramento flexível da obra. No suporte de escavações as pregagens trabalham essencialmente à tracção e o seu mecanismo de funcionamento é semelhante ao da terra armada.

Na estabilização de taludes, utilizam-se pregagens de grande diâmetro (estacas), colocadas perpendicularmente à superfície de deslizamento potencial e trabalhando essencialmente ao corte.

As pregagens são passivas e daí a necessidade de uma certa deformação do solo para trabalharem à tracção, limitada pela tensão de cedência do aço e pela resistência ao arranque devida ao atrito mobilizado ao longo da interface calda-terreno. Nelas se desenvolvem ainda esforços de corte e flexão cujos valores dependem da rigidez do conjunto varão-calda em relação ao terreno.

2 — PROCESSO DE EXECUÇÃO

- Escavação da primeira camada, com uma altura de 1 a 1,5 m, no caso de areias, ou de 1,5 a 2,5 m no caso de solos coesivos (Fig. 1a). O solo deve ter uma certa coesão, nem que seja capilar, para se manter estável nesta fase.
- Revestimento do paramento com rede de aço envolvida por betão projectado, com poucos centímetros de espessura (Fig. 1b). Em solos coesivos as pregagens podem ser realizadas antes do revestimento.
- Execução de uma fiada de pregagens (Fig. 1c). Em geral, os varões são introduzidos em furos com 7,5 a 15 cm de diâmetro e selados com calda de cimento. O seu comprimento varia de 0,5 a 1 vezes a altura da escavação, consoante a natureza do solo e a sobrecarga, e o espaçamento horizontal pode variar de 1 a 2,5 m.

- Assim que as pregagens estiverem ligadas ao revestimento por meio de placas de topo, a camada seguinte pode ser imediatamente escavada (Fig. 1d), visto que o solo já está estabilizado pelas armaduras superiores.
- E assim sucessivamente, até ao fundo da escavação.

A figura 2 mostra os pormenores construtivos de um muro de suporte por pregagem do solo.

Em estruturas de suporte definitivas, deverá ser aplicada uma segunda camada de betão projectado, recobrimdo as placas de topo das pregagens, de modo a obter-se um revestimento com espessura aproximada de 10 a 15 cm.

Em meios não agressivos, a secção a adoptar para os varões deve ser superior à teórica, considerando-se nos cálculos um diâmetro reduzido de 2 mm por cada 30 anos de vida da obra. No caso de ambientes agressivos, os varões devem ser protegidos por uma pintura epoxídica polvilhada de areia e o cimento da calda deve ser seleccionado de acordo com as recomendações do Regulamento de Betões e Ligantes Hidráulicos.

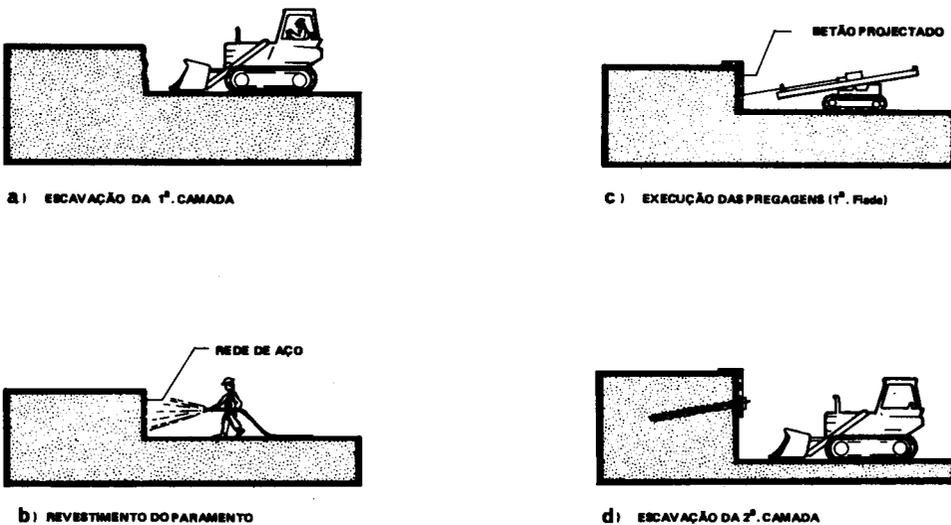


Fig. 1 — Fases de execução

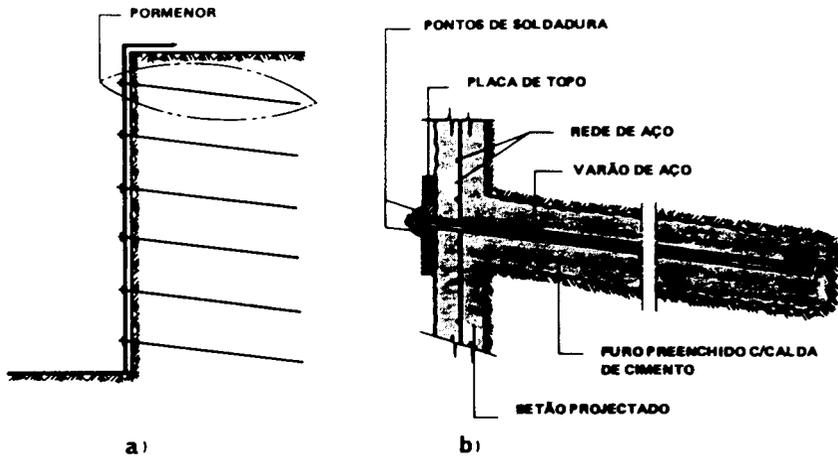


Fig. 2 — Muro de suporte por pregagem do solo
a) Esquema geral; b) Pormenor

3 — ESTABILIDADE DO CONJUNTO

É necessário um deslocamento solo-pregagem da ordem do centímetro para mobilizar o atrito ou o corte máximo, como foi comprovado em numerosos ensaios de arranque e em experiências de corte directo realizadas em laboratório.

O facto de os esforços nas pregagens serem obtidos para pequenas deformações justifica a utilização de métodos de dimensionamento à rotura em que se introduz o esforço normal T_n e o esforço transversal T_t de cada uma das pregagens cortadas pela superfície de rotura potencial.

O parâmetro essencial no dimensionamento dos muros de terra pregada é a força de atrito solo-pregagem, a qual deve ser determinada por meios de ensaios de arranque.

Numa análise elasto-plástica, a capacidade do solo para resistir a forças transversais às pregagens depende do módulo de reacção do terreno e é limitada pela pressão limite de Menard.

3.1 — Mecanismo de rotura

As experiências realizadas em obras instrumentadas, carregadas até à rotura, bem como os ensaios em modelo reduzido, provaram que os mecanismos de rotura mais desfavoráveis correspondem ao mecanismo composto por uma cunha trapezoidal,

definida pela largura e pelo ângulo da base com a horizontal, e por uma cunha de impulso activo cuja base faz um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal (Fig. 3), ou a uma só cunha triangular definida pelo ângulo da base com a horizontal (ver exemplo de cálculo – Fig. 6). O segundo mecanismo é um caso particular do primeiro para $b = H/\text{tg}\alpha$.

O dimensionamento do muro pregado é feito verificando a estabilidade em relação a superfícies potenciais de rotura definidas pelo mecanismo de dupla cunha. O coeficiente de segurança global é o mínimo dos coeficientes relativos a todas as superfícies potenciais e deve ser maior ou igual que 1,2 ou 1,5, consoante se trate de uma estrutura provisória ou definitiva.

3.2 — Modelo de cálculo

Em vez do método desenvolvido por Gudehus os Autores propõem um modelo de cálculo em que é considerada a segurança ao deslizamento da cunha trapezoidal de solo pregado, assimilada a um muro de gravidade, solicitada pela cunha de impulso activo e pelos esforços axiais e transversais nas pregagens cortadas pela superfície potencial de rotura (Fig. 3)

Este modelo foi aplicado ao caso da rotura do muro experimental estudado por Stocker e Gudehus (1979) [2], na Alemanha Federal, tendo conduzido a um coeficiente de segurança muito próximo da unidade.

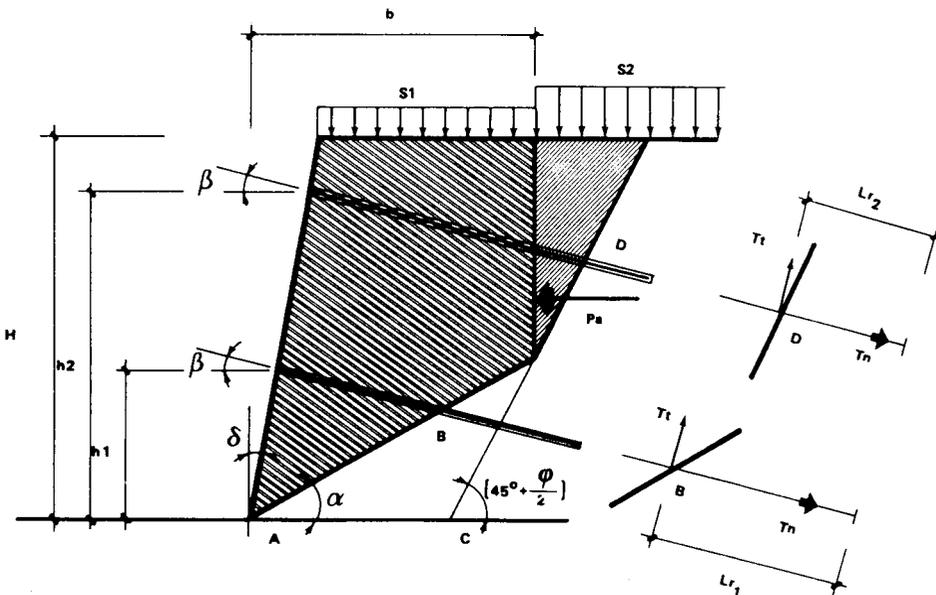


Fig. 3 — Modelo de cálculo da estabilidade do conjunto

3.3 — Determinação do coeficiente de segurança

Os cálculos são feitos analisando a segurança ao deslizamento de uma fatia trapezoidal de espessura unitária, sujeita à acção do peso próprio mais sobrecarga ($W + S$), do impulso activo sobre a face lateral (P_a) e das forças axiais (T_{ni}) e transversais (T_{ti}) correspondentes às pregagens cortadas pela superfície de rotura potencial. No caso particular de uma só cunha triangular de rotura, não existe obviamente a cunha de impulso activo.

3.3.1 — Peso próprio mais sobrecarga

$$W + S = b \gamma \left(H - \frac{btg\alpha}{2} \right) - \frac{\gamma H^2 tg\delta}{2} + s_1 (b - Htg\delta)$$

3.3.2 — Impulso activo

$$P_a = [K_a \cdot \gamma \frac{(H - btg\alpha)}{2} - \frac{(1 - K_a)}{tg\phi} \cdot c + K_a \cdot s_2] (H - btg\alpha) \geq 0,$$

em que $K_a = tg^2 (45^\circ - \phi/2)$

3.3.3 — Comprimento resistente das pregagens

Se as pregagens da fiada i são cortadas pela base da cunha trapezoidal do mecanismo de dupla cunha ou pela base da cunha triangular, no caso particular de $b = H/tg\alpha$, o comprimento resistente das pregagens é dado pela expressão:

$$L_{ri} = L_i - \frac{h_i (1 - tg\delta \cdot tg\alpha)}{\text{sen}\beta_i + \text{cos}\beta_i \cdot tg\alpha}$$

Se as pregagens da fiada i são cortadas pela base da cunha de impulso activo, o comprimento resistente das pregagens vem:

$$L_{ri} = L_i - \frac{h_i [tg(45 - \phi/2) - tg\delta] + b[1 - tg\alpha \cdot tg(45 - \phi/2)]}{\text{cos}\beta_i + \text{sen}\beta_i \cdot tg(45 - \phi/2)}$$

3.3.4 — Força axial nas pregagens

A força de tracção mobilizável é limitada por:

— Resistência à tracção do aço,

$$T_1 = \sigma_c \cdot \pi d^2 / 4,$$

em que σ_c é a tensão de cedência do aço macio ou a tensão limite de proporcionalidade a 0,2% do aço endurecido;

— Força de arranque da parte da pregagem situada fora das cunhas de rotura, afectada do coeficiente de segurança F,

$$\frac{L_n \cdot f_1}{F}$$

em que f_1 é a força de arranque por unidade de comprimento, determinada através de ensaios ou estimada em fase de estudo prévio.

Assim, por metro linear de muro, a força axial de cada nível de pregagens será o menor daqueles valores a dividir pelo espaçamento das pregagens na horizontal.

$$T_{ni} = \frac{1}{e} \inf T_1, \frac{L_n \cdot f_1}{F}$$

3.3.5 — Força transversal nas pregagens

A resistência da pregagem ao esforço transversal é limitada pela resistência ao corte do aço, que se admite ser metade da resistência à tracção, logo igual a $T_1/2$, e pela interacção solo-pregagem ao nível da superfície de rotura.

Admitindo que o solo tem um comportamento elástico, com um módulo de reacção K_s , o cálculo do deslocamento de uma pregagem submetida a uma força transversal T_o é idêntico ao de uma estaca vertical solicitada por uma força horizontal à cabeça e conduz à resolução da equação

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K_s \cdot y \cdot B = 0,$$

em que B é o diâmetro total da pregagem.
Fazendo

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K_s \cdot B}},$$

com $I = \pi d^4/64$ (só se considera o aço), e considerando a parte da pregagem situada fora da superfície de rotura, assimilada a uma estaca infinitamente longa ($L_r \geq 3\lambda$) e livre à cabeça obtém-se:

— Y é máximo para $x = 0$ e vale

$$Y_o = \frac{2 T_o}{K_s \cdot B \cdot \lambda} ; T_o = \frac{K_s \cdot Y_o \cdot B \cdot \lambda}{2}$$

— o momento flector é máximo a uma distância $\pi\lambda/4$ da superfície de rotura e vale

$$M_{\max} = \frac{B \cdot \lambda^2 \cdot p_{\max}}{2 \pi} = 0,16 B \cdot \lambda^2 \cdot p_{\max}$$

A pressão $p = K_s \cdot y$ também é máxima para $x = 0$ mas, considerando o solo como elasto-plástico, ela é limitada pela pressão de fluência do solo, que é cerca de metade da pressão limite de Menard:

$$p_f = p_1/2$$

Então, se não houver plastificação prévia do varão no ponto de momento máximo, o esforço transverso máximo na pregagem será:

$$T_{\max} = \frac{p_1 \cdot B \cdot \lambda}{4}$$

Em solos rijos, a pressão correspondente à plastificação do varão,

$$p_{\max} = \frac{M_{\max}}{0,16B\lambda^2} = \frac{\sigma_c \cdot \pi d^3/32}{0,16B\lambda^2}$$

é inferior à pressão de plastificação do solo.

Então a força transversal máxima na pregagem, admitindo uma rótula plástica no ponto de momento máximo, será:

$$T_{\max} = 1,62 \frac{M_{\max}}{\lambda} + 0,24 p_f \cdot B \cdot \lambda$$

Assim, por metro linear de muro, a força transversal em cada nível de pregagens será o menor valor quer da resistência ao corte intrínseca da pregagem, $T_1/2$, quer do esforço transverso máximo, T_{\max} , correspondente à plastificação do solo ou do varão na vizinhança da superfície de rotura, a dividir pelo espaçamento das pregagens na horizontal:

$$T_{ti} = \frac{1}{e} \inf T_1/2, T_{\max}$$

O critério de rotura em tracção composta com esforço transversal traduz-se no plano (T_n, T_t) por uma elipse de semieixos T_1 e $T_1/2$, admitindo que a resistência ao corte é metade da resistência à tracção. Conhecido o valor de T_{tmax} , a força axial na pregagem não poderá exceder o valor dado pela expressão

$$\frac{T_n^2}{T_1^2} + 4 \frac{T_t^2}{T_1^2} < 1$$

Atendendo à pequena secção das pregagens utilizadas no suporte de escavações, T_{tmax} é muito inferior a T_1 e então o limite máximo de T_n poderá ser aproximado a T_1 , se

$$T_t < \frac{L_r \cdot f_t}{F}$$

3.3.6 — Coeficiente de segurança

$$F = \frac{[(W+S)\cos\alpha - P_a \cdot \sin\alpha + \sum T_{ni} \cdot \sin(\alpha + \beta_i) - \sum T_{ti} \cdot \cos(\alpha + \beta_i)] \text{tg}\phi + c \cdot l}{(W+S) \sin\alpha + P_a \cdot \cos\alpha - \sum T_{ni} \cdot \cos(\alpha + \beta_i) - \sum T_{ti} \cdot \sin(\alpha + \beta_i)}$$

em que $l = b/\cos\alpha$

O cálculo de F é iterativo, visto que o valor de T_{ni} pode depender do valor de F , e é feito com o auxílio de um programa de cálculo automático.

4 — ATRITO SOLO-PREGAGEM

O atrito solo-pregagem é o parâmetro fundamental no dimensionamento dos muros de solo pregado. O seu valor é muito incerto, pelo que se torna indispensável a sua medição, em cada obra, através de ensaio de arranque (Fig. 4).

Num solo arenoso compacto, o atrito solo-pregagem é influenciado pelo fenómeno de dilatância; sob a acção das tensões tangenciais no contorno da pregagem, uma parte do solo envolvente tem tendência a aumentar de volume, o que é impedido pelo peso do terreno sobrejacente, originando um aumento da tensão normal à pregagem. Esse acréscimo de tensão pode atingir 10 vezes a tensão vertical inicial, σ_o , se esta for inferior a 100 KPa. O valor de σ_o depende muito do modo de execução da pregagem: em pregagens vibro-cravadas, σ_o é próximo de γZ ; em varões selados num furo, σ_o pode ser muito pequeno e é independente da profundidade.

Num solo argilo-arenoso, o atrito solo-pregagem é muito influenciado pelo grau de saturação, podendo baixar a menos de metade quando se passa do teor óptimo de humidade para a saturação completa.

Em solos finos (argilas, siltes), moles ou brandos, só se pode mobilizar atrito suficiente injectando calda de cimento sob pressão, mas mesmo assim haverá movimentos significativos de fluência.

A título indicativo, no caso de varões selados em furos com 10 cm de diâmetro, a força de tracção mobilizada por atrito pode variar desde 10 kN/m, numa argila plástica, até 200 kN/m num grés conglomerático compacto.

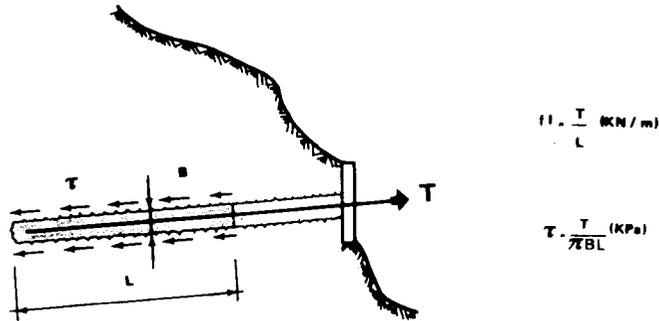


Fig. 4 — Ensaio de arranque

5 — INDICAÇÕES COMPLEMENTARES

5.1 — Densidade e comprimento das pregagens

Nas obras executadas para contenção de escavações é possível distinguir esquematicamente dois tipos de maciço pregado:

- Nos maciços constituídos por areias, as pregagens são curtas ($L = 0,5$ a $0,7 H$) mas em malha relativamente apertada: 1 pregagem por 1 a 2 m^2 de paramento.
- Em maciços coerentes (formações gresosas, margosas, calcário-margosas e granitos arenitizados), as pregagens são longas ($L = 0,8$ a $1 H$) mas mais espaçadas: 1 pregagem por 3 a 6 m^2 de paramento.

5.2 — Deformações do maciço reforçado

Os deslocamentos dos muros de solo pregado são pequenos, da ordem de 1 a 3‰ da altura de escavação, e os assentos são geralmente inferiores aos movimentos horizontais.

5.3 — Influência da sobrecarga no mecanismo de rotura

O mecanismo de Coulomb (cunha triangular) só é determinante se a sobrecarga for elevada ($s > \gamma H/2$) e próxima do bordo ($a < H/4$).

Noutros casos ($s < \gamma H/2$ e $a > H/4$) a translacção compósita (mecanismo de dupla cunha) é a mais provável.

5.4 — Distribuição dos esforços de tracção nas pregagens

A linha de tracções máximas (Fig. 5) representa uma superfície potencial de rotura interna que separa o maciço em duas zonas: uma zona próxima de paramento, onde o solo exerce sobre as pregagens tensões tangenciais dirigidas para o exterior, correspondente à cunha de impulso activo sobre o paramento; e outra zona, onde as tensões tangenciais são dirigidas para o interior do maciço.

A linha das tracções máximas é vertical na parte superior do maciço, a uma distância relativamente pequena do paramento, compreendida entre 0,3 e 0,5 H. Nos níveis inferiores, a tracção máxima localiza-se nos pontos de intersecção das pregagens com a superfície potencial de rotura global.

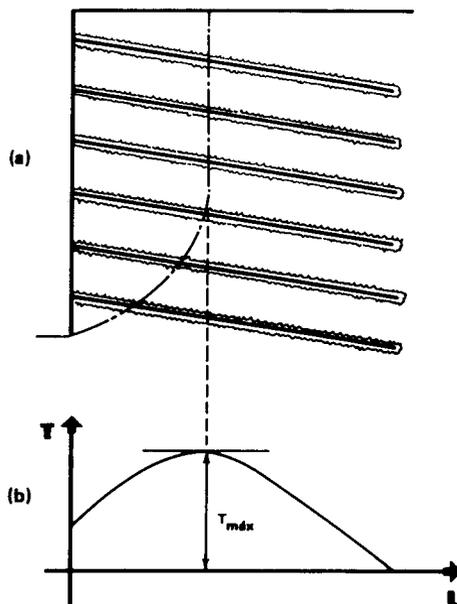


Fig. 5 — a) Linha de tracções máximas nas pregagens
b) Tracção ao longo de uma pregagem

5.5 — Pressão de terra sobre o paramento

As cunhas de impulso activo sobre o paramento têm volumes bastante inferiores aos que dariam as teorias clássicas de Coulomb e Rankine.

Em areias, as experiências realizadas em verdadeira grandeza (Gudehus, 1981, [3]) indicaram que as pressões sobre o paramento, para as sobrecargas de serviço, podem ser consideradas como uniformemente distribuídas, com uma resultante de 50 a 60% do valor de Coulomb (desprezando a coesão capilar).

A diminuição da pressão de terras no revestimento pode ser atribuída a uma coesão adicional do conjunto, devido à existência das pregagens.

5.6 — Correlação entre pressão limite, resistência de ponta e SPT

Adopta-se para pressão de plastificação do solo sobre a pregagem o valor da pressão limite de Menard, p_1 , afectado de um coeficiente de segurança 2, o que equivale a considerar para pressão de trabalho a pressão de fluência $p_f = p_1/2$.

A pressão p_1 (em MPa) pode ser medida em ensaio pressiométrico ou ser estimada a partir de correlações com a resistência de ponta do penetrometro estático (q_c em MPa) ou com o número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica de Terzaghi (N):

Solo	$\frac{q_c}{p_1}$	$\frac{N}{p_1}$
Argilas	3	30
Siltos	6	30
Areias	9	30

6 — EXEMPLOS DE CÁLCULO

Apresentam-se dois exemplos de cálculo de estabilidade global que ilustram a influência da posição e valor da sobrecarga.

O primeiro exemplo (Fig. 6a) refere-se a areias argilosas, pregagens longas e espaçadas e sobrecarga moderada afastada do bordo, resultando uma superfície de translação compósita definida por $b = 3,40$ m e $\alpha = 43^\circ$ e um coeficiente de segurança mínimo de 1,65.

O segundo exemplo (Fig. 6b) diz respeito a areias compactas, pregagens curtas e densas e sobrecarga elevada, conduzindo a uma cunha triangular definida por $\alpha = 38^\circ$ e a um coeficiente de segurança mínimo de 1,61.

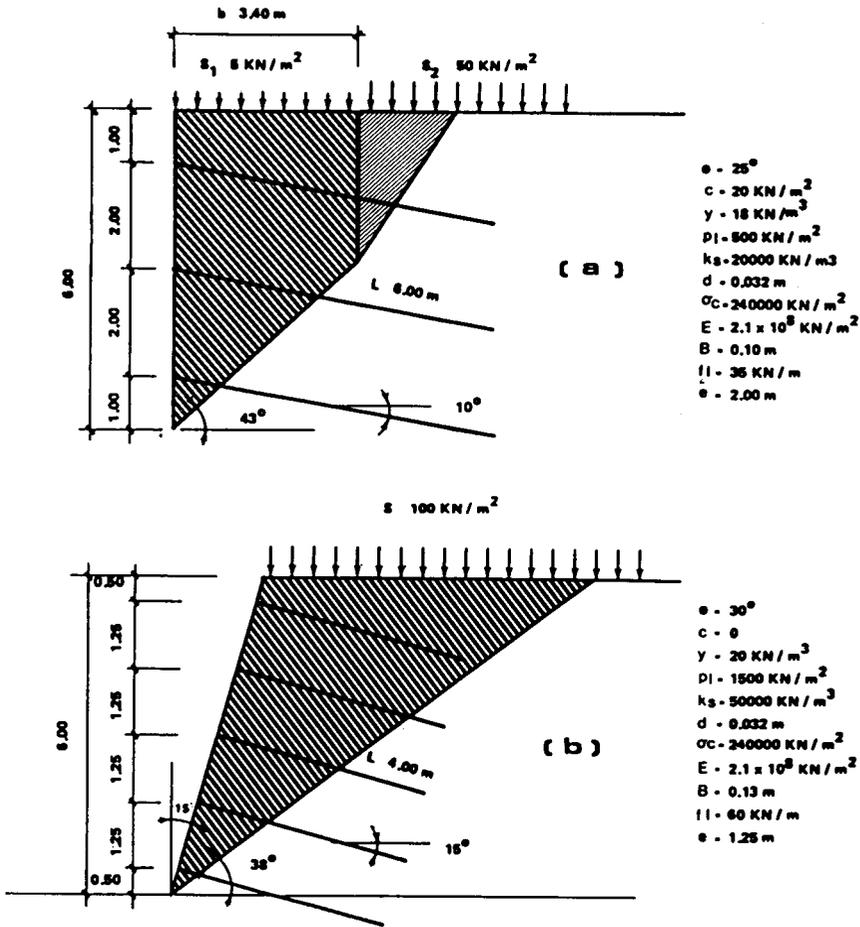


Fig. 6 — Exemplos de aplicação

7 — VANTAGENS E APLICAÇÕES

Em comparação com outras estruturas de suporte, a técnica das pregagens apresenta as seguintes vantagens:

- Processo económico, visto que o terreno natural faz parte da estrutura resistente.
- Utilização de equipamento ligeiro, com baixo nível de ruído e sem vibrações.

- Possibilidade de incorporar no maciço pregado velhos muros de alvenaria existentes no plano marginal da escavação.
- Pequena deformação do muro de solo pregado.
- Processo de construção facilmente adaptável à configuração do terreno e aos recortes de implantação.

É aplicável a aterros e aluviões arenosos, argilas rijas e rochas brandas, acima do nível freático.

No caso frequente de escavações abaixo das sapatas de edifícios vizinhos, as pregagens podem ser associadas a um ou mais níveis de ancoragem pré-esforçadas, na parte superior, destinadas a suportar os efeitos das sobrecargas localizadas no bordo e, a minimizar os respectivos deslocamentos. Em profundidade, onde normalmente se dá uma melhoria gradual dos terrenos, por vezes com passagem a rocha branda, as pregagens asseguram a estabilidade do conjunto e impedem desprendimentos do paramento ao longo de fissuras ou diaclases.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) – SCHLOSSER, F., JURAN, I. (1979) – *Design parameters for artificialy improved soils*, General Report, Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Brighton.
- (2) – STOCKER, M.F., KORBER, G.W., GASSLER, G., GUDEHUS, G. (1979) – *Soil Nailing*, Proc. Colloque Int. sur le Renforcement des Sols, Paris.
- (3) – GUDEHUS, G. (1981) – *Clouage des sols: règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale*, Revue Française de Geotechnique numero 19.
- (4) – MITCHELL, J.K. (1981) – *Soil improvement – State-of-the Art Report*, 10th Int. Conf. S.M.F.E., Stockholm.
- (5) – MITCHELL, J.K. KATTI, R.K. (1981) – *Soil improvement – General Report*, 10th Int. Conf. S.M.F.E., Stockholm.
- (6) – GASSLER, G., GUDEHUS, G. (1981) – *Soil nailing – Some aspects of a new technique*, Proc. 10th Int. Conf. S.M.F.E., Stockholm.
- (7) – JURAN, I., SCHLOSSER, F., LOUIS, C., KERNOA, M., ECKMANN, B. (1981) – *Le renforcement des sols par barres passives*, Proc. 10th Int. Conf. S.M.F.E., Stockholm.
- (8) – SHEN, C.K., De NATALE, J.S., BANG, S., MITCHELL, J.F. (1981) – *Field performance of a lateral earth support system*, Proc. 10th Int. Conf. S.M.F.E., Stockholm.
- (9) – SCHLOSSER, F. (1983) – *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol*, Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n.º 418, Outubro.