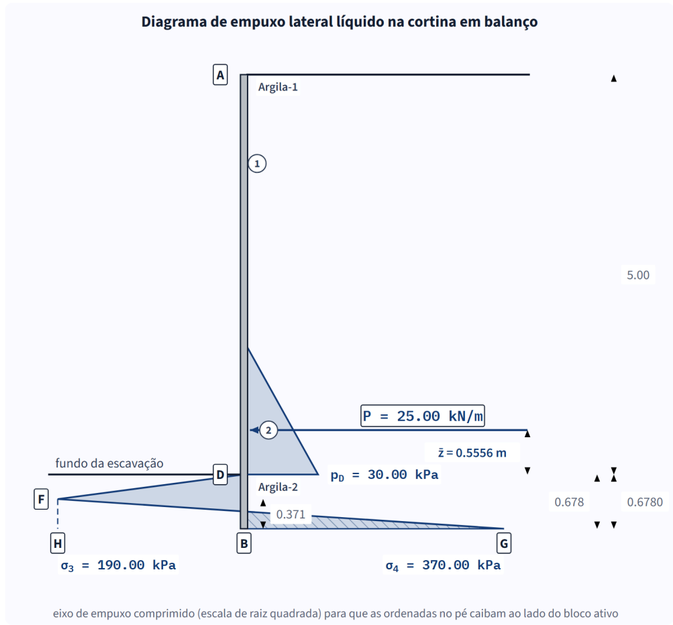
Apresentação da aula de geotecnia · Cortinas de estacas-prancha e escavações escoradas

Cortina de estacas-prancha em balanço em argila

Aula: projeto de cortina de estacas-pranchas em balanço em argila (pressão líquida não drenada, ficha, momento, seção, sismo, levantamento de fundo); exemplo resolvido em cada tópico.

- Cortina de estacas-pranchas em balanço
- Argila não drenada (φ = 0)
- Ficha · momento máximo
- Levantamento de fundo
- Sismo · deslocamento



Baseia-se na página de teoria do GeoTerva · geoterva.com

Introdução

O que veremos nesta aula?

Por que uma cortina de estacas-pranchas em balanço em argila é analisada por análise **não drenada, em tensões totais ($\varphi = 0$)**; $K_a = K_p = 1$

O empuxo ativo da argila contida é $\sigma_v - 2c_u$, a **trinca de tração z_c** e a resultante P_1 acima da base da escavação

Na argila, abaixo da base da escavação, uma **pressão líquida constante $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$** e, na ponta, σ_7

Equação do segundo grau em D, obtida do equilíbrio de forças horizontais e de momentos; z' e M_{max}

Profundidade de projeto (f, K_p/FS_p, profundidade especificada); efeito da **trinca preenchida com água** e de um nível de água diferente

Verificação da estaca-prancha (EN 1993-1-1, AISC 360-22), **sismo**, deslocamento e verificação de **levantamento de fundo**

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: acima do fundo da escavação, L = 5 m de argila (γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa), abaixo, argila mais rija (c_u = 70 kPa); sem água, sem sobrecarga. Na solução manual, a trinca de tração é seca; no padrão do módulo, está cheia de água. As forças referem-se a um metro de muro.

Como funciona, como gira?

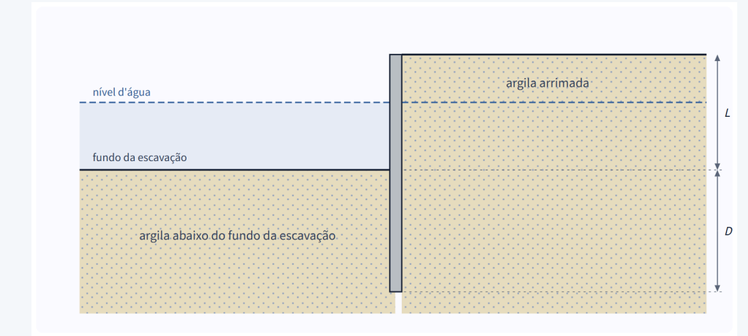
TEORIA

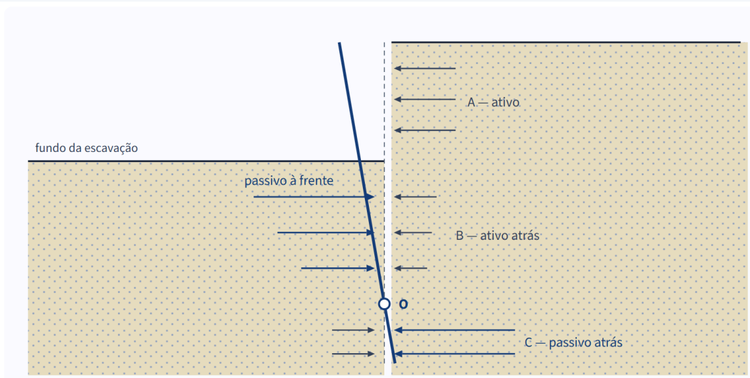
A cortina de estacas-pranchas sustenta o solo acima do fundo da escavação (L) e mantém-se em pé por meio da **ficha D**. A cortina **em balanço** não tem outro apoio; é mantida apenas pela resistência passiva do solo em que é cravada, razão pela qual é econômica até cerca de 6 m acima do fundo da escavação.

A cortina gira rigidamente em torno do ponto O (próximo à ponta): **A** (acima do fundo da escavação) ativo; **B** (fundo da escavação–O) ativo atrás e passivo na frente; **C** (abaixo de O) passivo atrás e ativo na frente.

A fonte substitui a distribuição real (curva) por uma **idealização linear**: a pressão líquida abaixo do fundo da escavação e o bloco de rotação na ponta; o equilíbrio de forças horizontais e de momentos fornece a ficha.

Em argila, o solo carregado rapidamente não consegue drenar: a análise é feita **não drenada, em tensões totais** ($\varphi = 0$, c_u); os dois coeficientes de Rankine são iguais a 1. A condição drenada de longo prazo (c', φ') não é verificada neste módulo.





$\sigma_v - 2c_u$, trinca de tração z_c, P_1

TEORIA

A argila contida acima do fundo da escavação empurra com seu empuxo ativo não drenado: tensão vertical total menos $2c_u$ ($K_a = 1$ em $\varphi = 0$):

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

Próximo à superfície, σ_a é negativa: a argila puxaria a cortina. Essa **sucção não é considerada**; a pressão é nula até a profundidade z_c (trinca de tração) e aumenta linearmente abaixo dela. Em uma única argila, o diagrama é um triângulo que vai de z_c ao fundo da escavação; P_1 atua a $\bar{z}_1$ acima do fundo da escavação.

A trinca pode estar cheia de água (padrão do módulo): a pressão hidrostática da água ao longo da trinca, $\frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$, é somada a P_1; se a trinca for considerada **seca** (equações da fonte), não é somada. Abaixo do nível do lençol freático, a água preenche a trinca até um nível constante.

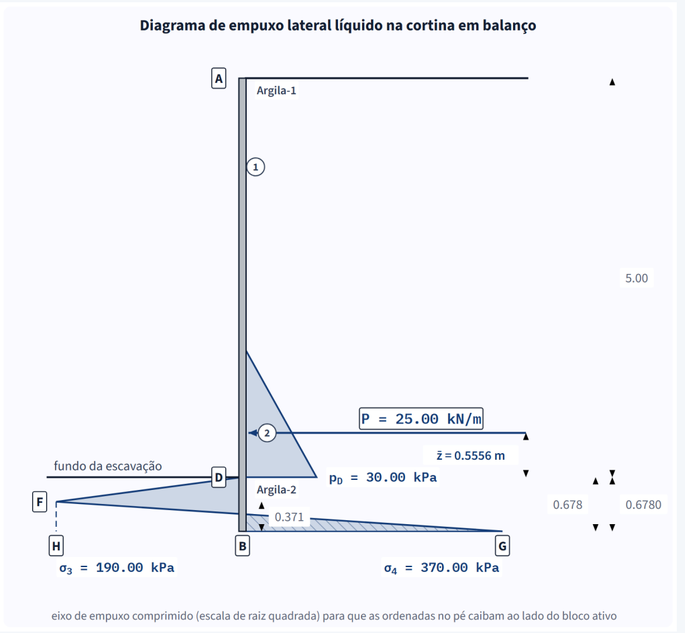


Diagrama de pressão líquida (muro inicial com trinca preenchida por água).

Enunciado

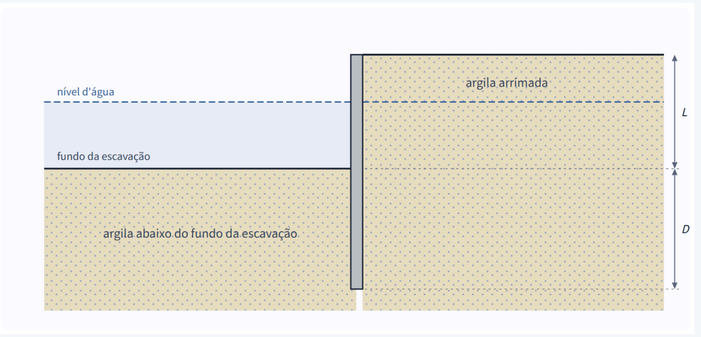
EXEMPLO

Dados

Solo	**argila contida: $\gamma = 18$ kN/m³, $c_u = 30$ kPa; abaixo dela, argila rija $c_u = 70$ kPa**
Muro	**$L = 5$ m; sem água, sem sobrecarga; trinca de tração seca (equações da fonte)**

PEDE-SE

z_c, $\sigma_a(L)$, P_1 e seu braço **$\bar{z}_1$** (a partir do fundo da escavação).



Solução

SOLUÇÃO

1 Profundidade da trinca de tração e pressão ativa no fundo da escavação

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 Resultante do diagrama triangular e seu braço

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{acima do fundo da escavação})$$

Nos primeiros **3.33 m** de profundidade, a argila não exerce pressão ativa (trinca); no fundo da escavação, σ_a atinge 30 kPa. **P_1 = 25.0 kN/m**, a 0.556 m acima do fundo da escavação.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Pressão líquida constante σ_6 e σ_7 na ponta

TEORIA

Uma argila carregada rapidamente, como no caso de um muro, não pode drenar: φ = 0, coeficientes iguais a 1, e as pressões laterais na superfície são a tensão vertical total ∓ $2c_u$:

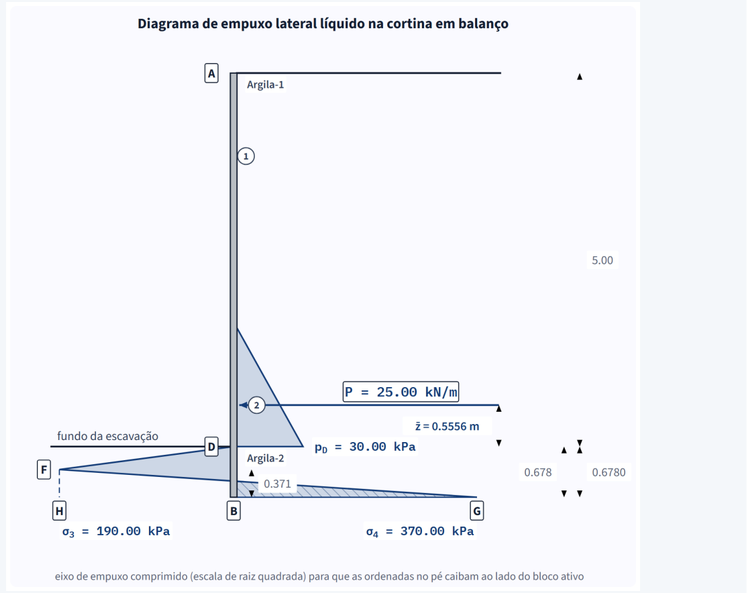
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

Logo abaixo do fundo da escavação, o lado retido empurra com a carga que suporta $(\gamma L_1 + \gamma' L_2) - 2c_u$; a face da escavação, que ainda não tem carga, resiste com $2c_u$. Mais abaixo, ambas as faces ganham a mesma carga e **a diferença não muda**: a pressão líquida é constante e dirigida para o solo retido. Na zona de rotação, os lados se invertem:

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

σ_6 deve ser positivo: uma argila cujo $4c_u$ não supera a carga no fundo da escavação não consegue sustentar o muro, e o módulo interrompe o cálculo.

O ponto de pressão nula é E, o próprio fundo da escavação; abaixo do fundo da escavação a pressão líquida é constante e igual a σ_6, e na ponta retorna a σ_7 com um bloco de altura L_4.



Enunciado

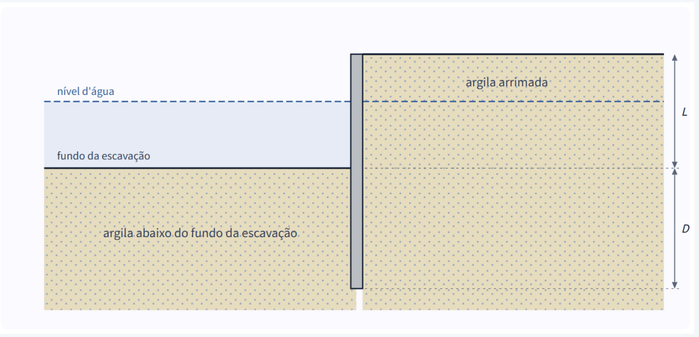
EXEMPLO

Dados

Dados	**Exemplo 1:** $\gamma = 18$ **kN/m³,** $L = 5$ **m (sem água):** $\gamma L = 90$ **kPa; na argila embutida** $c_u = 70$ **kPa**

PEDE-SE

Pressão líquida constante $\boldsymbol{\sigma_6}$ abaixo do fundo da escavação e $\boldsymbol{\sigma_7}$ na ponta; σ_6 é positiva?



Solução

SOLUÇÃO

1 Pressão líquida abaixo do fundo da escavação (em direção ao lado contido)

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa}\ > 0\ \checkmark$$

2 Ordenada de rotação na extremidade

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

Pressão líquida σ_6 = **190 kPa**, positiva: a argila rija pode sustentar a cortina. Na ponta a pressão se inverte para σ_7 = 370 kPa. Abaixo do fundo da escavação atua, em todas as profundidades, a mesma pressão líquida de **190 kPa** (diagrama constante).

Verificar a solução no GeoTerva ↗

L_4 pelo equilíbrio horizontal, equação do segundo grau para D

TEORIA

Acima do fundo da escavação a resultante é P_1 (braço $\bar{z}_1$); abaixo dele, σ_6 atua em toda a ficha (D) e o bloco da ponta (altura L_4) faz a pressão voltar a σ_7. O equilíbrio horizontal fornece L_4:

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

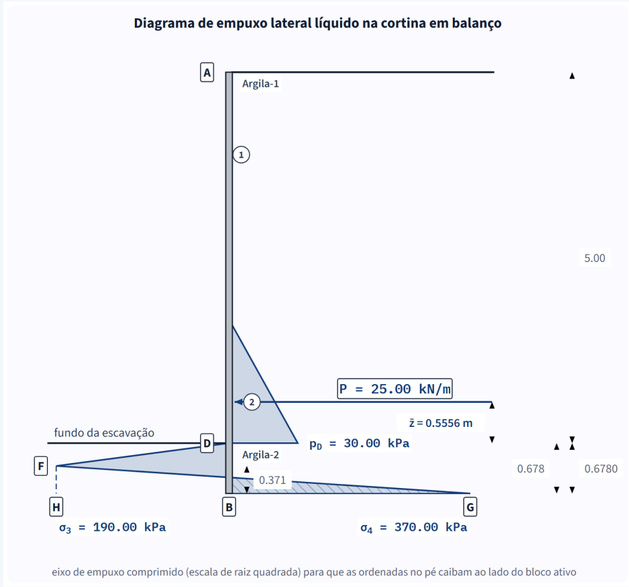
Introduzindo L_4 no equilíbrio de momentos em relação à ponta, resta uma equação **do segundo grau** em D:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

O esforço cortante é nulo na profundidade z′ (abaixo da base da escavação) em que a pressão líquida constante anula P_1; o momento é máximo nesse ponto. $D_{theoretical}$ é a raiz positiva desta equação; a resistência passiva está plenamente mobilizada, sem reserva.



Enunciado

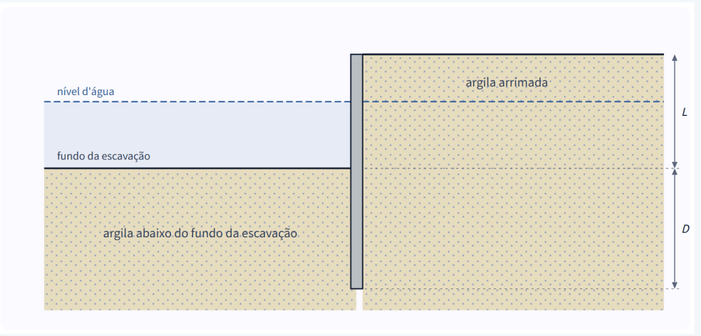
EXEMPLO

Dados

Dados	**Exemplos 1–2:** $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m;** $\sigma_6 = 190$ **kPa,** $\sigma_7 = 370$ **kPa;** $c_u = 70$ **kPa**

PEDE-SE

Coeficientes da equação; $\mathbf{D_{theoretical}}$; altura do bloco da ponta $\mathbf{L_4}$.



Solução

SOLUÇÃO

1 Coeficientes

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$
$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$
$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 Raiz positiva e bloco de extremidade

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \mathrm{m}$$
$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \mathrm{m}$$

A ficha teórica é de apenas **D = 0.678 m**: como a argila em que a cortina está embutida é rija (c_u = 70 kPa) e a trinca está seca, basta muito pouco embutimento abaixo do fundo da escavação. O bloco de ponta é de 0.371 m.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Enunciado

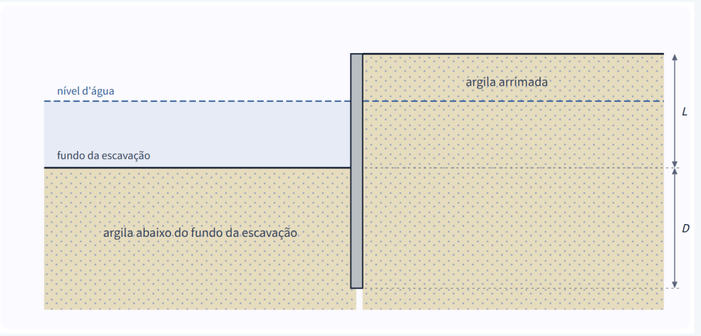
EXEMPLO

Dados

Dados	**Exemplos 1–3:** $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m,** $\sigma_6 = 190$ **kPa**

PEDE-SE

z′ e $\mathbf{M_{max}}$ em que a força cortante é nula.



Solução

SOLUÇÃO

1 Profundidade em que o esforço cortante é nulo (a partir do fundo da escavação)

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \mathrm{m}$$

2 Momento máximo

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m, apenas 0.13 m abaixo da base da escavação. Como a pressão líquida é constante, o esforço cortante diminui linearmente ao longo de z′ e o momento atinge o seu valor máximo muito próximo da base da escavação.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Maneiras de acrescentar margem de segurança

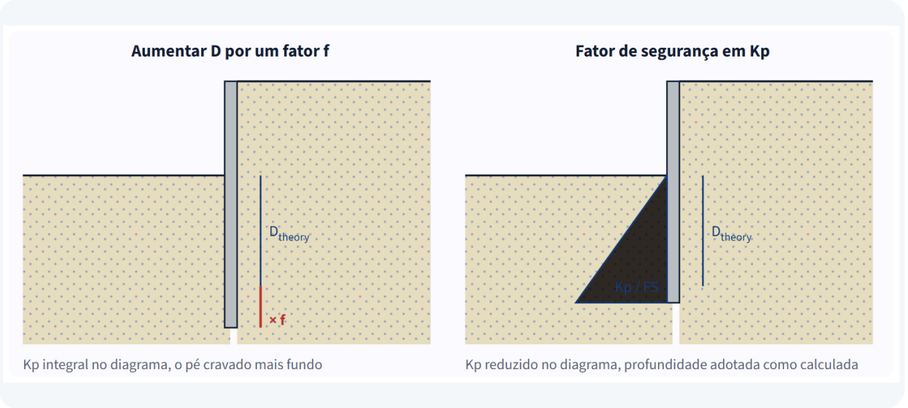
TEORIA

Não há margem na profundidade teórica. Dois caminhos (figura):

Aumento da profundidade: $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$; em argila adota-se f = 1.4–1.6 (padrão do módulo: 1.5). As pressões e o momento são os da cortina teórica.

Fator de segurança aplicado à pressão passiva: o diagrama é montado desde o início com σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$); a profundidade obtida é usada tal como resulta, e **o momento aumenta**.

Profundidade fornecida: verificada em relação à profundidade exigida ($D_{given} \geq D_{design,required}$); com $\sigma_p/FS_{p,mob}$ o diagrama fica em equilíbrio exato na profundidade fornecida. Os esforços internos são estudados para os dois casos e a estaca-prancha é escolhida para o **maior momento**; o momento da profundidade fornecida pode superar o da profundidade exigida.



Enunciado

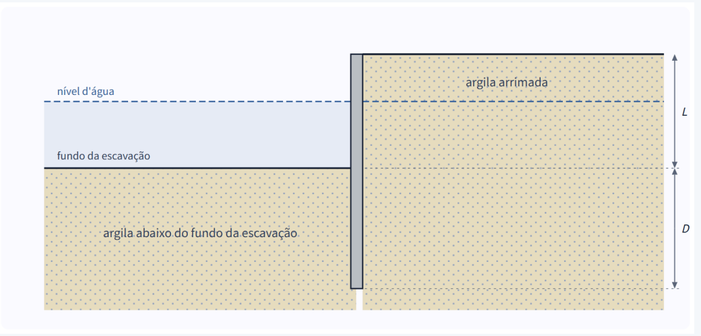
EXEMPLO

Dados

Muro	**muro inicial com trinca de tração cheia de água (padrão do módulo): $L = 5$ m, $c_u = 30/70$ kPa; se a trinca estiver seca, D = 0.678 m (Exemplo 3)**
Vias	**$f = 1.5$; $FS_p = 1.5$; dado $D = 5.0$ m; estaca-prancha S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m ($\gamma_F = 1.35$)**

PEDE-SE

D_{design} de cada procedimento, comprimento total, **M_{max}** e taxa de utilização da estaca-prancha **η**.



Solução

SOLUÇÃO

1 $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$ (momento inalterado); no caminho de K_p, o diagrama é reconstruído

Via	D_{design} (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Nota
Trinca seca, f = 1.5 (Exemplo 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{theoretical}$ = 0.678 m
Trinca cheia de água, f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{theoretical}$ = 2.288 m
Preenchido com água, FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	profundidade e momento aumentam
Cheio de água, D = 5.0 m (dado)	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

Trinca cheia de água traz uma carga muito maior: P_1 25.0 → 79.5 kN/m, $D_{theoretical}$ 0.68 → 2.29 m, M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m (Exemplo 6). O D = 5.0 m fornecido é maior que a profundidade de projeto (3.43 m) e mobiliza apenas 1/5.2 da resistência passiva; contudo, resulta em um momento (209.7 kN·m/m) **maior** que o do caso da profundidade exigida (181.9): a estaca-prancha é escolhida pelo maior.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Água na trinca de tração e níveis d'água diferentes

TEORIA

Trinca com água (padrão do módulo): a pressão hidrostática ao longo da trinca $P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$ soma-se ao empuxo ativo (com braço no terço inferior da trinca); P_1 total = $P_w + \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$. Se a trinca for adotada **seca**, valem as equações da fonte.

Mesmo nível do lençol freático nas duas faces: as pressões hidrostáticas acima do fundo da escavação se anulam; abaixo do lençol freático usa-se o peso específico submerso γ′ da argila, e, sem lençol freático, o γ natural em toda parte.

Níveis diferentes (além da fonte): acima do fundo da escavação, a pressão hidrostática líquida soma-se ao empuxo ativo (sem percolação). Como a argila é resolvida em tensões totais, no lugar de $(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ entra $\Delta q = q_r - q_e$, a diferença entre as tensões verticais totais das duas faces; os níveis d'água dentro da argila não entram na análise não drenada.

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (\text{cada termo} \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

Enunciado

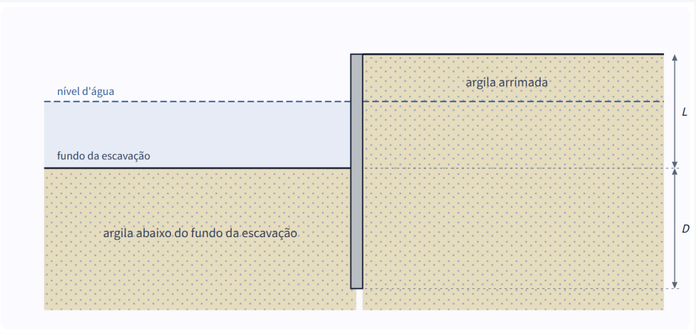
EXEMPLO

Dados

Muro	**A cortina dos Exemplos 1–5 ($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
Casos	**(a) trinca seca; (b) trinca cheia de água (padrão); (c) água a 2 m atrás e a 6 m do lado da escavação (pressão líquida da água)**

PEDE-SE

Para (b), $\mathbf{P_1}$ e $\bar{\mathbf{z}}_\mathbf{1}$ (manualmente); os valores de $\mathbf{D_{theoretical}}$ e $\mathbf{M_{max}}$ dos três casos.



Solução

SOLUÇÃO

1 (b) Acrescenta-se a pressão da água na trinca (profundidade da trinca z_c = 3.333 m)

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50\ \text{kN/m} \quad (\text{braço } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778\ \text{m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50}\ \text{kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790}\ \text{m}$$

2 Resumo dos três casos (mesmas equações; para D e M resolve-se a equação do segundo grau)

Situação	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{theoretical}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) Trinca seca	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b) Trinca preenchida com água	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) Nível d'água diferente	115.70	1.754	187	2.765	238.79

A trinca cheia de água eleva P_1 de 25.0 para **79.5 kN/m**: a ficha passa de 0.68 para **2.29 m**, o momento de 15.5 para **181.9 kN·m/m**. Uma diferença entre os níveis de água (pressão líquida da água) resulta em P_1 = 115.7 kN/m, D = 2.77 m, M = 238.8 kN·m/m. Desprezar a água na trinca de tração recai do lado contrário à segurança.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 e AISC 360-22

TEORIA

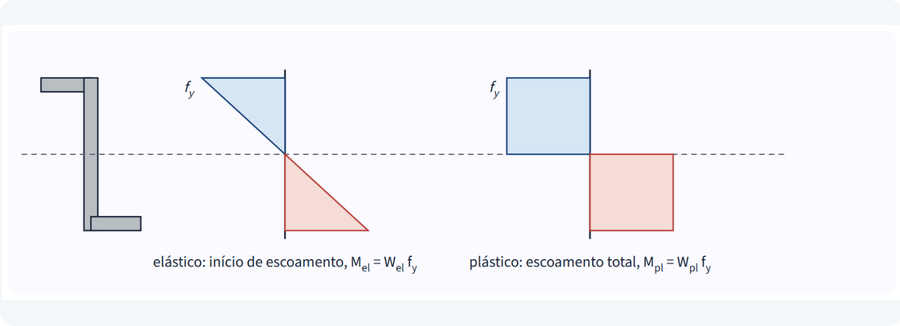
Via clássica: S = M_{max}/σ_{allow}. O módulo realiza uma verificação de estado-limite: o momento do diagrama de pressão líquida é uma ação característica; o coeficiente parcial a eleva ao valor de cálculo:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

A tabela contém **W_{el}** (primeiro escoamento, até a classe 3) e **W_{pl}** (totalmente plástico, classe 1–2). A parcela da ficha não é multiplicada em separado pela norma de aço.

$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \leq \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \leq \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_y Z$ (compacta) ou $F_y S$ no primeiro escoamento; a pressão do solo é tomada como empuxo lateral de terra H: γ_H = 1.6 em LRFD e 1.0 em ASD.



Enunciado

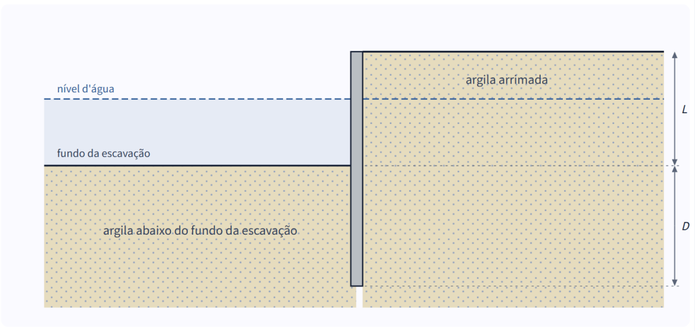
EXEMPLO

Dados

Corte	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Momento	**Cortina com trinca cheia de água: $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; EN: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; AISC: $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

PEDE-SE

Para a EN 1993-1-1: **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η**; para AISC LRFD e ASD: η.



Solução (1/2)

SOLUÇÃO

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638} \le 1\ \checkmark$$

A estaca-prancha selecionada é adequada: η = **0.638**; W necessário = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m.

Solução (2/2)

SOLUÇÃO

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

$$\text{LRFD: } M_u = 1.6(181.91) = 291.06\ \text{kN·m/m} \leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$$

$$\text{ASD: } M_a = 181.91\ \text{kN·m/m} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$$

Atende também pelo AISC: LRFD η = **0.840**, ASD η = **0.789**; pela EN 1993-1-1, 0.638. As razões diferem porque as filosofias de segurança das normas são diferentes.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Cunha não drenada quase estática

TEORIA

O sismo preserva o esquema estático de equilíbrio limite ao acrescentar às cunhas de solo forças de inércia constantes ($k_h W$ horizontal, $k_v W$ vertical). Mononobe–Okabe não se aplica em argila ($\varphi = 0$); o módulo adota **uma cunha não drenada com plano crítico a 45°** (hipótese do GeoTerva):

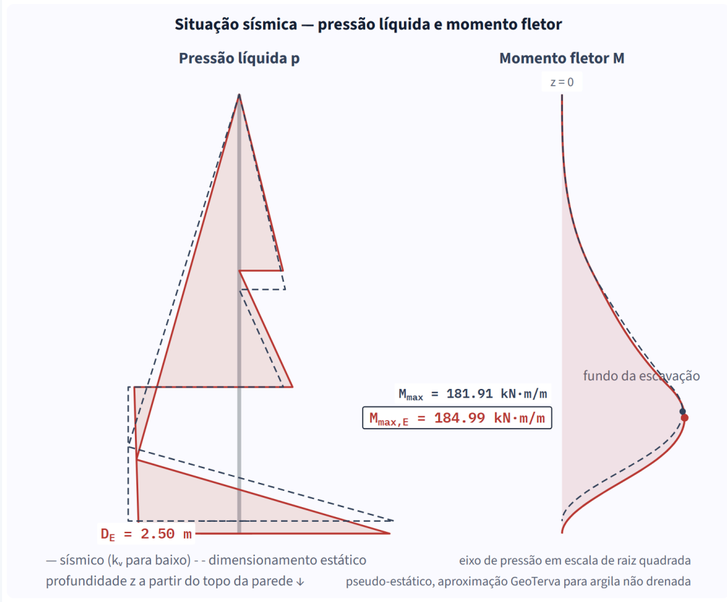
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

$$\text{pressão: } (1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u$$

A água dos poros da argila move-se sempre junto com o solo (restrita); a água livre só ocorre em solo muito permeável. **Os dois sentidos de k_v** são verificados.

Verificação: o diagrama de pressão líquida é montado como na estática; as duas equações de equilíbrio fornecem **D_E**. O sismo é uma situação excepcional, de modo que não se aplica fator ao empuxo passivo: a cortina resiste se **$D_E \le D_{design}$**. Na cortina em balanço, as pressões sísmicas são distribuídas proporcionalmente à tensão efetiva, como na estática.

Na combinação sísmica, os efeitos são tomados com 1.0: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



Enunciado

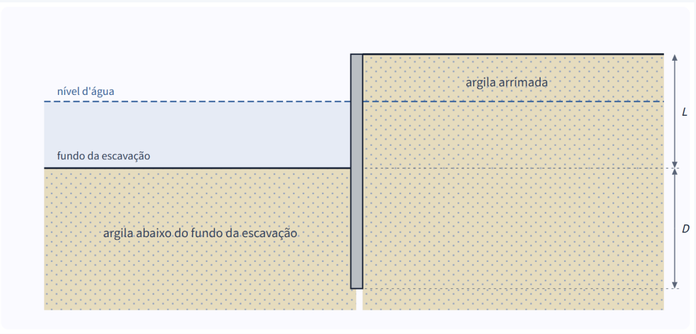
EXEMPLO

Dados

Muro	**Exemplo 6(b): muro com trinca cheia de água, $D_{design} = 3.43$ m, $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Sismo	$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$ **(duas direções)**

PEDE-SE

Coeficientes sísmicos; $\mathbf{D_E}$ (duas direções de k_V), $\mathbf{M_{max,E}}$; o muro estático resiste a este sismo?



Solução

SOLUÇÃO

1 Coeficientes sísmicos (estático: ativo = passivo = 1) e resultado para as duas direções

k_v	f_v	tan θ	ativo: $f_v + k_h$	passivo: $f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 Verificação e seção

$$D_E = 2.50\ \text{m} \ \leq\ D_{design} = 3.43\ \text{m}\ \checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99\ \text{kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481}\ \leq 1\ \checkmark$$

O projeto estático **resiste** a este sismo: o diagrama sísmico exige apenas **2.50 m** de ficha (projeto 3.43 m); o momento é 185.0 kN·m/m (estático 181.9), praticamente o mesmo, e a cortina é adequada. Como a pressão líquida na argila é constante, o sismo altera muito pouco o diagrama.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Método do coeficiente de reação do solo

TEORIA

O equilíbrio limite fornece a ficha e o momento, mas não **quanto a cortina se desloca**. Para o deslocamento na condição de serviço, a cortina é uma viga elástica (EI) e o solo em cada face é composto por molas independentes (Winkler):

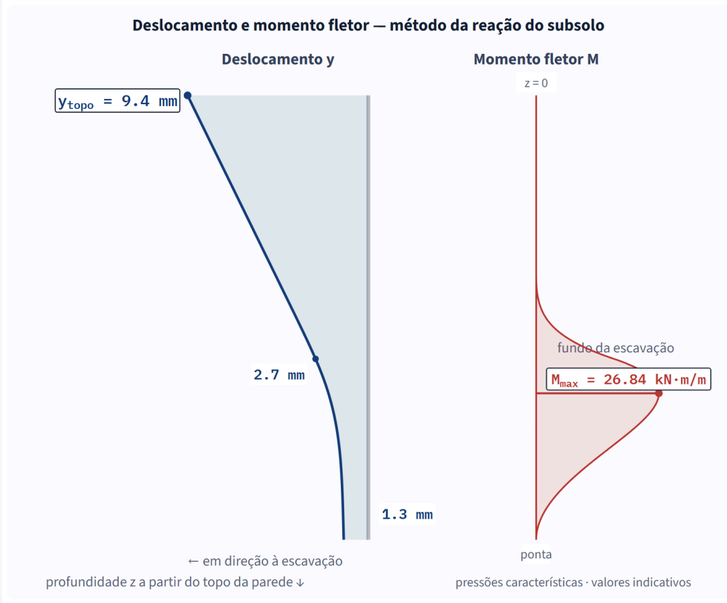
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \;\; (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

As molas partem da pressão em repouso, variam em proporção ao deslocamento e não ultrapassam os limites ativo e passivo. k_h é mais um **parâmetro do modelo** do que uma propriedade do solo. Na argila, como φ = 0, K_0 = 1.

A cortina tem comprimento de projeto (L + D_{design}), com as duas extremidades livres; as pressões são características, sem fator de segurança. A escavação é feita em uma única etapa, com a cortina previamente instalada.

A solução é obtida por elementos finitos, com iterações até que as molas atinjam o estado elástico/ativo/passivo; o resultado é apresentado como uma **estimativa não limitada**.



Enunciado

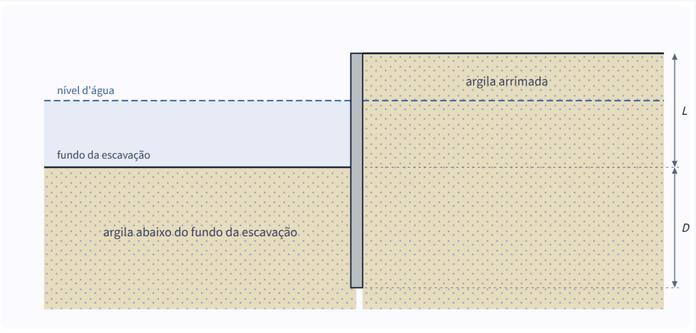
EXEMPLO

Dados

Muro	**Exemplo 6(b): comprimento de projeto $L + D = 8.43$ m**
Estaca-prancha	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Solo	$k_h = 15$ **MN/m³ (argila superior),** 30 **MN/m³ (argila inferior)**

PEDE-SE

Deslocamento no topo da cortina, no fundo da escavação e na ponta; o momento máximo do modelo é igual ao momento de equilíbrio limite?



Solução

SOLUÇÃO

1 Modelo

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \mathrm{kN{\cdot}m^2/m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \ \ (\text{elementos finitos, molas elásticas/ativas/passivas})$$

2 Resultado (em direção à escavação)

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \mathrm{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \mathrm{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \mathrm{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}\ \ (z = 5.65\ \mathrm{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

O topo da cortina desloca-se **9.4 mm** em direção à escavação, o fundo da escavação 2.7 mm e a ponta 1.3 mm. O momento do modelo em estado de serviço (26.8 kN·m/m) é **muito menor** que o momento de equilíbrio limite (181.9): as molas mobilizam apenas 48% do limite passivo; o equilíbrio limite descreve o momento de ruptura da cortina, e esse é o **momento de projeto**.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Levantamento do fundo da escavação

TEORIA

Por menor que seja a ficha obtida do equilíbrio lateral, ele nada diz sobre o fundo da escavação. Em argila, o fundo **pode levantar**: a argila sob a escavação é comprimida para dentro pelo peso do solo adjacente (ruptura por capacidade de carga invertida). A verificação usual para escavações compara a resistência ao cisalhamento na superfície de ruptura com esse peso:

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L_{exc}}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

B é a largura da escavação, L_{exc} o comprimento em planta (em escavação longa o termo de forma desaparece), T a profundidade da camada rija abaixo do fundo (se não informada, a superfície é limitada apenas pela largura); c_u refere-se à argila abaixo do fundo, c_{side} à coesão média na altura retida e $\sigma_v(H)$ à tensão total ao lado da escavação, ao nível do fundo.

Não se considera o embutimento da parede abaixo da base (a favor da segurança). A sobrecarga e as cargas em faixa/pontuais são somadas a q como cargas uniformes equivalentes dentro de B′. Em solos com várias camadas, a fórmula é utilizada com a extensão do GeoTerva para solos estratificados.

$$FS_{req} = 1.5$$

O fator de segurança requerido é um dado de entrada; a verificação aplica-se apenas a escavações em solo coesivo.

Enunciado

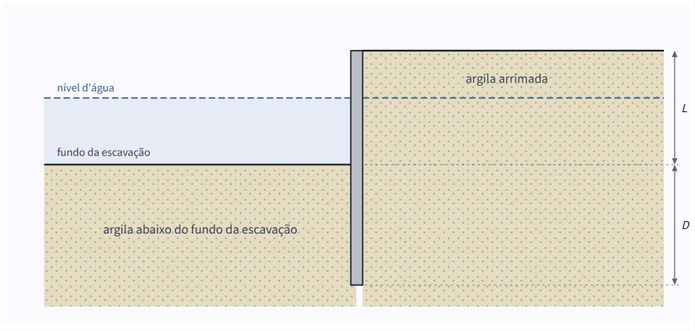
EXEMPLO

Dados

Escavação	**largura $B = 10$ m (escavação longa, camada rígida não informada); cortina como no Exemplo 6 ($H = 5$ m)**
Solo	**argila abaixo da base $c_u = 70$ kPa; média na altura contida $c_{side} = 30$ kPa; $\sigma_v(H) = 90$ kPa; sem sobrecarga**

PEDE-SE

B′, **FS** (≥ 1.5?); e se a largura da escavação fosse B = 5 m e 20 m?



Solução

SOLUÇÃO

1 Largura efetiva (L_{exc} não informado: sem termo de forma)

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \mathrm{m}$$

2 Fator de segurança

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \mathrm{m}:\ \ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \mathrm{m}:\ \ FS = 4.12$$

O fator de segurança contra o levantamento de fundo é **4.23** (exigido 1.5): o fundo da escavação é seguro. À medida que a largura aumenta, a parcela da resistência ao cisalhamento lateral diminui (4.12 para B = 20 m); o valor de c_u da argila subjacente é determinante.

Verificar a solução no GeoTerva ↗

Escopo da solução

TEORIA

Todas as camadas são de argila e são resolvidas **em tensões totais não drenadas** ($\varphi = 0$): **condição de curto prazo**. A condição drenada de longo prazo (c', φ') não é verificada; pode ser determinante em muros permanentes. Um muro com reaterro de areia é dimensionado com o módulo de areia.

Empuxos de Rankine sem adesão do muro: $K_a = K_p = 1$; ativo $\sigma_v - 2c_u$, passivo $\sigma_v + 2c_u$; sem sucção acima do fundo da escavação (trinca de tração, por padrão cheia de água, ou seca; abaixo do nível do lençol freático, a trinca retém a água subterrânea).

Diagrama de pressão líquida simplificado da referência: em cada profundidade, as pressões das duas faces; o bloco de ponta a partir do equilíbrio horizontal; a profundidade a partir dos momentos. A água é igual ou diferente nas duas faces (sem percolação); a percolação não é modelada.

Em sismo, a argila é tratada como uma cunha pseudoestática não drenada com plano crítico a 45° (hipótese do GeoTerva). A cortina é verificada à flexão; cisalhamento, flambagem local e corrosão não são verificados. O deslocamento é fornecido pelo método do coeficiente de reação do solo, sem limite associado.

Resumo

Pontos-chave

Argila não drenada ($\varphi = 0$, c_u): ativo $\sigma_v - 2c_u$, passivo $\sigma_v + 2c_u$; a sucção próxima à superfície não é considerada: **trinca de tração $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**; $P_1 = \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$, $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

Abaixo da base da escavação, a pressão líquida é constante: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$, na ponta $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$; se não valer $\sigma_6 > 0$, a argila não consegue sustentar a cortina

Equilíbrio: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$; equação do segundo grau em D (exemplo: 0.678 m; 2.288 m com trinca cheia de água); $z' = P_1/\sigma_6$, $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

Uma **trinca cheia de água** aumenta muito P_1, D e M (25 → 79.5 kN/m; 15.5 → 181.9 kN·m/m); considerá-la seca é contra a segurança

Profundidade de projeto: f = 1.4–1.6 (momento inalterado) ou σ_p/FS_p; o maior momento entre os dois casos na profundidade dada

Seção: EN 1993-1-1 $\eta = 0.638$; AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789. **Sismo**: $D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m; pelo método do coeficiente de reação do solo, deslocamento no topo ≈ 9 mm

Levantamento de fundo: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$; no exemplo, 4.23 ≥ 1.5

Referências bibliográficas

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

NOTA

Todos os exemplos numéricos foram gerados com o próprio motor de cálculo do módulo; o módulo fornece os mesmos valores. O exemplo resolvido da página do módulo também é esta cortina (L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa).

GeoTerva

Cálculos geotécnicos on-line

Da teoria à prática

Inserir no GeoTerva a altura da própria cortina, o perfil de argila em camadas, a água, a trinca de tração, a seção das estacas-pranchas e os coeficientes sísmicos; o módulo fornece em conjunto o diagrama de pressões, a ficha, o momento, a verificação da seção, o deslocamento e o levantamento de fundo.

Abrir o módulo →

Página de teoria →

Abrir no celular
Os módulos de teste não exigem cadastro.