

Para o caso sem reforço e sob condições estáticas (sem efeito do tráfego), do equilíbrio de forças na direção horizontal, considerando elementos de área infinitesimais no prisma de aterro ABCD (Fig. 7.8A) ao longo da espessura do aterro, obtém-se, para a tensão na base do prisma requerida para o equilíbrio na direção horizontal:

$$\tau_{req} = (K_a - K_p) \left(\frac{R+2R'}{3R^2} \right) \gamma h^2 + \frac{2K_a}{\tan\theta} \rho \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \ln \left(\frac{R'}{R} \right) \quad (7.16)$$

em que τ_{req} é a tensão cisalhante requerida na base do prisma de aterro (interface aterro-fundação) para o equilíbrio ao longo da horizontal; K_a , o coeficiente de empuxo ativo; K_p , o coeficiente de empuxo passivo; R , o raio da área carregada na superfície do aterro; R' , o raio da área carregada na interface aterro-fundação; γ , o peso específico do material de aterro; h , a altura da estrada; e ρ , a pressão na superfície (contato pneu-estrada).

No desenvolvimento da Eq. 7.16, leva-se em conta a resistência passiva do aterro para o equilíbrio do prisma ABCD da Fig. 7.8A. Como deslocamentos maiores são necessários para mobilizar as tensões passivas do que para mobilizar as tensões ativas, pode-se utilizar um valor de coeficiente de empuxo passivo minorado ($2K_p/3$ ou $0,5K_p$) nessa equação.

A mesma tensão τ_{req} da Eq. 7.16 é transferida integralmente para a superfície do solo mole de fundação no caso sem reforço, podendo ser expressa como uma parcela (α , com $0 \leq \alpha \leq 1$) da resistência não drenada (S_u) desse solo. Assim:

$$\tau = \alpha S_u = \tau_{req} \quad (7.17)$$

A capacidade de carga do solo mole de fundação é dada por:

$$\sigma = N_c S_u + \gamma h \quad (7.18)$$

em que N_c é o coeficiente de capacidade de carga e S_u é a resistência não drenada do solo de fundação.

Por equilíbrio na direção vertical, tem-se:

$$\sigma = \rho \left(\frac{R}{R'} \right)^2 + \gamma h = N_c S_u + \gamma h \quad (7.19)$$

Como comentado anteriormente, a capacidade de carga do solo de fundação é influenciada pela presença da tensão cisalhante em sua superfície e, assim, depende do valor de α . Não se dispõe ainda de uma expressão para a determinação direta do coeficiente de capacidade de carga (N_c) em função de α para condições axissimétricas de carregamento. A Tab. 7.1 apresenta valores desse coe-

ficiente em função de α obtidos utilizando-se o método das características.

A solução iterativa das Eqs. 7.16 a 7.19, arbitrando-se valores de α e obtendo-se N_c pela Tab. 7.1, permite determinar o valor da pressão ρ na superfície suportada pela estrada sem reforço sob condições estáticas (sem influência do tráfego).

Uma solução gráfica para o problema pode ser conseguida em função da comparação entre valores de α requeridos e disponíveis. Nesse caso, a variação de α requerido na superfície (dividindo-se τ_{req} por S_u na Eq. 7.16) com $\rho(R/R')^2$ é representada pela linha XY na Fig. 7.9. Na mesma figura é apresentada a variação de N_c com α (Tab. 7.1), representada pelo trecho curvo BC. A interseção (ponto Z) da linha XY com a curva BC fornece o valor de α procurado, que, multiplicado por S_u , pode substituir τ_{req} na Eq. 7.16 para a determinação de ρ .

Quando a resistência passiva (E_p , Fig. 7.8) equilibra totalmente o esforço ativo (E_a), não há mobilização de tensão cisalhante na interface, resultando em um valor de N_c igual a 5,69 (para $\alpha = 0$, Tab. 7.1). Pode também ocorrer deslizamento na interface aterro-fundação, quando $\alpha = 1$, e, nesse caso, a linha XY intercepta o trecho AB na Fig. 7.9.

Tab. 7.1 VALORES DE N_c EM FUNÇÃO DE α

α	N_c
0	5,69
0,1	5,59
0,2	5,48
0,3	5,35
0,4	5,21
0,5	5,05
0,6	4,86
0,7	4,64
0,8	4,37
0,9	4,00
1	$\leq 3,07$

Fonte: Houlsby e Jewell (1990) e Jewell (1996).

O esforço de tração máximo no reforço pode ser obtido por:

$$T = \tau_r R' = 5,69 S_u \frac{2R'K_a}{\tan\theta} \log_e \left(\frac{R'}{R} \right) + (K_a - K_p) \left(\frac{R+2R'}{3R'} \right) \gamma h^2 \quad (7.20)$$

em que T é a carga de tração no reforço e τ_r é a tensão cisalhante atuante sobre o reforço.

A capacidade de carga do material de aterro deve também ser verificada, no caso da possibilidade de rup-

Essas duas formas de considerar a contribuição do reforço podem levar a valores diferentes de fatores de segurança (Palmeira; Pereira; Silva, 1998). Em vista do exposto, na utilização de programas computacionais para a análise de estabilidade de taludes, é importante compreender de modo claro como o programa leva em conta a contribuição do reforço e identificar possíveis limitações nas análises.

8.2 Altura máxima de um aterro reforçado

Como comentado anteriormente, a altura que um aterro reforçado pode atingir não é ilimitada. Na Fig. 8.3 é apresentada a concepção proposta por Rowe e Mylleville (1993) para um aterro com reforço extremamente rígido sobre solo mole com resistência não drenada aumentando linearmente com a profundidade. Nesse caso, a base do aterro se comportaria como uma fundação corrida rígida. Nessa figura, é apresentada a sapata equivalente com largura b do aterro reforçado ideal, para o qual a base reforçada é perfeitamente rígida.

A capacidade de carga de uma fundação rígida, equivalente ao aterro extremamente reforçado na base, pode ser obtida por:

$$q_u = S_{uo} N_c + q_s \quad (8.1)$$

em que q_u é a capacidade de carga do solo de fundação sob condições não drenadas; S_{uo} , a resistência não drenada do solo de fundação na superfície do terreno; N_c , o fator de capacidade de carga; e q_s , a sobrecarga superficial devida ao trecho de aterro além do limite da sapata equivalente.

O valor de N_c pode ser obtido pelo gráfico da Fig. 8.4 em função da largura da sapata rígida equivalente, dada por:

$$b = B + 2n(H - h) \quad (8.2)$$

com

$$h = (\pi + 2) S_{uo} / \gamma \quad (8.3)$$

em que b é a largura da sapata equivalente; B , a largura da plataforma do aterro real; n , a cotangente da inclinação dos taludes do aterro; h , a espessura de aterro na borda da sapata equivalente; e γ , o peso específico do solo do aterro.

O valor da sobrecarga q_s a ser utilizado na Eq. 8.1 pode ser obtido por:

$$q_s = \frac{n\gamma h^2}{2x}, \text{ se } x > nh \quad (8.4)$$

ou

$$q_s = \frac{(2nh - x)\gamma h}{2nh}, \text{ se } x \leq nh \quad (8.5)$$

em que x é a distância da borda da sapata à extremidade da zona de ruptura (Fig. 8.3).

O valor de x é dado por:

$$x = \min(d, D) \quad (8.6)$$

em que d é a profundidade da zona de ruptura, que pode ser obtida pela Fig. 8.5, e D é a espessura do solo de fundação.

A pressão média aplicada pelo aterro sobre a sapata equivalente é dada por:

$$q_a = \gamma \left[BH + n(H^2 - h^2) \right] / b \quad (8.7)$$

Na ruptura, deve-se ter $q_u = q_a$. Assim, a altura máxima que um aterro reforçado pode atingir é obtida iterativamente por meio das Eqs. 8.1 a 8.7. Arbitra-se um valor de H e determinam-se q_u e q_a pelas Eqs. 8.1 e 8.7, respectivamente. Se q_u for maior que q_a , deve-se aumentar o valor de H na iteração seguinte. Caso contrário, esse valor deve ser diminuído na iteração seguinte. O limite de altura do aterro reforçado ideal deve ser considerado quando da

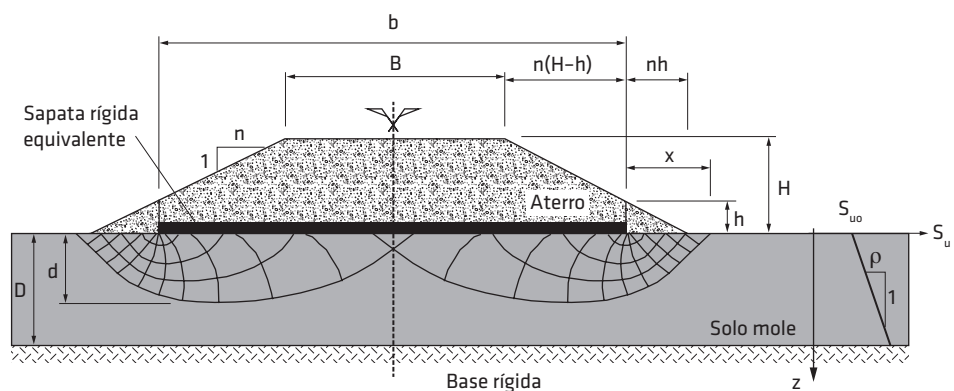


Fig. 8.3 Sapata rígida equivalente ao aterro reforçado ideal
Fonte: modificado de Rowe e Mylleville (1993).