

ATERROS FUNDADOS EM ESTACAS

Piled embankment foundations

por

JOSÉ FOLQUE*

RESUMO — Em artigo recente (Hewlett, 1988) apresenta-se um método para, tendo em conta o “efeito de arco”, calcular a *eficiência* das estacas numa fundação em estacaria de um aterro sobre solo mole. Apontam-se no presente trabalho comentários críticos às bases do método proposto. Apresenta-se também uma proposta para estudar o *punçoamento* do aterro pelas estacas.

SYNOPSIS — In a recent paper (Hewlett, 1988) a method is presented aimed to compute the *efficiency* of piled foundations in the case of embankments resting on soft soils, efficiency conditioned, as it is evident, by “arch effects” developed inside the embankment. In the present paper some critical comments are presented concerning the physical basis of the proposed method. Also procedures are proposed to deal with the important problem of *punching*.

INTRODUÇÃO

Faz-se a apreciação de um trabalho recente (Hewlett, *Analysis of piled embankments*, “Ground Eng”, n.º. 3, 1988) em que se estuda a transmissão das solicitações para as estacas de fundação dum aterro tendo em atenção o *efeito de arco* neste desenvolvido. O método proposto conduz, em geral, a pequenos valores para a relação entre as solicitações suportadas pelas estacas e a solicitação total transmitida à base do aterro (relação pelo autor designada por *eficiência*).

O presente trabalho contém certos reparos críticos ao método e nele se apresenta um procedimento para estudar o efeito de *punçoamento* do aterro pela estaca.

1 — Hewlett, como na Introdução ficou dito, fundamenta o seu estudo na consideração de *efeitos de arco* mobilizados no interior do aterro, fenómeno que conduz a arcos que têm as suas *nascenças* nas cabeças das estacas. A Fig. 1 mostra uma perspectiva esquemática das *cúpulas* tomadas por base no estudo.

* Especialista em Geotecnia. Investigador do LNEC.

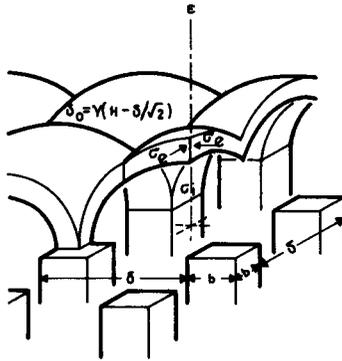
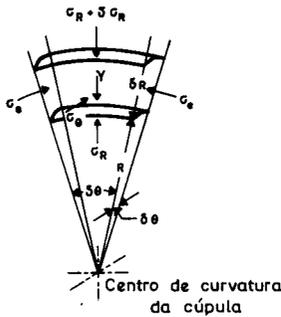


Fig. 1

A Fig. 2 representa um elemento de arco no coroamento da cúpula. Haverá ainda interesse em considerar, como está representado na Fig. 3, uma secção diagonal passando pela cabeça duma estaca e pelo coroamento duma cúpula.



O equilíbrio vertical das forças

$$\frac{\alpha G_R}{\alpha R} + \frac{2(G_R - G_\theta)}{R} = -\gamma$$

Fig. 2

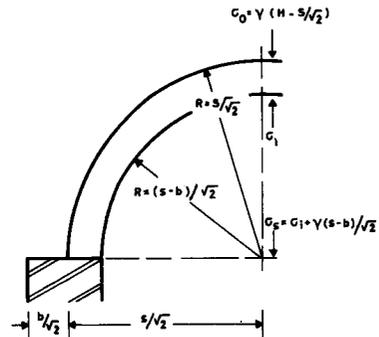


Fig. 3

O estudo das condições de equilíbrio das cúpulas permite estabelecer as condições que dão as solicitações transmitidas pelas cúpulas às suas *nascenças*, isto é, às estacas em que se apoiam. Assim, de acordo com Hewlett, para P , carga transmitida pelas cúpulas a cada uma das estacas em que se apoiam, vem

$$P = (2K_p/K_p + 1) s^2 \sigma_s [(1 - \delta \exp(1 - K_p) - (1 - \delta)(1 + \delta K_p)] \quad (1)$$

em que

K_p — coeficiente de impulso passivo

b — lado da secção da estaca (secção quadrada)

s — distância entre eixos das estacas

$$\delta = b/s$$

$$\sigma_s = \sigma_i + \gamma(s-b)/\sqrt{2}$$

$$\sigma_i = \left[\gamma(1-\delta) \exp 2 \left\{ (K_p - 1) + \left\{ H - s/\sqrt{2} \left[K_p - 2/(2K_p - 3) \right] \right\} + \gamma(s-b/\sqrt{2} - 2K_p - 3) \right\} \right]$$

em que

γ — peso específico do aterro

H — altura do aterro até ao nível das cabeças das estacas

Na prática uma expressão que apresenta grande interesse é a que dá a *eficiência*, E . Define-se E como sendo a relação entre as cargas suportadas pelas estacas e as cargas totais transmitidas pelo aterro à fundação. O valor de E é dado, evidentemente, por

$$E = P/s^2 \gamma H \quad (2)$$

em que s^2 é a *área de influência* de cada estaca.

2 — Para avaliar a eficiência, com suficiente aproximação, julga-se que é possível adoptar um procedimento muito mais simples do que o método proposto por Hewlett. É um procedimento aproximado que conduz a valores que diferem muito dos valores obtidos com o método de Hewlett. Vai-se ver porquê.

Na presente proposta, em vez de se calcular P à custa da análise das tensões transmitidas pelas cúpulas às estacas, procura-se P indirectamente, estimando as forças que actuam directamente a fundação, isto é, que *não são suportadas pelos arcos formados no maciço terroso*. É evidente que estas forças corresponderão aproximadamente ao peso das terras que estão *contidas* nas cúpulas, por outras palavras, que se situam entre o intradorso das cúpulas e o terreno de fundação.

As forças que acima ficaram citadas serão designadas por ΣP .

Sendo a carga total transmitida pelo aterro à sua fundação designada por ΣP , virá

$$\Sigma P_t = \Sigma P + \Sigma P_s \quad (3)$$

É claro que é

$$\Sigma P_t = \gamma HA$$

em que A é a área total da fundação do aterro.

Se se admitir, o que evidentemente leva a um resultado por excesso, que ΣP_s corresponde à camada de aterro com espessura $s/2$ (camada realçada na Fig. 4) tem-se

$$\Sigma P_s = (s/2) \gamma A$$

Pode assim, por substituição em (3), obter-se

$$\Sigma P = \gamma HA - (s/2) \gamma A$$

E é obvio que a eficiência será

$$E = (\gamma HA - s/2 \cdot \gamma A) / \gamma HA = (H - s/2) / H \quad (4)$$

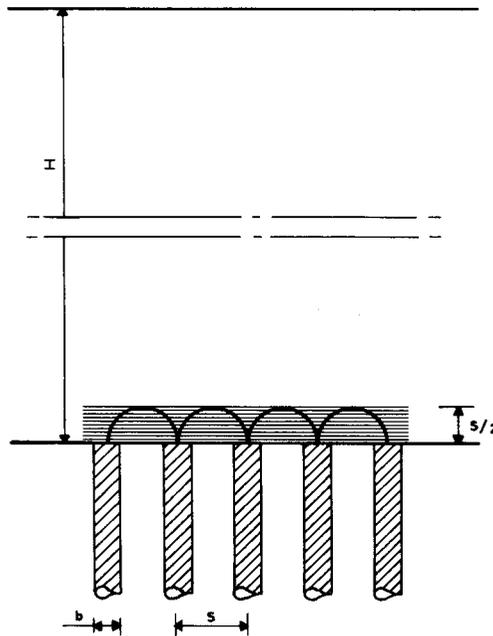


Fig. 4

Para comparar os dois métodos apontados de determinação de E calculou-se, por ambas as vias, valores desta grandeza para estacas de $b = 0,5$ com um espaçamento usual, $s = 1,5$ m. Tomaram-se três alturas de aterro e , para características deste, considerou-se $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ e $\phi = 30^\circ$. Os resultados obtidos foram

H	E (met. aprox.)	E (Hewlett)
5 m	85%	44%
10 m	93%	41%
15 m	95%	40%

Como se constata são muito grandes as diferenças dos resultados obtidos pelas duas vias. Parece então chegada a altura de questionar um pouco mais em profundidade os fundamentos físicos do método proposto por Hewlett.

Atente-se novamente na Fig. 3. Constata-se que do estudo do equilíbrio da cúpula e do seu “recheio” resultaram tensões σ_i instaladas no terreno do interior da cúpula. Essas tensões obviamente mobilizarão reacções no contacto aterro-solo de fundação (plano diametral horizontal na base da cúpula). É a mobilização dessas tensões que faz descer a *eficiência*, pois o “recheio” da cúpula serve de *escora* aos terrenos suprajacentes.

É porém necessário ter em atenção que as fundações de aterros em estacaria adoptam-se quando os solos de fundação são muito fracos e *deformáveis*. Daqui resulta que as tensões σ_i a que se aludiu, instaladas no instante inicial teórico de funcionamento do “mecanismo” postulado, muito rapidamente *evanescem* por *cedência* do solo de fundação.

O que atrás ficou dito é o mesmo que dizer que o *terreno contido na cúpula não pode induzir na fundação tensões superiores às que resultam do seu peso próprio*. Esta é até uma constatação que se impõe como evidente. E repare-se ainda que se se fosse realmente conduzido a eficiências tão baixas como as indicadas pelo método Hewlett, dificilmente se poderia *demonstrar* o êxito de uma fundação de aterro em estacas sobre solo mole: as solicitações não-suportadas pelas estacas fariam romper o solo de fundação. E então (tudo acaba afinal por dar no mesmo) as cargas transferir-se-iam para as estacas causando um substancial aumento da sua eficiência.

Parece poder concluir-se que o método proposto por Hewlett está longe de poder ser aceite sem levantar objecções. Se se ponderar ainda que, como acontece com todos os *métodos rigorosos*, ele requer condições de muita garantia no que se refere às grandezas admitidas como parâmetros de cálculo, mais se imporá a seguinte conclusão: a decisão *sensata e prudente* a tomar será adoptar *eficiências* altas, ou ainda, com maior realismo em relação às incertezas que em regra dominam o conhecimento das características mecânicas de solos, adoptar a eficiência de 100%. Pode-se estar certo que ela, embora exceda, em pouco excederá a *verdadeira* eficiência.

3 — Muito mais importância do que o cálculo da eficiência tem, no estudo de casos concretos, a análise do eventual *punçoamento* do aterro pelas estacas. Hewlett refere-se ao assunto de passagem e em duas linhas, mas ele merece ser examinado com bastante pormenor.

Admita-se que o punçoamento se dá por plastificação seguindo superfícies com um andamento como se representa na Fig. 5a).

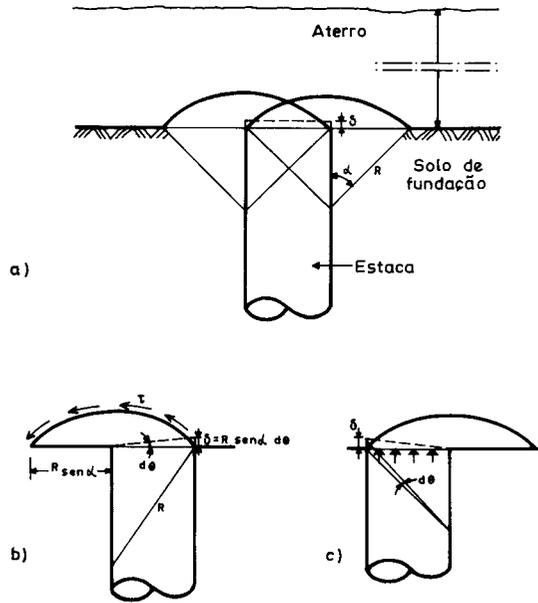


Fig. 5

Há um teorema na Teoria da Plasticidade que diz: *dado um maciço sujeito a uma certa solicitação, se um campo de deformação cinematicamente viável puder ser admitido de tal forma que o trabalho realizado pelas forças exteriores na deformação seja igual ao trabalho dissipado internamente pelas forças reactivas, o maciço é instável.*

Ou seja, pondo a questão no caso que está em análise, se as forças exteriores realizarem trabalho, no mesmo intervalo de tempo, que iguale o trabalho desenvolvido ao longo das superfícies de plastificação, dá-se *punçoamento*.

A situação representada na Fig. 5a) corresponde a um punçoamento em curso quando a penetração no maciço tinha atingido o valor δ .

Será mais fácil analisar o processo tomando em separado o que se passa em cada uma das superfícies de escorregamento. Em qualquer delas vem que as forças exteriores são

$$\sigma R \sin \alpha$$

e o deslocamento médio que elas provocam é

$$1/2 \cdot R \operatorname{sen} \alpha d \theta$$

O trabalho realizado pelas forças exteriores é portanto

$$1/2 \cdot \sigma R^2 \operatorname{sen}^2 \alpha d \theta$$

Quanto às forças interiores, elas têm o valor unitário τ e desenvolvem-se num arco $2R \alpha$; portanto valem

$$2R \alpha \tau$$

Provocam um deslocamento dado por $R d \theta$ e o trabalho realizado é portanto

$$2R^2 \alpha \tau d \theta$$

E igualando os trabalhos das forças exteriores e interiores vem

$$1/2 \cdot \sigma R^2 \operatorname{sen}^2 \alpha d \theta = 2R^2 \alpha \tau d \theta$$

$$1/2 \sigma \operatorname{sen}^2 \alpha = 2 \alpha \tau$$

Porque o mesmo se dá na outra superfície de escorregamento, vem finalmente

$$\sigma \operatorname{sen}^2 \alpha = 4 \alpha \tau$$

$$\sigma = (4 \alpha \tau) / (\operatorname{sen}^2 \alpha)$$

A ruptura dá-se para o mínimo valor de σ (outra consequência da axiomática da Teoria da Plasticidade). Para procurar o mínimo de σ far-se-á

$$\frac{d}{d\alpha} \left(4\alpha / \operatorname{sen}^2 \alpha \right) = 0$$

que resolvido conduz a $\alpha = 1,16$ rad e portanto

$$(4\alpha) / (\operatorname{sen}^2 \alpha) = 5,53$$

e finalmente

$$\sigma_p = 5,53 \tau$$

É interessante comparar esta expressão com a que dá a capacidade de carga de uma sapata assente em solo puramente coesivo. De acordo com a solução de Prandtl tem-se

$$\sigma = 5,14 c$$

São, como se vê, expressões que conduzem a resultados muito próximos, o que não é de admirar pois são análogos os processos de ruptura admitidos.

Quanto ao valor de τ adoptado no estudo do punçoamento ele foi tomado como sendo constante. Na realidade ele será dado por

$$\tau = \gamma h \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

sendo h a profundidade do ponto da curva de plastificação considerado; h é portanto obviamente variável. Mas as variações de h em comparação com o seu valor máximo, H (altura do aterro), são tão pequenas que plenamente se justifica tomar h como constante, com o valor H . E assim virá

$$\tau = \gamma H \operatorname{tg} \varphi$$

4 — Dispõe-se agora de toda a informação para poder apresentar o estudo dum exemplo de fundação dum aterro em estacaria.

Seja um aterro de $H = 20$ m, com $\gamma = 2$ t/m³. Vai adoptar-se uma fundação em estacas quadradas com $b = 0,5$ m e espaçamento $s = 1,5$ m.

A carga por estaca será

$$P = s^2 \gamma H = 90 \text{ t}$$

E a tensão na cabeça da estaca virá

$$P/b^2 = 360 \text{ t/m}^2$$

É uma tensão perfeitamente admissível para o betão da estaca.

Examine-se agora a questão do punçoamento. Como este aspecto é crítico vai-se adoptar uma solução que consiste em construir os 2 m inferiores do aterro com material granular, de elevado atrito interno, seja $\varphi = 40^\circ$.

A resistência ao punçoamento, conforme atrás ficou exposto, será

$$\begin{aligned} \sigma_p &= 5,53 \gamma H t g \varphi \\ \sigma_p &= 186 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Para determinar a tensão *admissível* ter-se-á obviamente de adoptar um coeficiente de segurança, f . Ora, atendendo à metodologia de cálculo (tem muito pequenas incertezas), praticamente interessará só afectar por f o parâmetro φ . Afigura-se que bastará adoptar $f = 1,1$.

Com o coeficiente de segurança $f = 1,1$ virá

$$\sigma_{adp} = 170 \text{ t/m}^2$$

A tensão transmitida à cabeça da estaca, 360 t/m² como ficou dito, excede a tensão admissível em relação ao punçoamento.

Uma possível solução será dispor placas de betão armado a encabeçar as estacas, centradas no seu topo. Sendo essas estacas quadradas de lado L , virá

$$\begin{aligned} L^2 \times 170 &= 360 \\ L &= 1,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Outra possível solução seria a interposição de uma camada de *terra armada* entre a base do aterro e as cabeças das estacas. As armaduras terão de ser planas, eventualmente telas de geotêxtil. Não se darão aqui indicações dos processos de dimensionamento relativos a esta solução, fáceis de adaptar a partir dos aplicáveis ao projecto de sapatas sobre terra armada.