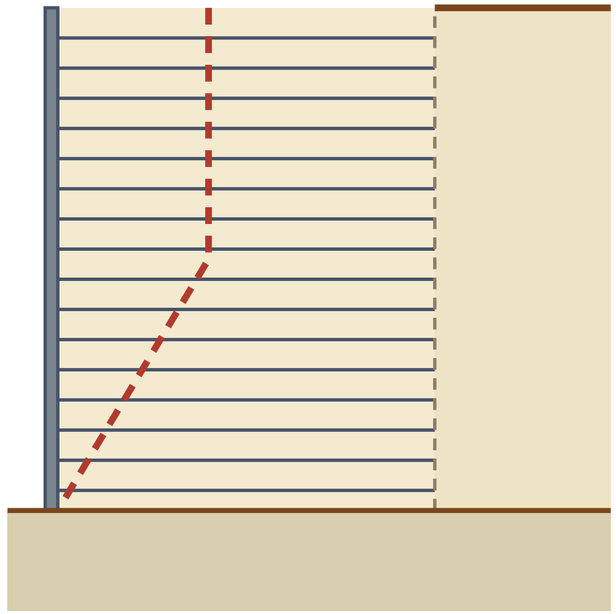
Apresentação de aula de geotecnia · Muros de arrimo

Muro de solo mecanicamente estabilizado (MSE)

Aula: estabilidade interna (ruptura à tração, arrancamento), estabilidade externa (tombamento, deslizamento, capacidade de carga) e verificação sísmica de um muro de solo reforçado; exemplo resolvido em cada tópico.



Solo reforçado

Ruptura à tração · arrancamento

Tombamento · deslizamento · capacidade de carga

Sismo

Introdução

O que veremos nesta aula?

A lógica do **solo reforçado**: o empuxo de terra gera tração no reforço, e o atrito entre ambos mantém os dois solidários; a face apenas contém o solo

Estabilidade interna: tração em cada nível $T = \sigma'_h S_V S_H$, **ruptura à tração** (incluindo a margem de corrosão), **arrancamento** (comprimento efetivo atrás da superfície de ruptura)

A **superfície de ruptura** (bilinear ou cunha de Rankine) e a razão K_r/K_a: em reforço rígido, a tensão lateral no topo é maior que a de Rankine

A **estabilidade externa**: o bloco reforçado L × H atua como um muro de gravidade; tombamento, excentricidade (L/6), deslizamento e capacidade de carga (largura efetiva de Meyerhof)

Por que a **sobrecarga móvel** apenas solicita, e o efeito do **sismo** sobre o bloco, o empuxo e os níveis de armadura

Como corrigir um projeto insuficiente: comprimento da armadura, tipo de armadura

ROTEIRO DA AULA

Cada tópico é tratado em **três etapas**:

1 · **Teoria**: qual é a regra e por que é assim?

2 · **Enunciado**: dados e o que se pede

3 · **Solução**: passo a passo, com números

Muro do exemplo: H = 10 m, fitas de aço galvanizado 75 × 6 mm (f_y = 240 MPa), L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m; aterro γ = 16.5 kN/m³, φ′ = 36°; fundação φ′ = 28°, c′ = 50 kPa. As forças referem-se a um metro de muro (por fita).

O que faz, o que é verificado?

TEORIA

O muro de solo se sustenta sozinho apenas no ângulo de repouso. Se, durante a execução do aterro, forem colocados finos **elementos resistentes à tração** (fitas de aço galvanizado, geotêxtil, geogrelha), o solo suporta a compressão e a armadura, a tração, e o **atrito** mantém os dois unidos. A face (painéis de concreto, blocos ou o envolvimento da armadura) retém o solo e não suporta nenhuma outra carga.

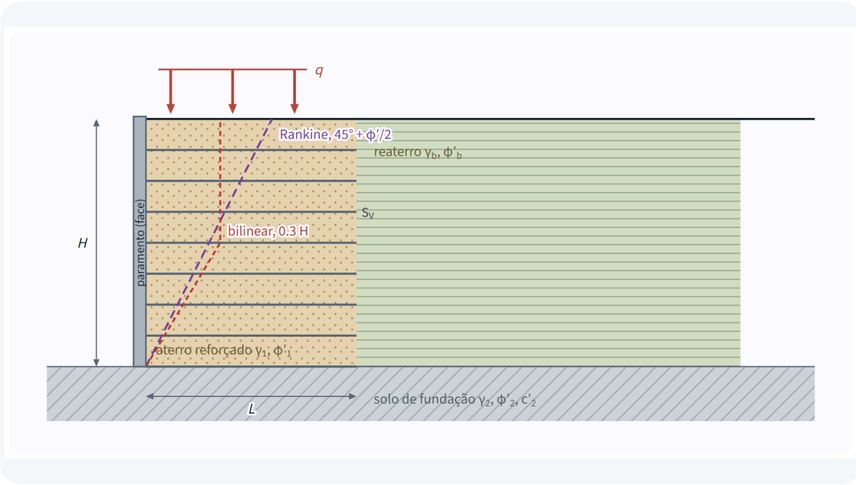
Estabilidade interna: cada nível deve suportar a tração (1) sem **ruptura à tração**, (2) sem **arrancamento** a partir de trás da superfície de ruptura, (3) sem **ruptura à tração** na face (conexão).

Estabilidade externa: o bloco reforçado de largura L e altura H é um **muro de gravidade**: não deve tombar sob o empuxo do reaterro atrás dele, não deve deslizar na base, e o solo de fundação deve suportá-lo.

Sismo: as duas séries de verificações novamente, com empuxo dinâmico + bloco e inércia da zona efetiva (os fatores de segurança exigidos são 75% dos valores estáticos).

O **aterro** deve ser material granular de drenagem livre; a **estabilidade global** (superfície de ruptura que passa pela fundação ou superfície de ruptura composta) está fora do escopo deste módulo.

Dois métodos: a abordagem de **Rankine** da fonte e o **método simplificado** do software (FHWA/AASHTO) (o método inicial do módulo).



Tensão vertical e lateral, razão K_r/K_a

TEORIA

z é a profundidade a partir do topo do muro; γ_1 e φ'_1 são o peso específico e o ângulo de atrito do aterro reforçado. O aterro está no estado ativo:

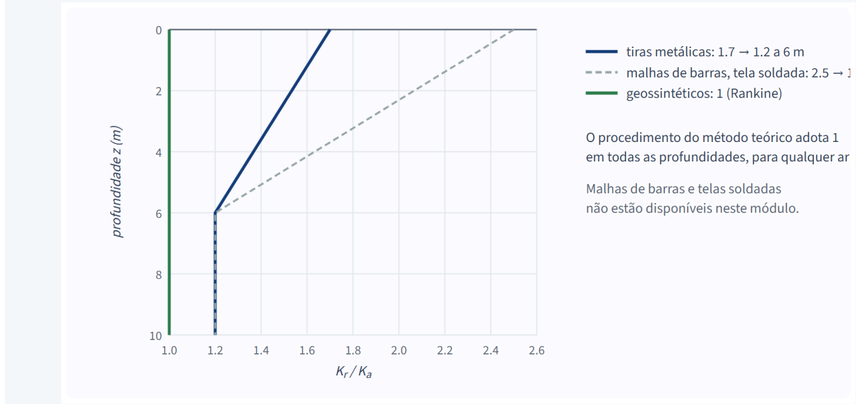
$$\sigma'_v = \gamma_1 z + q_D + q_L \qquad \sigma'_h = K_r\,(\gamma_1 z + q_D + q_L) \qquad K_a = \tan^2\!\left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2}\right)$$

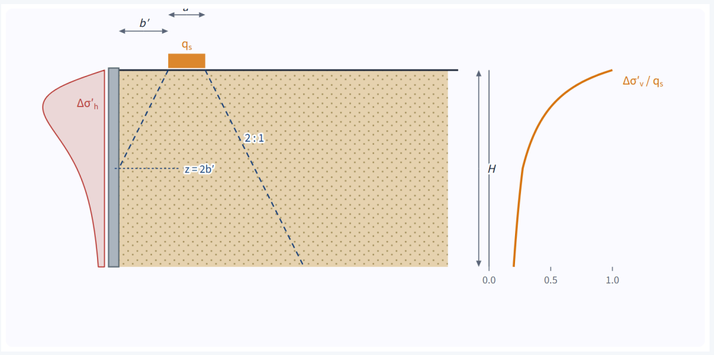
A armadura rígida (inextensível) — fitas de aço — mantém o reaterro no trecho superior **mais rígido** do que na condição de Rankine; no método simplificado, K_r/K_a é tomado conforme o tipo de armadura:

$$\text{tiras: } \frac{K_r}{K_a} = 1.7 - 0.5\frac{z}{6}\ (z \le 6\ \text{m}),\ \ 1.2 \text{ abaixo de} \qquad \text{geossintético: } \frac{K_r}{K_a} = 1$$

A sobrecarga uniforme aumenta a tensão vertical em q em todas as profundidades e, por meio de K_r, aumenta também a tensão lateral. A sobrecarga **variável** (q_L) carrega, mas **não retém**: não entra no peso para tombamento/deslizamento nem na tensão vertical que resiste ao arrancamento (lado da segurança).

Carga em faixa (Laba–Kennedy): a tensão vertical se espalha na razão 2:1; a pressão lateral é a solução elástica para muro rígido (M = 1.4 → 1).





Enunciado

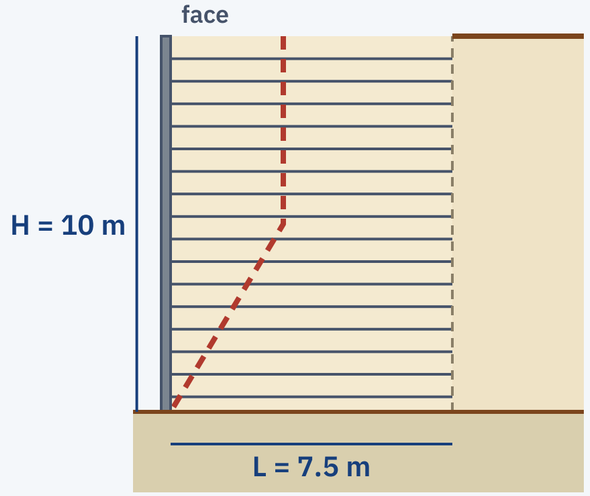
EXEMPLO

PEDE-SE

K_a, K_r/K_a, σ'_v e σ'_h em cada profundidade; onde ocorre a maior tensão lateral?

Dados

Aterro	$\gamma_1 = 16.5\ \mathrm{kN/m^3}$, $\varphi'_1 = 36°$**; fitas de aço; método simplificado; sem sobrecarga**
Profundidades	$z = 0.6;\ 3.0;\ 6.0$ **e** 10.0 **m (base)**



Solução

SOLUÇÃO

1 Coeficiente ativo

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 18^\circ) = \mathbf{0.2596}$$

2 Em cada profundidade ($K_r/K_a = 1.7 - 0.5z/6$, $z \le 6$ m; 1.2 além de 6 m)

z (m)	$\sigma'_v = 16.5z$ (kPa)	K_r/K_a	K_r	$\sigma'_h = K_r\sigma'_v$ (kPa)
0.6	9.9	1.65	0.4284	4.24
3.0	49.5	1.45	0.3764	18.63
6.0	99.0	1.20	0.3115	30.84
10.0	165.0	1.20	0.3115	51.40

Base: σ'_v = **165 kPa**, $K_r = 1.2K_a = 0.3115$, σ'_h = **51.4 kPa**. No nível superior (z = 0.6 m), $K_r/K_a = 1.65$: 1.65 vez o de Rankine. σ'_h aumenta com a profundidade; a maior tensão lateral (e a maior tração) ocorre na base.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Comprimento efetivo $L_e = L - L_a$

TEORIA

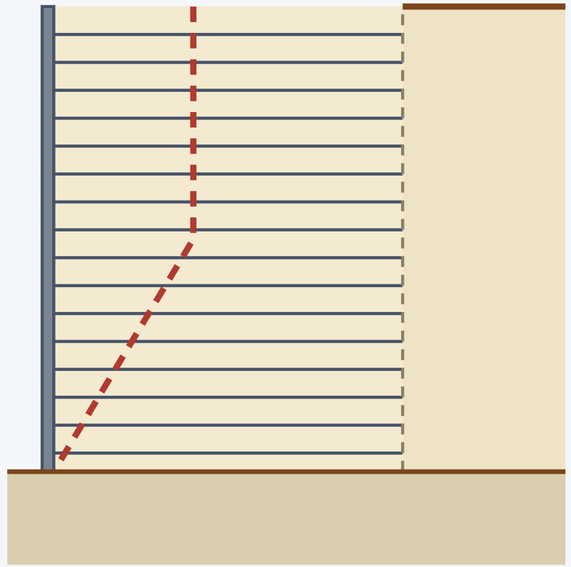
A armadura atua onde o aterro, de outro modo, romperia. A **parte de cada nível dentro da zona de ruptura** (entre a face e a superfície de ruptura) desloca-se com o solo que escorrega e não retém; apenas a **parte atrás da superfície** ancora o nível: comprimento ativo L_a e comprimento efetivo $L_e = L - L_a$.

$$\text{Rankine: } L_a = \frac{H - z}{\tan(45° + \varphi'_1/2)} \qquad \text{bilinear: } L_a = 0.3H \ (z \le H/2),\ \ L_a = 0.6(H - z) \ (z > H/2)$$

Para cada reforço, a **fonte** adota a cunha de Rankine que parte da extremidade frontal (45° + $\varphi'_1/2$ com a horizontal): para $\varphi' = 36°$, 5.1 m da face no topo de um muro de 10 m.

Em armaduras rígidas (fitas de aço), as medições mostram a superfície de tração máxima muito mais próxima da face: na prática adota-se uma superfície **bilinear** – vertical a 0.3H da face na metade superior e, daí, reta até o calcanhar. Nos geossintéticos mantém-se a superfície de Rankine.

No método simplificado do módulo, a fita de aço adota a superfície bilinear e o geossintético, a superfície de Rankine; o método da fonte é o de Rankine em ambos os casos.



Tracejado vermelho: superfície de ruptura bilinear (faixa). A cunha de Rankine começa a 5.1 m da face.

Enunciado

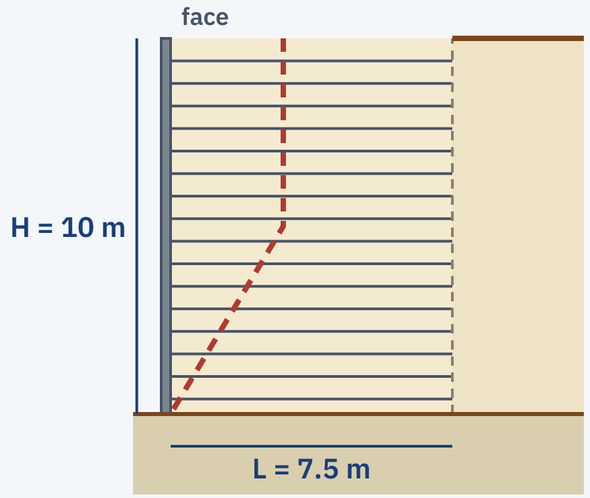
EXEMPLO

PEDE-SE

Em cada profundidade, $\mathbf{L_a}$ (bilinear e Rankine) e $\mathbf{L_e}$ com a superfície bilinear.

Dados

Muro	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m, tiras de aço;** $\varphi'_1 = 36°$
Profundidades	$z = 0;\ 0.6;\ 3;\ 5;\ 6;\ 9.4$ **m**



Solução

SOLUÇÃO

1 Bilinear: para $z \leq 5$ m, $0.3H = 3.00$ m; para $z > 5$ m, $0.6(H - z)$. Rankine: $(H - z)/\tan 63° = (H - z)/1.963$

z (m)	L_a bilinear (m)	$L_e = 7.5 - L_a$ (m)	L_a Rankine (m)	L_e Rankine (m)
0.0	3.00	4.50	5.10	2.40
0.6	3.00	4.50	4.79	2.71
3.0	3.00	4.50	3.57	3.93
5.0	3.00	4.50	2.55	4.95
6.0	2.40	5.10	2.04	5.46
9.4	0.36	7.14	0.31	7.19

A superfície bilinear está mais próxima da face do que a de Rankine nos níveis superiores ($z = 0.6$ m: $L_a = 3.00$ m, Rankine 4.79 m); por isso o **comprimento efetivo é maior** (4.50 m, Rankine 2.71 m). Os níveis superiores, por sua vez, suportam K_r/K_a vezes mais tração (Exemplo 4).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Tração no nível e capacidade resistente da armadura

TEORIA

Cada nível suporta a tensão lateral do aterro dentro de uma **altura de contribuição** (S_V) limitada pelas alturas médias dos níveis vizinhos. A fita retém uma largura de aterro igual ao espaçamento horizontal S_H; como a manta e a geogrelha são contínuas, a tração refere-se a um metro de muro:

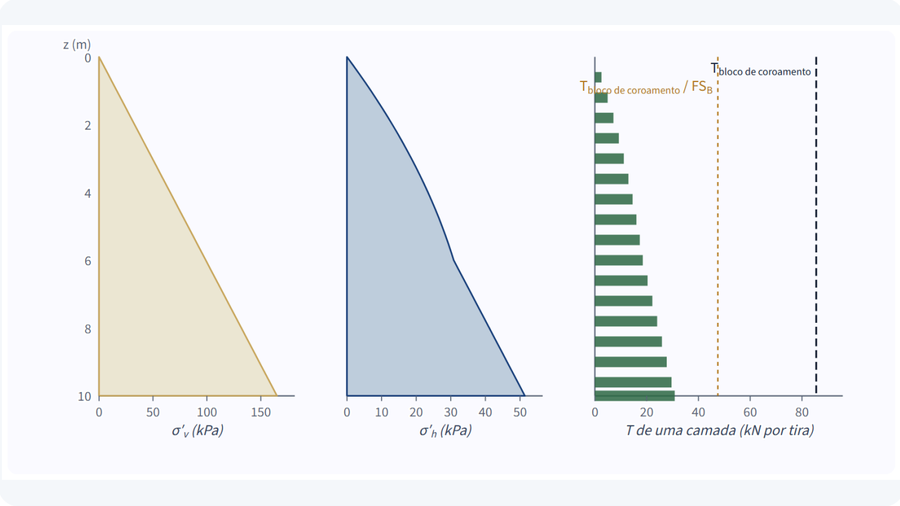
$$T = \sigma'_h S_V S_H \quad \text{(por faixa)} \qquad T = \sigma'_h S_V \quad \text{(por metro de muro)}$$

Tira (largura w, espessura t, escoamento f_y): o aço galvanizado no aterro sofre corrosão de 0.025–0.050 mm por ano; para a vida útil de projeto n, a espessura reduz-se de r n:

$$t_{eff} = t - rn \qquad T_{diameter} = w\, t_{eff}\, f_y \qquad FS_B = \frac{T_{diameter}}{T} \qquad t_{req} = \frac{FS_B T_{max}}{w\, f_y} + rn$$

Geossintético: a resistência de longo prazo é a resistência à tração última dividida pelos fatores de dano, fluência e degradação; a geogrelha nem sempre cobre toda a planta (C_r):

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{id}\, RF_{cr}\, RF_{cbd}} \qquad FS_B = \frac{T_{all} C_r}{T} \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_h(H)\, FS_B}$$



Enunciado

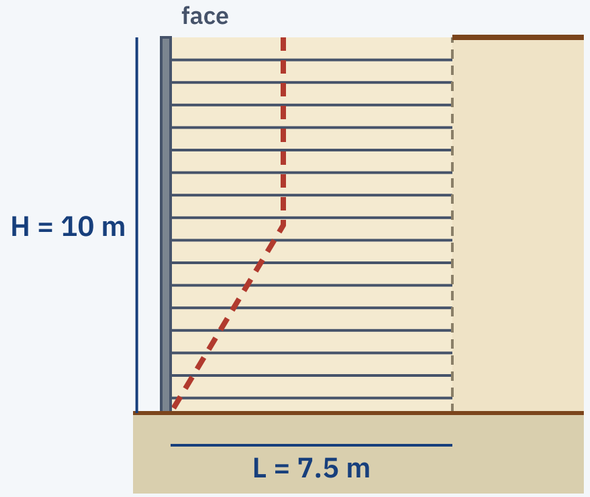
EXEMPLO

Dados

Faixa	**75 × 6 mm, instalada; $f_y = 240$ MPa; corrosão de 0.025 mm/ano, vida útil de projeto de 50 anos; $S_V = 0.6$ m, $S_H = 1.0$ m**
Necessário	$FS_B \geq 1.8$ **(aplicação: 0.55 f_y em seção corroída)**

PEDE-SE

Tração máxima T_{max} (por tira); T_{cap}, FS_B; espessura necessária t_{req}.



Solução

SOLUÇÃO

1 A maior tração está no nível da base (z = 10 m; σ'_h = 51.40 kPa)

$$T_{max} = \sigma'_h S_V S_H = 51.40(0.6)(1.0) = \mathbf{30.84}\ \text{kN/tira}$$

2 Seção corroída e capacidade de carga

$$t_{eff} = 6 - 0.025(50) = 4.75\ \text{mm} \quad (1.25\ \text{mm de perda})$$

$$T_{diameter} = w\, t_{eff} f_y = 0.075(0.00475)(240\,000) = \mathbf{85.5}\ \text{kN}$$

$$FS_B = 85.5/30.84 = \mathbf{2.772} \ \geq 1.80\ \checkmark$$

3 Espessura necessária (acrescentada a sobreespessura de corrosão)

$$t_{req} = \frac{1.8(30.84)}{0.075(240\,000)} + rn = 3.084 + 1.25 = \mathbf{4.33}\ \text{mm}$$

FS_B = **2.77** ≥ 1.80: a fita de 6 mm é suficiente; a espessura necessária é **4.33 mm**. O nível crítico é a base (k = 17).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Atrito atrás da superfície de ruptura

TEORIA

Um nível que não sofre ruptura à tração ainda pode **ser arrancado** do aterro. Atrás da superfície de ruptura, o aterro retém a armadura por atrito nas duas faces; o atrito é a tensão vertical acima do nível multiplicada pelo coeficiente mobilizado pela armadura:

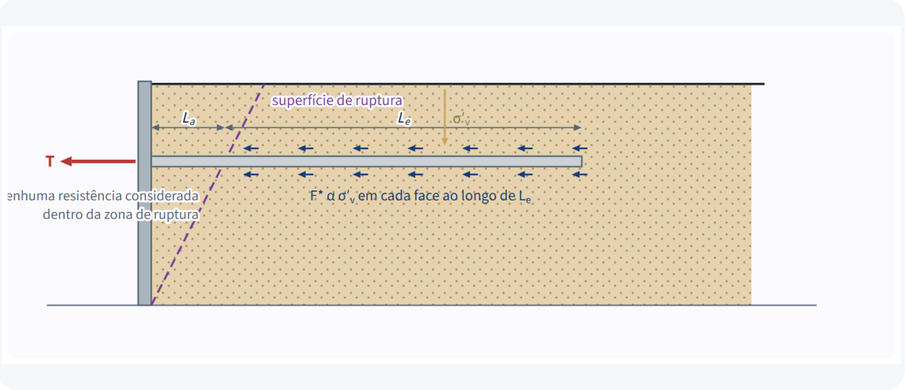
$$P_r = 2R_c\,F^*\alpha\,\sigma'_v\,L_e \qquad FS_P = \frac{P_r}{T} \qquad L_{req} = L_a + \frac{FS_P\,T}{2R_c F^*\alpha\,\sigma'_v}$$

F* coeficiente de resistência ao arrancamento: tan φ′ para tiras (limite inferior), ⅔ tan φ′ para geossintéticos (limite inferior do módulo; determinado por ensaio de arrancamento). **α** efeito de escala: 1.0 para tiras, 0.8 para geogrelha, 0.6 para geotêxtil.

R_c taxa de cobertura: w nas fitas (por fita), C_r nas geogrelhas (por metro de muro), 1 nas mantas. **σ'_v** é a tensão vertical na zona resistente: $\gamma_1 z$ + sobrecarga permanente; **a sobrecarga variável não entra** (não retém).

Na tira, T e P_r crescem com a profundidade: no método da fonte, o comprimento efetivo necessário é o mesmo em todos os níveis; no método simplificado, os níveis superiores suportam K_r/K_a vezes mais tração, e o comprimento efetivo cresce na mesma proporção.

Conexão: a tração T_{max} é transmitida ao paramento; a resistência é informada a partir de ensaios de conexão e verificada com o coeficiente de ruptura à tração.



Enunciado

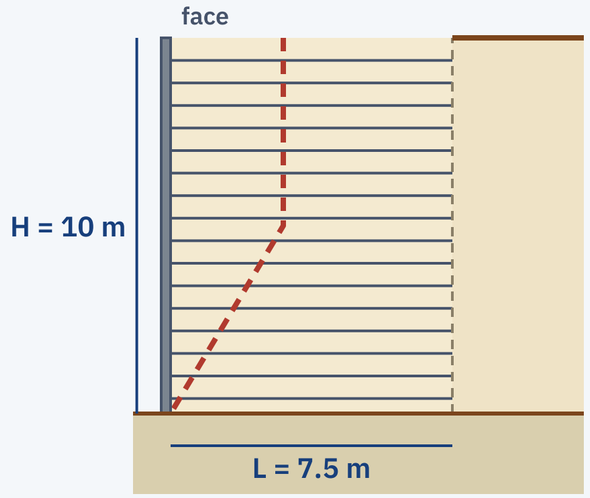
EXEMPLO

PEDE-SE

No nível 1, $\mathbf{P_r}$, $\mathbf{FS_P}$ e o comprimento necessário $\mathbf{L_{req}}$; resumo de todos os níveis.

Dados

Tira e solo	**O muro dos Exemplos 1–3;** $F^* = \tan 36^\circ = 0.727$, $\alpha = 1$; $FS_P \geq 1.5$
Níveis	**z = 0.6 m (1º nível) e demais níveis**



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Nível 1 (z = 0.6 m): $K_r/K_a = 1.65$; $\sigma'_h = 4.24$ kPa

$$T = \sigma'_h S_V S_H = 4.24(0.6) = 2.54 \text{ kN} \qquad L_a = 0.3H = 3.00, \quad L_e = 4.50 \text{ m}$$

$$P_r = 2(0.075)(0.727)(1.0)(9.9)(4.50) = \mathbf{4.86} \text{ kN}$$

$$FS_P = \frac{4.86}{2.54} = \mathbf{1.908} \geq 1.5 \checkmark$$

2 Comprimento necessário: $L_{req} = L_a + FS_P T/(F^*\alpha\, \sigma'_v \cdot 2w)$

$$L_{req} = 3.00 + \frac{1.5(2.54)}{0.727(1)(9.9)(2)(0.075)} = 3.00 + 3.54 = \mathbf{6.54} \text{ m}$$

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

3 Resumo de todos os níveis

Nível	z (m)	T (kN)	L_a	L_e	P_r (kN)	FS_P	L_{req} (m)
1	0.6	2.54	3.00	4.50	4.86	1.91	6.54
2	1.2	4.93	3.00	4.50	9.71	1.97	6.43
5	3.0	11.18	3.00	4.50	24.28	2.17	6.11
10	6.0	18.51	2.40	5.10	55.02	2.97	4.97
17	10.0	30.84	0.00	7.50	134.86	4.37	2.57

A menor segurança ao arrancamento é **FS_P = 1.91 no nível 1** (exigido 1.5); o maior comprimento necessário é **6.54 m** (L = 7.5 m é suficiente). No nível superior a tração é pequena, mas, como σ'_V também é pequena, o arrancamento é mais crítico ali.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

O bloco é um muro de gravidade

TEORIA

O bloco reforçado que garante a estabilidade interna é **um bloco de solo de dimensões L × H** que retém o reaterro atrás dele. O reaterro retido (γ_b, φ'_b) empurra a face posterior vertical do bloco com o empuxo ativo de Rankine; a sobrecarga acrescenta empuxo adicional:

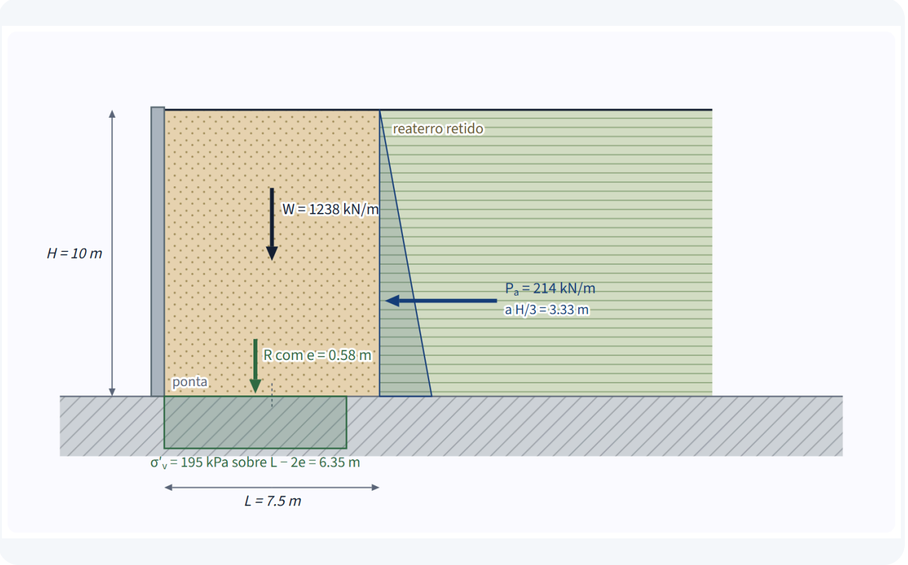
$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 \ \ (H/3) \qquad P_q = K_a\, q\, H \ \ (H/2) \qquad W = \gamma_1 H L \ \ (L/2)$$

$$FS_{ot} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W\, L/2}{P_a H/3 + P_q H/2} \qquad x_R = \frac{M_R - M_o}{\Sigma V} \qquad e = \frac{L}{2} - x_R$$

Resistente: peso do bloco e sobrecarga **permanente**. A **carga variável não resiste**, pois pode não estar presente quando o empuxo atua (apenas cargas).

A mesma verificação é lida de duas formas: **razão de momentos** ($FS_{ot} \geq 2$) e posição da resultante: **e ≤ L/6**, para que a base permaneça totalmente comprimida (L/3 sob sismo).

O revestimento da face e a parte embutida à sua frente não são incluídos no peso resistente (a favor da segurança).



Enunciado

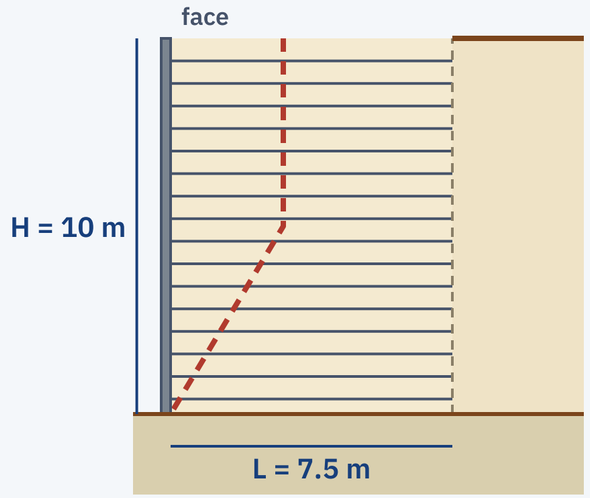
EXEMPLO

PEDE-SE

P_a e M_O; **W** e M_R; **FS_{ot}**; posição da resultante x_R e **e** (limite L/6).

Dados

Bloco	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m; aterro reforçado** $\gamma_1 = 16.5$ **kN/m³**
Aterro contido	**mesmo solo (**$\gamma_b = 16.5$**,** $\varphi'_b = 36°$**); sem sobrecarga**



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Empuxo ativo (K_a = 0.2596) e momento de tombamento

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 = \tfrac{1}{2}(0.2596)(16.5)(10)^2 = \mathbf{214.18}\ \text{kN/m}$$

$$M_o = P_a\, H/3 = 214.18(3.333) = \mathbf{713.9}\ \text{kN·m/m}$$

2 Peso do bloco e momento resistente

$$W = \gamma_1 H L = 16.5(10)(7.5) = \mathbf{1{,}237.5}\ \text{kN/m}$$

$$M_R = W\, L/2 = 1{,}237.5(3.75) = \mathbf{4{,}640.6}\ \text{kN·m/m}$$

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

3 Tombamento e posição da resultante

$$FS_{ot} = M_R / M_o = 4{,}640.6 / 713.9 = \mathbf{6.50} \;\geq 2.0 \;\checkmark$$

$$x_R = (M_R - M_o)/\Sigma V = (4{,}640.6 - 713.9)/1{,}237.5 = 3.173 \text{ m}$$

$$e = L/2 - x_R = 3.75 - 3.173 = \mathbf{0.577} \text{ m} \;\leq L/6 = 1.25 \;\checkmark$$

O fator de segurança ao tombamento é **6.50** (≥ 2.0); a resultante deslocou-se apenas **0.58 m** do centro da base em direção à ponta: a base está inteiramente comprimida (e ≤ L/6 = 1.25 m).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Atrito na base

TEORIA

Se o empuxo exceder o atrito na base, o bloco desliza sobre a sua base. A **fonte** toma o atrito com k ≈ ⅔, como em um muro de concreto apoiado sobre solo; na base de um bloco reforçado, porém, o **solo apoia-se sobre solo**: a prática adota o ângulo de atrito do **mais fraco** entre o aterro reforçado e o solo de fundação. O módulo mantém o fator ⅔, escolhe o solo mais fraco e desconsidera a coesão do solo de fundação:

$$FS_{sl} = \frac{\Sigma V \, \tan\left(\frac{2}{3}\varphi'_{min}\right)}{\Sigma H} \qquad \varphi'_{min} = \min\left(\varphi'_1, \varphi'_2\right)$$

ΣH: empuxo do reaterro contido e (se houver) empuxo da sobrecarga; ΣV: peso do bloco e sobrecarga permanente. **A carga variável entra no empuxo, mas não em ΣV.**

O caminho da fonte (apenas o reaterro, φ'_1) também é calculado; se o solo de fundação for fraco, o valor do módulo é menor e **é o valor governante**.

O deslizamento é resolvido alargando o bloco (ΣV aumenta linearmente com L); o comprimento também melhora o arrancamento e a excentricidade.

FATORES DE SEGURANÇA EXIGIDOS

Verificação	Estático (necessário)	Sismo (exigido, 75%)
Ruptura à tração FS_B	1.80	1.35
Arrancamento FS_P	1.50	1,125
Tombamento FS_{ot}	2.00	1.50
Excentricidade e	≤ L/6	≤ L/3
Deslizamento FS_{sl}	1.50	1,125
Capacidade de carga FS_{bc}	2.50	1,875

Os valores para o sismo correspondem a 75% dos estáticos (excentricidade L/6 → L/3). A carga variável é mantida nos dois casos.

Enunciado

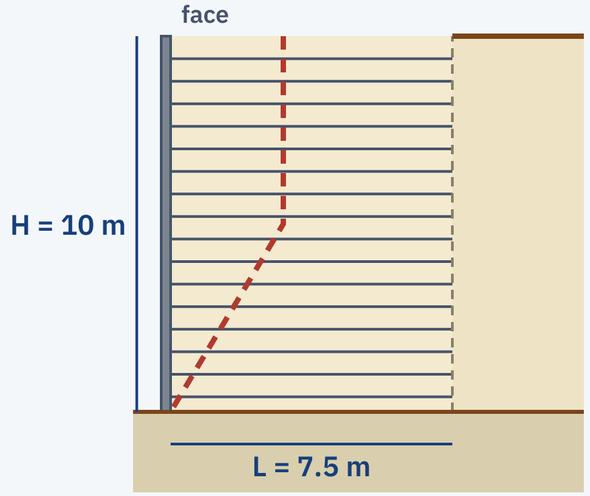
EXEMPLO

Dados

Bloco	**O bloco do Exemplo 5 ($\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m, $\Sigma H = P_a = 214.18$ kN/m)**
Solos	**aterro reforçado $\varphi'_1 = 36°$; solo de fundação $\varphi'_2 = 28°$ ($c'_2 = 50$ kPa, coesão desprezada)**

PEDE-SE

FS_{sl} a partir do atrito na base; comparação com o procedimento da fonte (apenas o aterro).



Solução

SOLUÇÃO

1 Solo fraco: φ'_{min} = min(36°, 28°) = 28° (solo de fundação)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 28^\circ\right) = \tan 18.67^\circ = 0.3378$$

$$R = \Sigma V \tan(\ldots) = 1{,}237.5(0.3378) = 418.1\ \text{kN/m}$$

$$FS_{sl} = \frac{R}{\Sigma H} = \frac{418.1}{214.18} = \mathbf{1.952}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Caminho da fonte (apenas reaterro, φ'_1 = 36°)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 36^\circ\right) = \tan 24^\circ = 0.4452$$

$$FS_{sl} = \frac{1{,}237.5(0.4452)}{214.18} = \mathbf{2.572}$$

Como o solo de fundação é mais fraco, o fator de segurança ao deslizamento é **1.95** (2.57 pelo procedimento da fonte): o módulo adota como governante o **menor** valor; está acima do valor exigido de 1.5.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

O bloco de solo da fundação suporta como uma sapata corrida

TEORIA

A fonte compara a capacidade de carga de uma sapata de largura L na superfície do terreno, sem termo de profundidade, com a tensão vertical na base. Fatores gerais de capacidade de carga (Vesic): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$:

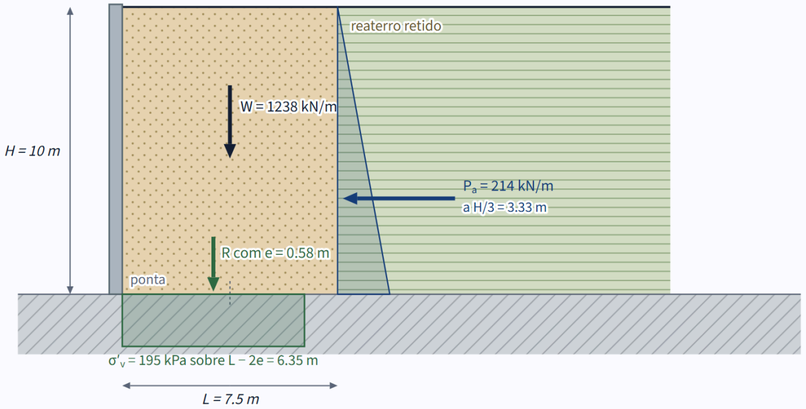
$$q_u = c_2' N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma_o'},\ \ \sigma_o' = \gamma_1 H + q_D$$

Aplicação (FHWA/AASHTO): a resultante não está no centro (e), e a tensão na ponta é maior que a média; por isso, toda a carga vertical é distribuída uniformemente sobre a **largura efetiva de Meyerhof** L′ = L − 2e, e calcula-se a capacidade de carga de uma sapata com essa largura:

$$L' = L - 2e \qquad \sigma_v' = \frac{\Sigma V}{L'} \qquad q_u = c_2' N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma_v'}$$

A tensão é maior e a sapata mais estreita: o fator de segurança de Meyerhof é menor; o módulo **calcula ambos e adota o menor** como determinante.

Esta página trata de uma verificação de curto prazo (sem poropressão); a estabilidade global e o recalque estão fora do módulo.



Enunciado

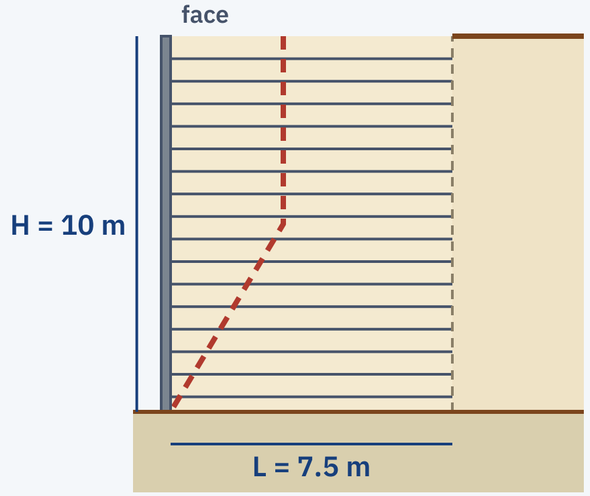
EXEMPLO

PEDE-SE

FS_{bc} pelo procedimento da fonte, **FS_{bc}** com a largura efetiva de Meyerhof; qual deles governa.

Dados

Bloco	**Bloco do Exemplo 5:** $\Sigma V = 1\,237.5$ **kN/m,** $e = 0.577$ **m**
Solo de fundação	$\varphi'_2 = 28°$**,** $c'_2 = 50$ **kPa,** $\gamma_2 = 17.3$ **kN/m³**



Solução

SOLUÇÃO

1 Fatores (Vesic, $\varphi'_2 = 28°$): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$

$$N_q = 14.72 \qquad N_c = 25.80 \qquad N_\gamma = 16.72$$

2 Percurso da fonte (largura L = 7.5 m, $\sigma'_o = \gamma_1 H = 165$ kPa)

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(7.5)(16.72) = 2{,}375 \text{ kPa} \qquad FS_{bc} = 2{,}375/165 = \mathbf{14.39}$$

3 Largura efetiva de Meyerhof (e = 0.577 m)

$$L' = 7.5 - 2(0.577) = 6.346 \text{ m} \qquad \sigma'_v = \Sigma V / L' = 1{,}237.5/6.346 = 195 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(6.346)(16.72) = 2{,}208 \text{ kPa}$$

$$FS_{bc} = 2{,}208/195 = \mathbf{11.32} \geq 2.5 \checkmark$$

A via da fonte resulta em **14.39**; com a largura efetiva, em **11.32**: como a excentricidade aumenta a tensão e estreita a sapata, **o valor de Meyerhof governa**; ambos estão bem acima de 2.5.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Enunciado

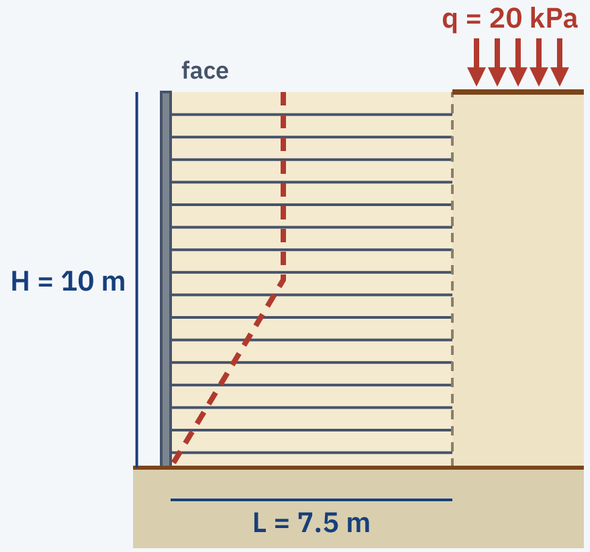
EXEMPLO

Dados

Muro	**Muro dos Exemplos 1–7 (H = 10 m, L = 7.5 m, fitas)**
Carga	**sobrecarga distribuída variável de $q_L = 20$ kPa sobre o topo do muro (sobre e atrás do bloco)**

PEDE-SE

No nível 1, **FS_P**; na base, **T_{max}**, FS_B; verificações externas (empuxo, tombamento, deslizamento, capacidade de carga).



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Nível 1 (z = 0.6 m): a sobrecarga aumenta a tensão lateral, mas não aumenta a resistência ao arrancamento

$$\sigma'_h = K_r\,(\gamma_1 z + q_L) = 0.4284(9.9 + 20) = 12.81\ \text{kPa} \quad T = 12.81(0.6) = 7.68\ \text{kN}$$

$$P_r = 4.86\ \text{kN} \quad (\sigma'_v = \gamma_1 z = 9.9\ \text{kPa; a carga acidental não é considerada})$$

$$FS_P = \frac{4.86}{7.68} = \mathbf{0.632}\ < 1.5\ \text{✗}$$

2 Base: tração máxima e ruptura à tração

$$\sigma'_h = 0.3115(165 + 20) = 57.63\ \text{kPa} \quad T_{max} = 57.63(0.6) = 34.58\ \text{kN}$$

$$FS_B = \frac{85.5}{34.58} = \mathbf{2.47}\ \geq 1.8\ \text{✓} \qquad L_{req} = 13.68\ \text{m}\ > 7.5\ \text{✗}$$

No nível 1, enquanto a tração aumenta de 2.54 para **7.68 kN**, a resistência ao arrancamento **permanece a mesma**: FS_P 1.91 → **0.63**. A ruptura à tração é satisfeita (2.47), mas o comprimento necessário passa a ser 13.68 m: a carga variável **solicita, mas não retém**.

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

3 Verificações externas: o empuxo aumenta; não entra no peso

$$P_q = K_a q_L H = 0.2596(20)(10) = 51.92\ \text{kN/m}\ \ (H/2) \qquad P_a = 266.11\ \text{kN/m}$$

$$M_o = 713.9 + 51.92(5) = 973.6\ \text{kN·m/m} \qquad W = 1{,}237.5\ \text{kN/m (sem carga acidental)}$$

$$FS_{ot} = 4{,}640.6/973.6 = \mathbf{4.77} \qquad e = \mathbf{0.787}\ \text{m}\ \le 1.25\ \checkmark$$

4 Deslizamento e capacidade de carga (na capacidade de carga a carga acidental também carrega a base)

$$FS_{sl} = 1{,}237.5(0.3378)/266.11 = \mathbf{1.57}\ \ge 1.5\ \checkmark$$

$$V = 1\,237.5 + 20(7.5) = 1{,}387.5\ \Rightarrow\ e_b = 0.702,\ \ L' = 6.10\ \text{m},\ \ \sigma'_v = 227.6\ \text{kPa}$$

$$q_u = 2{,}172\ \text{kPa} \qquad FS_{bc} = \mathbf{9.54}\ \ge 2.5\ \checkmark$$

A estabilidade externa é adequada (tombamento 4.77, deslizamento 1.57, capacidade de carga 9.54), mas o **arrancamento falha** (FS_P = 0.63): em um muro com carga móvel, o comprimento dos níveis superiores governa.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Empuxo dinâmico, inércia do bloco e inércia da zona ativa

TEORIA

O sismo (pseudoestático, k_h; k_v = 0) acrescenta três forças: o empuxo dinâmico do aterro retido (Mononobe–Okabe), a inércia do bloco reforçado e a **inércia da zona ativa** retida pela armadura:

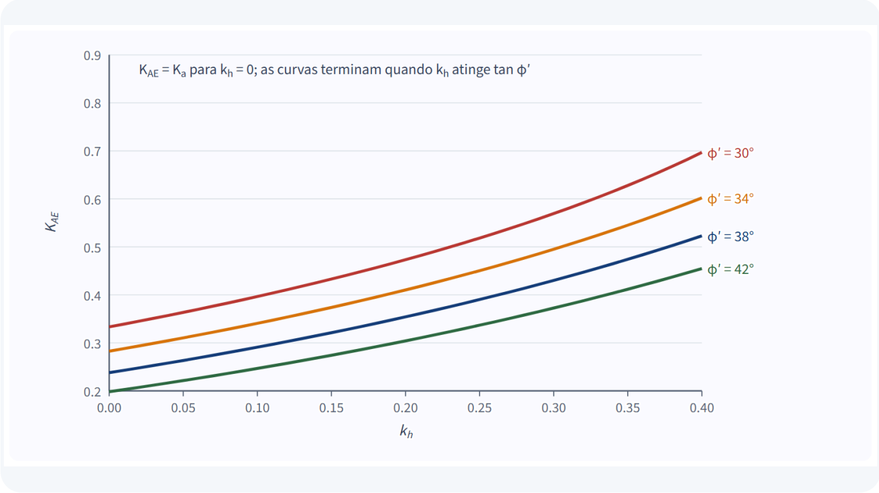
$$\psi = \tan^{-1} k_h \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi'_b - \psi)}{\cos^2\psi \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin\varphi'_b \sin(\varphi'_b - \psi)}{\cos\psi}}\right]^2}$$

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}\gamma_b H^2 (K_{AE} - K_a) \;\; (0.6H) \qquad P_{IR} = \tfrac{1}{2} k_h \gamma_1 H^2 \;\; (H/2) \qquad P_i = k_h W_a \;\Rightarrow\; T_{md} = P_i \frac{L_e}{\Sigma L_e}$$

Toma-se **metade** de ΔP_{AE} (o empuxo e a inércia não atingem seus valores máximos ao mesmo tempo); P_{IR} somente para o bloco de largura 0.5H atrás do paramento. A sobrecarga não gera força de inércia.

Verificações externas: $\Sigma H = P_a + \tfrac{1}{2}\Delta P_{AE} + P_{IR}$; $e \le L/3$; os fatores de segurança correspondem a 75% dos valores estáticos.

Verificações internas: cada nível é reverificado quanto à ruptura à tração com $T + T_{md}$ e quanto ao arrancamento com **80%** de F*; a carga móvel é mantida como no caso estático.



Enunciado

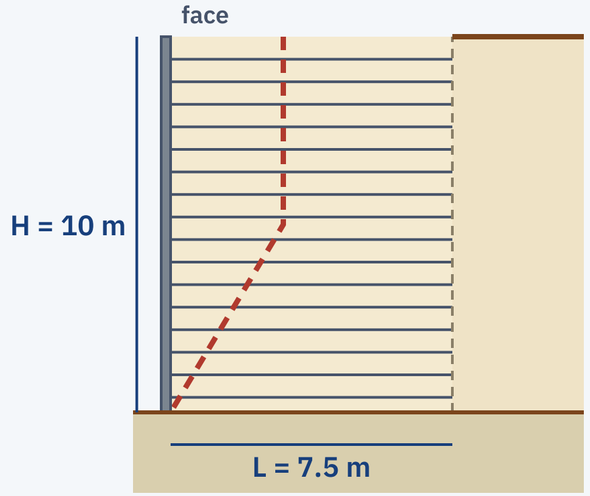
EXEMPLO

Dados

Muro	**Muro dos Exemplos 1–7; sem sobrecarga**
Sismo	$k_h = 0.15$ ($k_v = 0$); **FS requerido igual a 75% do valor estático;** $e \leq L/3$**; no arrancamento,** F^* **é 80% do valor estático**

PEDE-SE

$\mathbf{K_{AE}}$, ΔP_{AE}, P_{IR}; verificações externas; inércia da zona ativa e verificação de ruptura à tração e de arrancamento de cada nível com $\mathbf{T + T_{md}}$.



Solução (1/4)

SOLUÇÃO

1 Ângulo sísmico e coeficiente

$$\psi = \tan^{-1} 0.15 = 8.53^\circ \qquad \sqrt{\sin 36^\circ \sin(27.47^\circ)/\cos 8.53^\circ} = 0.5236$$

$$K_{AE} = \cos^2(27.47^\circ)/\left[\cos^2 8.53^\circ (1+0.5236)^2\right] = \mathbf{0.3468} \quad (K_a = 0.2596)$$

2 Acréscimo do empuxo dinâmico, inércia do bloco e força horizontal total

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}(16.5)(10)^2(0.3468 - 0.2596) = \mathbf{71.89}\ \text{kN/m} \ \ (6.0\ \text{m})$$

$$P_{IR} = \tfrac{1}{2}(0.15)(16.5)(10)^2 = \mathbf{123.75}\ \text{kN/m} \ \ (5.0\ \text{m})$$

$$P_s = 214.18 + \tfrac{1}{2}(71.89) + 123.75 = \mathbf{373.88}\ \text{kN/m}$$

3 Momento de tombamento

$$M_{o,E} = 214.18(3.333) + 35.94(6.0) + 123.75(5.0)$$

$$= 713.9 + 215.7 + 618.8 = \mathbf{1{,}548.4}\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

Solução (2/4)

SOLUÇÃO

4 Tombamento e excentricidade (limite L/3 = 2.50 m)

$$FS_{ot,E} = 4{,}640.6/1{,}548.4 = \mathbf{3.00} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

$$x_R = (4{,}640.6 - 1{,}548.4)/1{,}237.5 = 2.499 \text{ m} \qquad e = 3.75 - 2.499 = \mathbf{1.251} \text{ m} \ \leq 2.50 \ \checkmark$$

5 Deslizamento (sem resistência frontal)

$$FS_{sl,E} = 1{,}237.5(0.3378)/373.88 = 418.1/373.88 = \mathbf{1.118} \ < 1.125 \ \times$$

6 Capacidade de carga (Meyerhof)

$$L' = 7.5 - 2(1.251) = 4.998 \text{ m} \qquad \sigma'_v = 1{,}237.5/4.998 = 247.6 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(4.998)(16.72) = 2{,}013 \text{ kPa} \quad FS_{bc,E} = \mathbf{8.13} \ \geq 1.875 \ \checkmark$$

Solução (3/4)

SOLUÇÃO

7 Inércia da zona ativa e sua distribuição pelos níveis

$$W_a = \gamma_1 A_a = 16.5(22.50) = 371.25\ \text{kN/m} \qquad P_i = 0.15(371.25) = 55.69\ \text{kN/m}$$

$$T_{md} = P_i L_e / \Sigma L_e \qquad \Sigma L_e = 91.5\ \text{m} \quad (17\ \text{níveis})$$

8 Nível 1 (z = 0.6 m, L_e = 4.50 m): força de ruptura à tração e arrancamento

$$T_{md} = 55.69(4.50)/91.5 = 2.739\ \text{kN} \qquad T + T_{md} = 2.54 + 2.739 = 5.283\ \text{kN}$$

$$P_{r,E} = 0.8(4.855) = 3.884\ \text{kN} \ \ (F^*\ 80\%\ \text{do estático})$$

$$FS_{P,E} = 3.884/5.283 = \mathbf{0.735} \ < 1.125 \ \ \text{✗}$$

9 Nível 17 (base, L_e = 7.50 m): ruptura à tração

$$T_{md} = 55.69(7.50)/91.5 = 4.565\ \text{kN} \qquad FS_{B,E} = 85.5/(30.84 + 4.565) = \mathbf{2.415} \ \geq 1.35\ \checkmark$$

Solução (4/4)

SOLUÇÃO

10 Resumo dos resultados (k_h = 0.15)

Verificação	Estático	Sismo	Exigido (estático / sísmico)	Decisão (sismo)
Ruptura à tração FS_B (menor)	2.77	2.41	1.80 / 1.35	Atende
Arrancamento FS_P (mínimo)	1.91	**0.74**	1.50 / 1,125	**Não atende** (nível 1)
Tombamento FS_{ot}	6.50	3.00	2.00 / 1.50	Atende
Excentricidade e (m)	0.58	1.25	≤ 1.25 / ≤ 2.50	Atende
Deslizamento FS_{sl}	1.95	**1.118**	1.50 / 1,125	**Não atende** (no limite)
Capacidade de carga FS_{bc}	11.32	8.13	2.50 / 1,875	Atende

O sismo reduz o **arrancamento ($FS_{P,E}$ = 0.74) e o deslizamento ($FS_{sl,E}$ = 1.12)** abaixo do valor exigido; tombamento, excentricidade, capacidade de carga e ruptura à tração são atendidos. Nos níveis superiores a tração é pequena, mas, como σ'_V também é pequena, **o arrancamento é o elo mais fraco**: o comprimento da armadura deve ser aumentado (Exemplo 10).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Enunciado

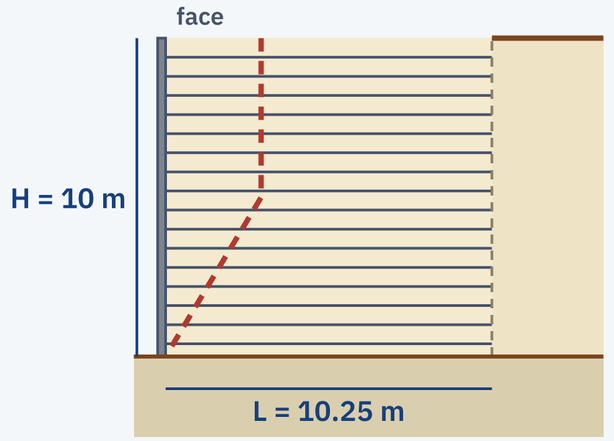
EXEMPLO

Dados

Inicial	**Exemplo 9: arrancamento ($FS_{P,E} = 0.74$) e deslizamento ($FS_{sl,E} = 1.12$) insuficientes para o sismo**
Variável	**comprimento da fita L (aumentado em incrementos de 0.25 m); S_V, S_H, a seção da fita e o aterro permanecem os mesmos**

PEDE-SE

Menor L: as verificações sísmicas ($FS_{P,E} \geq 1.125$; $FS_{sl,E} \geq 1.125$; e ≤ L/3) devem ser satisfeitas; **tabela de L**.



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Fatores de segurança à medida que o comprimento aumenta (negrito: abaixo do valor exigido)

L (m)	$FS_{P,E}$ (≥ 1,125)	$FS_{sl,E}$ (≥ 1,125)	e_E / (L/3) (m)	FS_P estático	FS_{sl} estático	FS_{bc} estático
7.5	**0.735**	**1.118**	1.25 / 2.50	1.91	1.95	11.32
8.5	**0.884**	1.267	1.10 / 2.83	2.33	2.21	12.65
9.5	**1.033**	1.416	0.99 / 3.17	2.76	2.47	13.87
10.5	1.182	1.565	0.89 / 3.50	3.18	2.73	15.02
11.5	1.331	1.715	0.82 / 3.83	3.60	2.99	16.11
12.5	1.480	1.864	0.75 / 4.17	4.03	3.25	17.16

Para L = 7.5 m, o arrancamento (0.74) e o deslizamento (1.12) são insuficientes; **o arrancamento governa**: mesmo com L = 9.5 m resulta 1.03 < 1.125. À medida que o comprimento aumenta, crescem tanto o comprimento efetivo L_e (arrancamento) quanto o peso do bloco (deslizamento, excentricidade).

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

2 Menor comprimento em passos de 0.25 m: L = 10.25 m

$$FS_{P,E} = 1.145 \geq 1.125 \checkmark \qquad FS_{sl,E} = 1.528 \geq 1.125 \checkmark$$

$$e_E = 0.916 \leq \frac{L}{3} = 3.42\ \text{m} \checkmark \qquad FS_{ot,E} = 5.60 \quad FS_{bc,E} = 12.48$$

3 Caso estático com este comprimento (verificação)

$$FS_P = 3.07 \quad FS_{sl} = 2.67 \quad FS_{ot} = 12.14 \quad e = 0.422\ \text{m} \quad FS_{bc} = 14.74$$

Para sismo, é necessário **L = 10.25 m** (≈ 1.02 H); com esse comprimento, os fatores de segurança estáticos são muito elevados. O mesmo resultado também pode ser buscado adensando-se a armadura (S_V, S_H) ou com fita mais larga/armadura revestida; o comprimento é o fator mais direto.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Enunciado

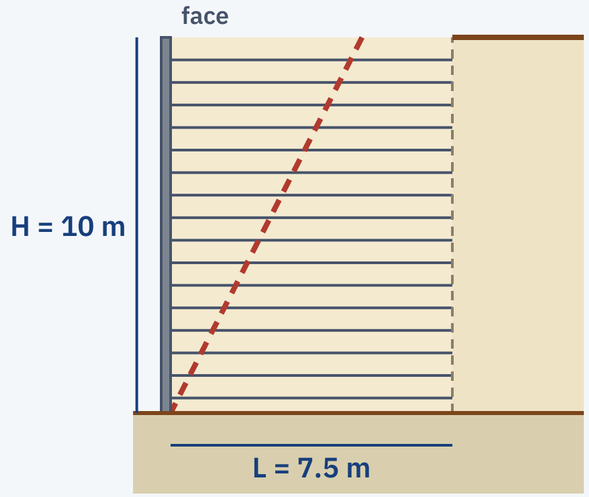
EXEMPLO

Dados

Geogrelha	$T_{ult} = 150$ **kN/m;** $RF_{id} = 1.2$, $RF_{cr} = 2.5$, $RF_{cbd} = 1.25$; **revestimento** $C_r = 0.8$; $S_V = 0.6$ **m**
Arrancamento	$F^* = \frac{2}{3}\tan 36°$, $\alpha = 0.8$; **superfície de ruptura de Rankine (**$K_r = K_a$**);** $FS_B \geq 1.8$, $FS_P \geq 1.5$

PEDE-SE

T_{all}, T_{cap}, T_{max} (por metro de muro), **FS_B**, S_V necessário; no nível 1, **FS_P** e L_{req}.



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 Resistência de longo prazo e capacidade

$$RF = 1.2(2.5)(1.25) = 3.75 \qquad T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{150}{3.75} = 40.0\ \text{kN/m}$$

$$T_{diameter} = T_{all} C_r = 40.0(0.8) = 32.0\ \text{kN/m}$$

2 Tração e ruptura da armadura ($K_r = K_a$)

$$\sigma'_h(H) = K_a(165) = 42.84\ \text{kPa} \qquad T_{max} = 42.84(0.6) = 25.70\ \text{kN/m}$$

$$FS_B = \frac{32.0}{25.70} = \mathbf{1.245} < 1.8\ \text{✗} \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_h FS_B} = \frac{32.0}{42.84(1.8)} = \mathbf{0.415}\ \text{m}$$

O espaçamento adotado (0.6 m) é excessivo: o fator de segurança à ruptura por tração é 1.25 < 1.8; o espaçamento necessário é **$S_V \leq 0.415$ m** (ou uma geogrelha mais resistente).

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

3 Nível 1 (z = 0.6 m): superfície de Rankine

$$L_a = (H - z)/\tan 63^\circ = 4.79\ \text{m} \qquad L_e = 7.5 - 4.79 = 2.71\ \text{m}$$

$$\sigma'_h = K_a(9.9) = 2.57\ \text{kPa} \qquad T = 2.57(0.6) = 1.542\ \text{kN/m}$$

4 Arrancamento (por metro de muro, $R_c = C_r = 0.8$)

$$F^* = \tfrac{2}{3}\tan 36^\circ = 0.4844$$

$$P_r = 2C_rF^*\alpha\sigma'_vL_e = 2(0.8)(0.4844)(0.8)(9.9)(2.71) = 16.64\ \text{kN/m}$$

$$FS_P = 16.64/1.542 = \mathbf{10.79}\ \geq 1.5\ \checkmark \qquad L_{req} = L_a + \frac{1.5\,T}{2C_rF^*\alpha\sigma'_v} = \mathbf{5.17}\ \text{m}$$

No geossintético, o arrancamento é satisfeito com folga (FS_P = 10.79); o comprimento necessário segue a cunha de Rankine: **L_{req} = 5.17 m** (< 7.5 m). O que governa é a **ruptura à tração**: ela é ajustada pela resistência de cálculo e pelo espaçamento.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Enunciado

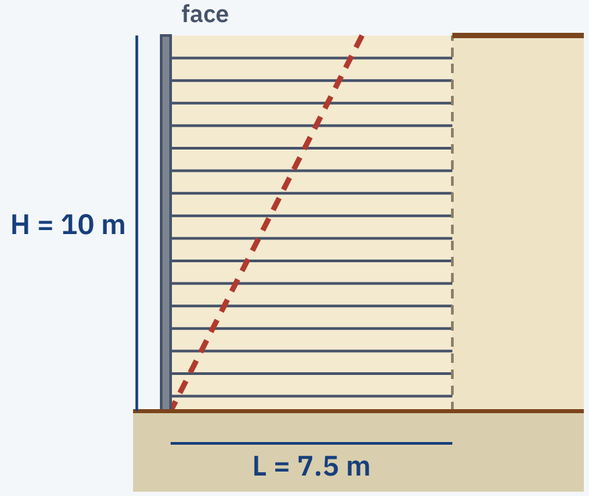
EXEMPLO

Dados

Muro	**H = 10 m, L = 7.5 m, $S_V = 0.6$ m; aterro $\varphi'_1 = 36°$; mesmo solo de fundação**
Casos	**método simplificado, abordagem de Rankine da fonte, carga móvel, carga em faixa, geogrelha, reforço curto**

PEDE-SE

Escrever lado a lado os **fatores de segurança** dos sete casos e interpretar as diferenças.



Solução

SOLUÇÃO

1 O mesmo muro, sete casos (estático)

Situação	FS_B	FS_P	L_{req} (m)	FS_{ot}	e (m)	FS_{sl}	FS_{bc}
Inicial: simplificado, fatias, L = 7.5 m	2.77	1.91	6.54	6.50	0.58	1.95	11.32
Abordagem de Rankine da fonte (mesmas faixas)	3.33	1.90	6.93	6.50	0.58	1.95	11.32
Abordagem de Rankine, L = 13.5 m	3.33	6.09	6.93	21.06	0.32	3.51	18.18
Sobrecarga variável q_L = 20 kPa	2.47	0.63	13.68	4.77	0.79	1.57	9.54
Carga em faixa de 60 kPa (a′ = 2 m, b′ = 1 m)	2.74	1.32	8.13	3.66	1.14	1.55	7.87
Geogrelha 150 kN/m (Rankine, α = 0.8)	1.25	10.79	5.17	6.50	0.58	1.95	11.32
Tiras L = 7 m (0.7H)	2.77	1.70	6.54	5.66	0.62	1.82	10.60

A **abordagem de Rankine** adota K_a na base: a tração é pequena (T_{max} 25.7 kN), a segurança à ruptura à tração é alta (3.33), mas o comprimento necessário no topo é de 6.93 m. A **carga variável** reduz todos os fatores de segurança (FS_P 0.63: não resiste à carga); a **carga em faixa** reduz menos (FS_P 1.32), pois, como peso sobre o bloco, oferece resistência. Na geogrelha, o arrancamento é folgado e a **ruptura à tração é condicionante** (FS_B 1.25). Com L = 7 m, as tiras ainda são suficientes (FS_P 1.70, e = 0.62 m).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Escopo da solução

TEORIA

O **aterro** é granular, de drenagem livre (sem poropressão); dentro do muro ou atrás dele **não há** lençol freático, nem reaterro inclinado acima do muro.

Os **níveis** situam-se nas profundidades S_V, $2S_V$, ...; não são modelados um único comprimento de armadura, a seção trapezoidal nem níveis de comprimentos diferentes. As malhas de barras/fios ($K_r/K_a \geq 2.5$) e o valor de F* das fitas nervuradas, que varia com a profundidade, estão fora do escopo.

Cargas: sobrecarga distribuída (permanente/variável) e cargas em faixa (Laba–Kennedy; superpostas). Cargas pontuais e lineares não são modeladas.

A **face** não suporta carga; a conexão é verificada pelo fator de segurança à ruptura por tração apenas quando uma resistência é informada; a parte enterrada à frente dela não é considerada.

Não verificados: estabilidade global e composta (análise de estabilidade de taludes), recalque e recalque diferencial, drenagem, paramento, etapas construtivas.

As verificações são feitas em termos de **tensão admissível** (fatores de segurança globais); os coeficientes de carga e de resistência da AASHTO LRFD/GEC 11 não são utilizados. Para um muro importante, os dados do produto, a estabilidade global e o recalque devem ser verificados à parte.

Resumo

Pontos-chave

Solo reforçado: o empuxo do solo é suportado pela tração da armadura, e o atrito faz a ligação entre ambos. Estabilidade interna: ruptura à tração, arrancamento, (conexão); estabilidade externa: tombamento, deslizamento, capacidade de carga para o bloco L × H

Tensão: $\sigma'_h = K_r\sigma'_v$; na tira, $K_r/K_a = 1.7 \rightarrow 1.2$ (até 6 m), e 1 no geossintético. **Tração** $T = \sigma'_h S_V S_H$; a maior tração ocorre na base

Ruptura à tração: $T_{cap} = w(t - rn)f_y$ (fita) ou $T_{all}C_r$ (geossintético); **arrancamento**: $P_r = 2R_cF^*\alpha\sigma'_vL_e$, com L_e atrás da superfície de ruptura (bilinear / Rankine)

Verificações externas: FS_{ot}, $e \le L/6$, $FS_{sl} = \Sigma V \tan(\frac{2}{3}\varphi'_{min})/\Sigma H$, capacidade de carga (fonte e Meyerhof $L' = L - 2e$, o menor)

A **carga acidental solicita, não resiste**: aumenta a tração e o empuxo e não entra no arrancamento nem no peso; no exemplo, FS_P passa de 1.91 para 0.63

Sismo: ΔP_{AE} (metade dele, a 0.6H), P_{IR}, $P_i \rightarrow T_{md}$; o FS requerido é 75% do estático; o muro do exemplo **falha no arrancamento (0.74) e no deslizamento (1.12)** e as verificações são satisfeitas com L = 10.25 m

Geogrelha: $T_{all} = T_{ult}/(RF_{id}RF_{cr}RF_{cbd})$; a ruptura à tração governa ($S_{V,req}$ = 0.415 m), e o arrancamento tem ampla folga

Referências bibliográficas

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning, Boston. Capítulo 13, Seções 13.10 a 13.17: reforço de solos, dimensionamento de muros com tiras metálicas, geotêxteis e geogrelhas; Tabela 4.2 para os fatores de capacidade de carga.

Berg, R.R., Christopher, B.R. e Samtani, N.C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Vol. I, FHWA-NHI-10-024. Federal Highway Administration, Washington, D.C.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th ed., Seção 11.10, Mechanically stabilized earth walls.

Vidal, H. (1966). La terre armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, Julho–Agosto, 888–938.

Laba, J.T. e Kennedy, J.B. (1986). Reinforced earth retaining wall analysis and design. Canadian Geotechnical Journal, 23(3), 317–326.

Koerner, R.M. (2005). Designing with Geosynthetics, 5th ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Binquet, J. e Lee, K.L. (1975). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT12), 1257–1276.

Martin, J.P., Koerner, R.M. and Whitty, J.E. (1984). Experimental friction evaluation of slippage between geomembranes, geotextiles and soils. Proceedings, International Conference on Geomembranes, Denver, 191–196.

Mononobe, N. e Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings, World Engineering Congress, Tokyo, 9, 177–185.

Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12(1).

Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99(SM1), 45–73.

NOTA

Todos os exemplos numéricos foram gerados com o próprio mecanismo de cálculo do módulo; o módulo fornece os mesmos valores. O exemplo passo a passo da página do módulo também é este muro (H = 10 m, fita galvanizada 75 × 6 mm, L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m).

GeoTerva

Cálculos geotécnicos on-line

Da teoria à prática

Inserir no GeoTerva a altura do próprio muro, a armadura (fita, geogrelha, geotêxtil), o aterro, a sobrecarga e o coeficiente sísmico; o módulo fornece em conjunto a segurança à ruptura à tração e ao arrancamento de cada nível, as verificações externas do bloco e o comprimento necessário.

Abrir o módulo →

Página de teoria →

Abrir no celular
Os módulos de teste não exigem cadastro.