

Exercício 1

1.1) Resposta: repouso-ativo, isto é, ativo ligeiramente majorado. Explicação: processo construtivo do muro de flexão implica reaterro compactado, levando provavelmente a tensões maiores do que as de empuxo ativo. Comentário: se a ocupação do terrapleno não for sensível a deslocamentos, pode-se até dimensionar apenas para empuxo ativo, de modo a obter um muro mais “leve”... ainda que mais deslocável! Muitos escritórios projetam utilizando Rankine, o que, do ponto de vista prático, equivale a projetar utilizando Coulomb (mais realista, com atrito solo-muro) e aplicar um majorador de 1,1 a 1,15.

1.2) Resposta: repouso-ativo à esquerda, repouso-passivo (passivo minorado) na ficha à direita. Explicação: do lado ativo, deslocamentos limitados pelas estroncas; do lado passivo, até por compatibilidade não se podem admitir deslocamentos tão grandes quanto os necessários para desenvolvimento pleno do empuxo passivo. Comentário: do lado ativo, majoração é tanto maior quanto menor a deslocabilidade das estroncas, mas admite-se que elas devem ser pouco deslocáveis, já que estão naquela posição provavelmente para adequar a contenção à tolerância a deslocamentos dos edifícios contíguos; do lado passivo, para os deslocamentos pequenos desejados, o empuxo na ficha será sempre menor do que o passivo; em obra definitiva o redutor seria pelo menos 2, em obra temporária da ordem de 1,5.

1.3) Resposta: repouso-passivo no local indicado. Explicação: adotar passivo pleno implicaria deslocamentos excessivos. Comentário: a estrutura não é tão sensível, de modo que pode-se aceitar um redutor do passivo semelhante ao de obra temporária.

Exercício 2 (Obs.: todos os cálculos por metro linear no sentido longitudinal do muro)**Peso Próprio (I+II+III) + Solo “sobre” o muro (IV)**

$$\gamma_{muro} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$W = 4 * 0,5 * 25 + 3,5 * \frac{5,5}{2} * 25 + 0,5 * 5,5 * 25 + 3,5 * \frac{5,5}{2} * 20$$

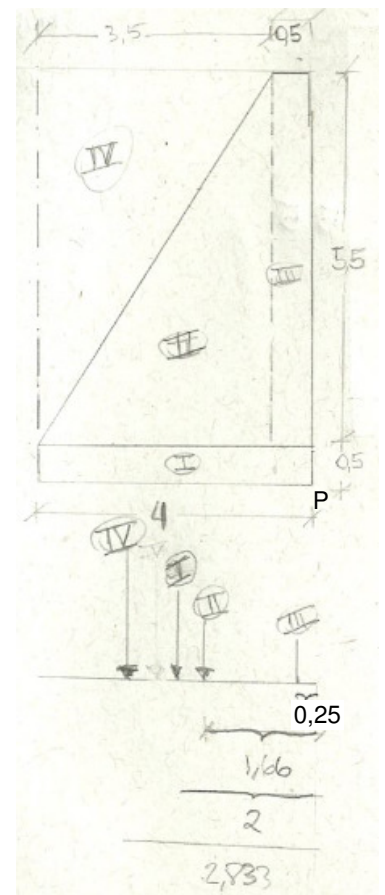
$$W = 50 + 240,625 + 68,75 + 192,5$$

$$W = 551,88 \text{ kN}$$

Momento resistente (em relação ao ponto P)

$$M_R = 50 \times 2,0 + 240,625 \times 1,67 + 68,75 \times 0,25 + 192,5 \times 2,83$$

$$M_R = 1063,65 \text{ kNm}$$



Empuxo ativo

$$E_a = K_a \times \gamma \times H \times \frac{H}{2}$$

Coulomb, para levar em conta atrito solo-“muro”
Atrito na vertical pela extremidade interna do muro

$$\delta = \varphi$$

$$K_a = 0,297$$

φ	15°	20°	25°	27.5°	30°	32.5°	35°
$\delta = 0^\circ$	0.590	0.491	0.406	0.369	0.334	0.301	0.272
$\delta = 5^\circ$	0.557	0.466	0.386	0.351	0.318	0.288	0.261
$\delta = 10^\circ$	0.534	0.448	0.372	0.340	0.309	0.281	0.253
$\delta = 15^\circ$	0.517	0.435	0.364	0.332	0.302	0.274	0.248
$\delta = 20^\circ$	-	0.428	0.358	0.328	0.300	0.271	0.246
$\delta = 25^\circ$	-	-	0.357	0.327	0.298	0.271	0.246
$\delta = 30^\circ$	-	-	-	-	0.297	0.273	0.248

$$E_a = 0,297 \times 20 \times 6 \times \frac{6}{2}$$

$$E_a = 106,92 \text{ kN}$$

$E_{ah} = E_a \cos \delta = 106,92 \cos 30 = 92,6 \text{ kN}$ com braço $0,5 \times 6,0 = 3,0 \text{ m}$ em relação ao pé do muro; quando há reaterro admite-se uma distribuição entre a triangular (0,33) e a retangular (0,5), por causa dos efeitos da compactação.

$E_{av} = E_a \sin \delta = 53,46 \text{ kN}$ agindo para baixo, com braço de $4,0 \text{ m}$ em relação ao pé do muro

Rankine seria conservador

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad K_a = 0,33$$

$$E_{av} = 0 \quad (\text{hipótese do processo de Rankine})$$

$$E_{ah} = 0,33 \times 20 \times 6 \times \frac{6}{2} \quad E_{ah} = 120 \text{ kN}$$

Empuxos de água

Sistema de drenos conservador (frequentemente se utiliza apenas um dos drenos inclinados apresentados), mas mesmo assim pode haver pequeno acúmulo de água à esquerda da sapata do muro (E_{wh}), e também sob o muro (E_{wv}), na forma de subpressão.

$$E_{wh} = 10 \times 0,5 \times \frac{0,5}{2} = 1,25 \text{ kN} \quad \text{com braço } 0,5/3 = 0,17 \text{ m em relação ao pé do muro}$$

$$E_{wv} = 10 \times 0,5 \times \frac{4,0}{2} = 10,0 \text{ kN} \quad \text{com braço } 2 \times 4,0/3 = 2,67 \text{ m em relação ao pé do muro}$$

Empuxo passivo

$$E_p = K_p \times \gamma \times H \times \frac{H}{2}$$

Cacquot-Kérisel, para levar em conta atrito solo-muro

$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$\delta' \text{ (}^\circ\text{)}$									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
20	2,04	2,26	2,43	2,55	2,70					
25	2,46	2,77	3,03	3,23	3,39	3,63				
30	3,00	3,43	3,80	4,13	4,40	4,64	5,03			
35	3,69	4,29	4,84	5,34	5,80	6,21	6,59	7,25		
40	4,69	5,44	6,26	7,05	7,80	8,51	9,18	9,83	11,03	
45	5,83	7,06	8,30	9,55	10,80	12,04	13,26	14,46	15,60	18,01

$K_p = 5,03$ (se admitida interface rugosa muro-solo e, portanto, $\delta = \varphi$)

$$E_p = 5,03 \times 20 \times 0,5 \times \frac{0,5}{2} \quad E_p = 12,58 \text{ kN}$$

(componente vertical agindo para cima, com braço nulo; componente horizontal com braço da ordem de 0,3 m)

Rankine seria conservador (por outro lado, no empuxo passivo Coulomb seria muito contra a segurança, e portanto inaceitável)

$$K_p = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \quad K_p = 3$$

$$E_{pv} = 0 \quad (\text{hipótese do processo de Rankine})$$

$$E_{ph} = 3 \times 20 \times 0,5 \times \frac{0,5}{2} \quad E_{ph} = 7,5 \text{ kN}$$

Empuxo passivo desconsiderado sempre que houver possibilidade de escavação junto ao pé do muro durante a vida útil da construção. Será desconsiderado no caso presente.

Atrito na interface muro-solo de fundação

Adesão (função da coesão) nessa interface é frequentemente desconsiderada.

Coeficiente de atrito ($\tan \phi$) é usualmente minorado em função das condições executivas e possibilidade de acompanhamento técnico de obra. São comuns redutores entre $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$.

$$T = N' \times \frac{2}{3} \tan \phi$$

$$T = (551,88 - 10,0) \times \frac{2}{3} \tan 25 = 185,07 \text{ kN}$$

Segurança contra escorregamento

$$F_e = \frac{T}{E_{ah} - T_{E_{av}} + E_{wh}} = \frac{168,46}{92,6 - 53,46 \times \frac{2}{3} \times \tan 25 + 1,25} = \frac{168,46}{77,23} = 2,18 > 1,5$$

(aceitável)

Caso houvesse sido utilizado o processo de Rankine:

$$F_e = \frac{T}{E_{ah} + E_{wh}} = \frac{168,46}{120,0 + 1,25} = 1,39 < 1,5$$

(seria necessário alterar dimensões do muro)

Segurança contra tombamento

$$M_R = 1063,65 \text{ kNm}$$

Em relação ao ponto P:

$$M_S = 92,6 \times 3,0 - 53,46 \times 4,0 + 1,25 \times 0,17 + 10,0 \times 2,67$$

$$M_S = 90,83 \text{ kNm}$$

$$F_t = \frac{M_R}{M_S} = \frac{1063,65}{90,83} = 11,71 > 1,5 \quad (\text{aceitável})$$

Segurança contra ELU da fundação

O muro gera, sobre a “sapata” de fundação, uma carga inclinada e excêntrica. Há expressões de carga última que levam em conta situações desse tipo, por meio de coeficientes de excentricidade e de inclinação aplicados aos fatores N_c , N_q e N_γ (vide, por exemplo, itens 16.5 e 16.7 do “Fundamentos de Engenharia Geotécnica”, tradução da 7ª edição americana, de autoria de Braja M. Das). Adota-se o coeficiente de segurança habitual de fundações, $F=2$. Caso esse valor não seja atingido (ou caso haja recalques inaceitáveis) pode-se optar por fundação profunda para o muro de arrimo.

Segurança contra ruptura geral

Essa segurança é verificada pelos processos usuais de estabilidade de taludes (Bishop simplificado, por exemplo). Adota-se o coeficiente de segurança habitual, $F=1,5$.

Exercício 3

3a) Empuxos de água correspondentes ao acúmulo de 3 m de água atrás do muro e modificação do empuxo ativo de solo, por causa da submersão. Efeito: importante redução do coeficiente de segurança ao escorregamento.

3b) Sobrecarga (extensa) uniforme pode ser tratada como se fosse uma altura adicional de terrapleno. Efeito: redução dos coeficientes de segurança.

Com sobrecarga acidental linear os coeficientes de segurança são reduzidos também. Os acréscimos de empuxos causados por cargas lineares desse tipo são em geral calculados pelas tensões horizontais obtidas pela Teoria da Elasticidade (expressões aplicáveis estão disponíveis no item 2.2 do Poulos e Davis). O P&D está todo disponível na Internet, por meio do link no EGF Moodle.

3c) Com coesão, empuxo ativo diminui (por conta da parcela redutora $-2c\sqrt{K_a}$ das tensões de empuxo) e aumentam bastante os coeficientes de segurança.

3d) O princípio básico é: fluxo vertical não gera pressões neutras. Drenos devem, portanto, colaborar para a verticalização do fluxo. Talvez o dreno executado no contato do terrapleno com o muro fosse suficiente, mas nesse caso deveria ser traçada a rede de fluxo; as pressões neutras na superfície de escorregamento de Coulomb deveriam ser estimadas e o valor do empuxo deveria ser calculado pelo processo de Coulomb usual, analisando o equilíbrio da cunha (sem a utilização, portanto, dos coeficientes de empuxo tabelados, os quais não levam em conta pressões neutras na cunha). Vale lembrar, porém, que o outro dreno inclinado não oferece dificuldades, do ponto de vista executivo, quando há uma escavação e posterior reaterro: o dreno é executado em contato com o terreno natural à medida que o reaterro é lançado e compactado.

4) Procurar resistência não drenada tal que a fenda de tração tenha 6 m de profundidade. Com $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 0^\circ$, $s_{u,min} = 60 \text{ kPa}$. Recordar últimos exercícios da coleção sobre Empuxos, da disciplina precedente. Se considerados os efeitos tridimensionais de escavação em “cachimbos”, a resistência não drenada poderia até ser um pouco menor. Lembrar, porém, que a estabilidade desse corte é temporária! A escavação provoca alívio de tensões horizontais e, em consequência, a argila tende a expandir. Expansão equivale a aumento do índice de vazios e, portanto, redução da resistência. Alguma expansão sempre ocorrerá com o alívio, mas será ainda maior se o corte tiver acesso à água, já que esse acesso tende a eliminar as pressões neutras negativas geradas pela escavação (no caso de um solo inicialmente saturado). É por essa razão que cortes temporários são geralmente protegidos por lonas plásticas nas construções. Conforme já observado, um corte dessa altura jamais seria executado sem algum tipo de escoramento temporário!