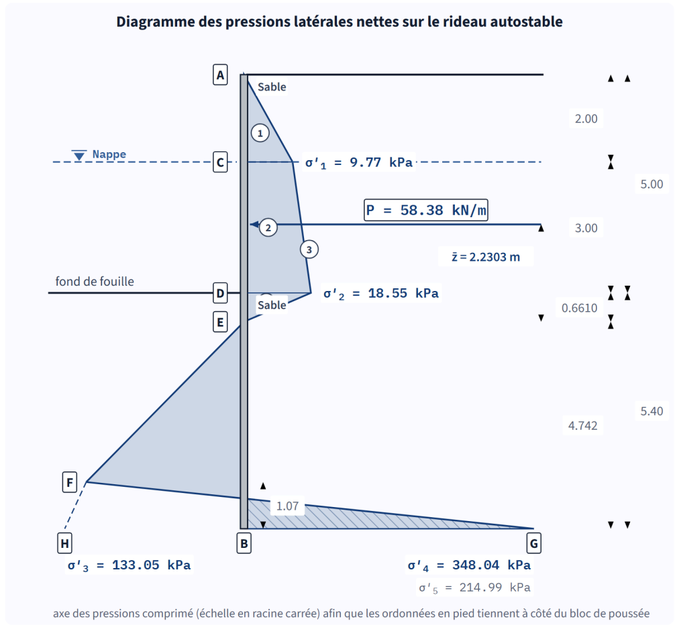
Présentation de cours de géotechnique · Rideaux de palplanches et fouilles étayées

Rideau de palplanches autostable dans le sable

Cours : conception d'un rideau de palplanches autostable dans le sable ; pressions au-dessus et au-dessous du fond de fouille, fiche, moment maximal, vérification de la section, séisme et déplacement ; un exemple de calcul pour chaque sujet.

- Rideau de palplanches autostable
- Diagramme de pression nette
- Fiche · moment maximal
- EN 1993 · AISC 360
- Séisme · déplacement



Basé sur la page de théorie de GeoTerva · geoterva.com

Que verrons-nous dans ce cours ?

Le mode de rotation d'un rideau de palplanches autostable et les pressions qui se développent au-dessus du fond de fouille, au-dessous et en pied

La **poussée active** au-dessus du fond de fouille (eau, surcharge) et la **droite de pression nette** au-dessous ; point de pression nulle E

La **fiche** à partir de l'équilibre des forces horizontales et des moments : équation du quatrième degré pour L_4, D_{th}

Les moyens d'ajouter une **marge de sécurité** à la fiche de calcul (coefficient f, K_p/FS_p, fiche imposée)

Le **moment maximal** (là où l'effort tranchant est nul) et la vérification des palplanches selon **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**

L'effet de l'eau, de la surcharge, de la surface inclinée du terrain et du **séisme** ; le **déplacement** par la méthode du module de réaction du sol

DÉROULÉ DU COURS

Chaque thème est traité en **trois étapes** :

1 · **Théorie** : quelle est la règle, pourquoi en est-il ainsi ?

2 · **Énoncé** : données et à déterminer

3 · **Solution** : étape par étape, avec les valeurs numériques

Mur de l'exemple : L = 5 m de sable au-dessus du fond de fouille (γ = 15.9 ; γ_{sat} = 19.33 kN/m³ ; φ' = 32°), nappe à 2 m sous le sommet, au même niveau sur les deux faces ; le rideau de palplanches est battu dans le même sable. Les efforts sont donnés par mètre de mur.

Comment ça fonctionne, comment ça tourne ?

THÉORIE

Un rideau de palplanches est une file de palplanches en acier emboîtées ; il retient le sol au-dessus du fond de fouille (L) et tient debout grâce à sa **fiche D**. Un rideau **autostable** n'a pas d'autre appui : comme un poteau de clôture, il n'est tenu que par la **butée** du sol dans lequel il est battu ; c'est pourquoi il est généralement économique jusqu'à environ 6 m de hauteur à partir du fond de fouille.

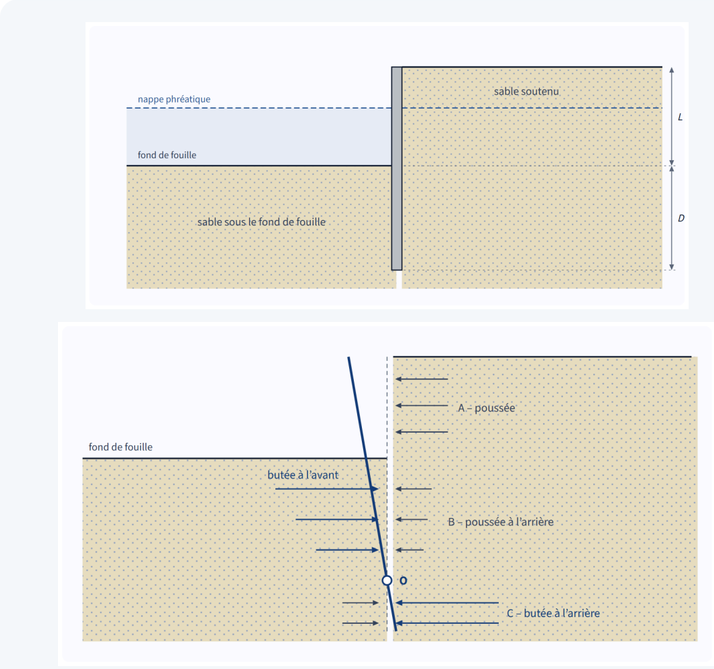
Le mur tourne de façon rigide autour du point O (proche du pied). **Zone A** (au-dessus du fond de fouille) : uniquement le terrain soutenu, pression active.

Zone B (fond de fouille–O) : pression active à l'arrière, pression passive (côté poussé) à l'avant.

Zone C (sous O) : les côtés s'inversent ; pression passive à l'arrière, pression active à l'avant.

La répartition réelle est courbe ; la source la remplace par **une construction linéaire** : la pression nette sous le fond de fouille est une droite unique passant par le point de pression nulle E ; le retour à l'extrémité est un bloc de hauteur L_5.

Pressions de Rankine, **sans frottement sol-écran**, calculées à partir de la contrainte verticale effective ; si l'eau est au même niveau sur les deux faces, les pressions hydrostatiques s'annulent.



σ'_1 et σ'_2

THÉORIE

Au-dessus du fond de fouille, il n'y a que du sable retenu ; poussée active de Rankine = contrainte verticale effective × K_a. La nappe se trouve à L_1 sous le sommet du mur, le reste $L_2 = L - L_1$ étant sous l'eau ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$) :

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \qquad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a \qquad \sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\, K_a$$

Si l'eau est au même niveau sur les deux faces, les pressions hydrostatiques **s'annulent** ; seules ces pressions effectives sollicitent le mur.

Surcharge uniforme q (circulation, stockage) : elle ajoute q à la contrainte effective à toute profondeur ; le diagramme débute à $\sigma'_0 = qK_a$ et chaque ordonnée augmente de qK_a : $\sigma'_2 = (q + \gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a$.

Sous le fond de fouille, la surcharge q demeure dans la contrainte verticale du côté soutenu : la droite de pression nette part d'un σ'_2 plus grand et la butée à l'extrémité augmente de qK_p ; le parement de fouille ne supporte pas de surcharge.

Une charge de dimensions limitées (bande, ponctuelle) n'ajoute pas un K_aq constant : la pression latérale est prise du milieu semi-infini et, pour un mur rigide, elle est **doublée par la méthode du miroir** ; le module intègre numériquement le diagramme net.

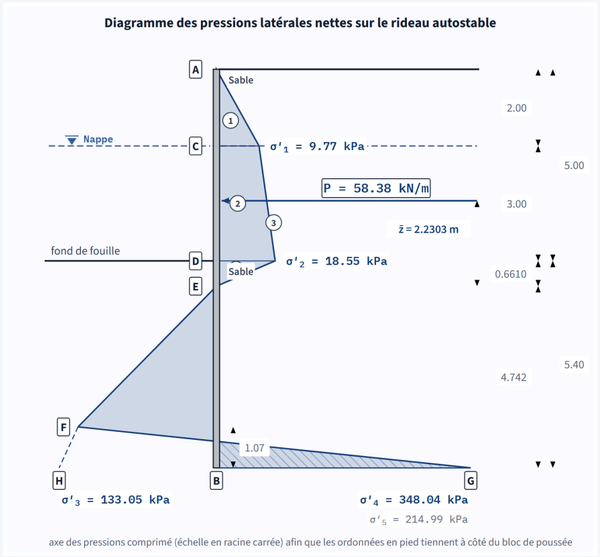


Diagramme des pressions nettes de l'exemple de calcul (tel que tracé par le module).

Énoncé

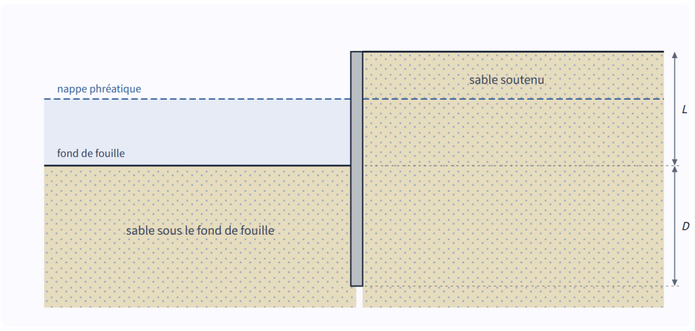
EXEMPLE

Données

Sol	**sable : $\gamma = 15.9$, $\gamma_{sat} = 19.33$ kN/m³, $\varphi' = 32^\circ$ (la partie retenue et la partie encastrée sont le même sable)**
Mur	**$L = 5$ m ; nappe à $L_1 = 2$ m sous le sommet, au même niveau des deux côtés ; pas de surcharge**

À DÉTERMINER

K_a, K_p, γ' ; σ'_1 et σ'_2 (au niveau du fond de fouille).



Solution

SOLUTION

1 Coefficients de pression et poids volumique déjaugé

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 16^\circ) = \mathbf{0.3073} \qquad K_p = \tan^2(45^\circ + 16^\circ) = \mathbf{3.2546}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19.33 - 9.81 = 9.52\ \mathrm{kN/m^3}$$

2 Poussée active au niveau de l'eau et au fond de fouille

$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a = 15.9(2)(0.3073) = \mathbf{9.77}\ \mathrm{kPa}$$

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\, K_a = (15.9(2) + 9.52(3))\,(0.3073)$$

$$\sigma'_v(L) = 60.36\ \mathrm{kPa} \ \Rightarrow\ \sigma'_2 = \mathbf{18.55}\ \mathrm{kPa}$$

La pression active est de **9.77 kPa** au niveau de l'eau et de **18.55 kPa** au fond de fouille ; coefficient de butée K_p = 3.2546. Le poids volumique déjaugé (γ′ = 9.52 kN/m³) étant utilisé sous l'eau, l'augmentation de la pression se ralentit.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Point d'annulation E, P et z̄, équation du quatrième degré

THÉORIE

Sous le fond de fouille, il y a du sol des deux côtés ; poussée à l'arrière, butée à l'avant, et la butée croît plus vite : la pression nette part de σ'_2, diminue linéairement avec la profondeur et s'annule au point E :

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'\,(K_p - K_a)} \qquad \sigma'_5 = \sigma'_v(L)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a)$$

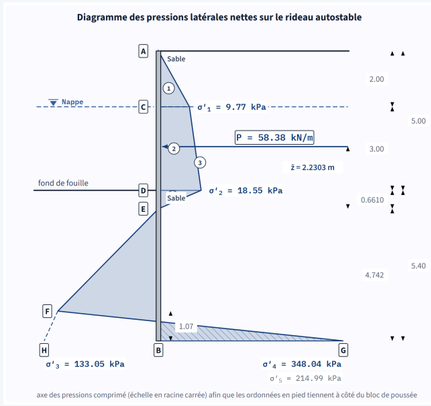
Au-dessus de E, la résultante du diagramme, **P** (aire), agit à **z̄** au-dessus de E. L_4 = profondeur du pied sous E ; à partir des conditions $\Sigma F_H = 0$ et $\Sigma M = 0$ par rapport au pied :

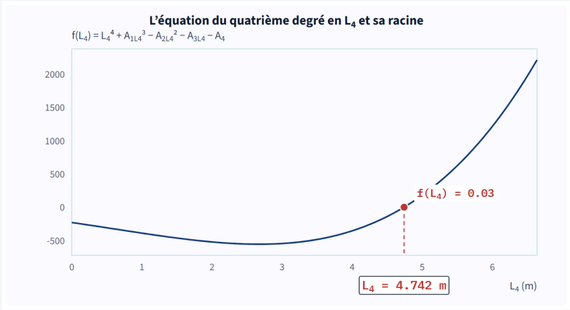
$$\sigma'_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \quad \sigma'_4 = \sigma'_5 + \gamma' L_4(K_p - K_a) \quad L_5 = \frac{\sigma'_3 L_4 - 2P}{\sigma'_3 + \sigma'_4}$$

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0$$

$$A_1 = \frac{\sigma'_5}{m} \quad A_2 = \frac{8P}{m} \quad A_3 = \frac{6P\,(2\bar{z}m + \sigma'_5)}{m^2} \quad A_4 = \frac{P\,(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P)}{m^2} \quad (m = \gamma'(K_p - K_a))$$

Fiche théorique **D_{th} = L_3 + L_4** : profondeur à laquelle la butée est entièrement mobilisée, sans aucune marge restante.





Énoncé

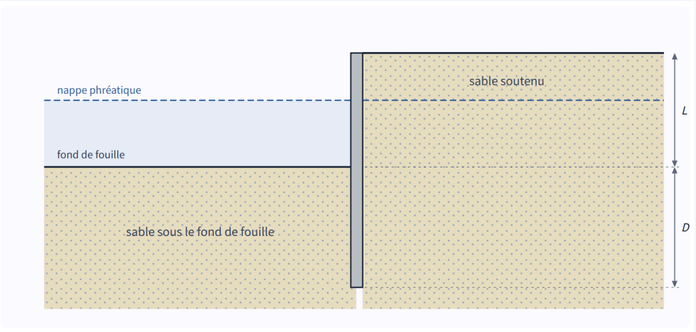
EXEMPLE

Données

Données	**Le mur de l'exemple 1 :** $\sigma'_1 = 9.77$, $\sigma'_2 = 18.55$ **kPa ;** $K_a = 0.3073$, $K_p = 3.2546$, $\gamma' = 9.52$ **kN/m³**

À DÉTERMINER

Le point d'annulation de la pression nette est **L_3** ; la résultante du diagramme au-dessus de E est **P** et son bras de levier est **z̄**.



Solution

SOLUTION

1 Point nul

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{18.55}{9.52(3.2546 - 0.3073)} = \frac{18.55}{28.059} = \mathbf{0.6610}\ \text{m}$$

2 Parties du diagramme de poussée (du haut vers E) : P = Σ aire, z̄ = Σ(aire × bras)/P

Élément	Figure	Aire (kN/m)	Bras de levier jusqu'à E (m)	Aire × bras
1	triangle : 0–2 m	9.77	4.328	42.28
2	rectangulaire : 2–5 m	29.31	2.161	63.34
3	triangle : 2–5 m	13.16	1.661	21.86
4	triangle : 5 m–E	6.13	0.441	2.70
Total		**58.38**		**130.19**

P = 58.38 kN/m ; z̄ = 130.19 / 58.38 = **2.2303 m** (au-dessus de E). La pression nette s'annule à 0.661 m sous le fond de fouille.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

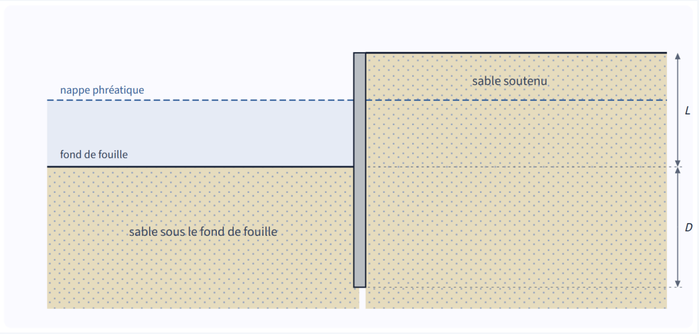
EXEMPLE

Données

Données	**Exemple 2 :** $L_3 = 0.661$ **m,** $P = 58.38$ **kN/m,** $\bar{z} = 2.2303$ **m ;** $\sigma'_v(L) = 60.36$ **kPa**
Coefficients	$K_a = 0.3073$**,** $K_p = 3.2546$**,** $m = \gamma'(K_p - K_a) = 28.06$ **kN/m³**

À DÉTERMINER

σ′5, A_1…A_4 ; racine **L4** ; **Dth** ; σ'_3, σ'_4, **L5**.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Ordonnée à la pointe σ'_5 (butée du côté retenu + droite nette)

$$\sigma'_5 = \sigma'_v(L)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) = 60.36(3.2546) + 28.059(0.6610) = \mathbf{214.99}\ \text{kPa}$$

2 Coefficients de l'équation

$$A_1 = \sigma'_5/m = 214.99/28.059 = 7.6623 \qquad A_2 = 8P/m = 8(58.38)/28.059 = 16.6439$$

$$A_3 = 6P\left(2\bar{z}m + \sigma'_5\right)/m^2 = 151.328 \qquad A_4 = P\left(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P\right)/m^2 = 230.633$$

3 Racine positive (équation résolue numériquement ; vérifie f = 0)

$$L_4^4 + 7.662L_4^3 - 16.644L_4^2 - 151.33L_4 - 230.63 = 0$$

$$L_4 = \mathbf{4.742}\ \text{m} \qquad D_{theoretical} = L_3 + L_4 = 0.6610 + 4.742 = \mathbf{5.40}\ \text{m}$$

Fiche théorique **D = 5.40 m** (à partir du fond de fouille) ; L_4 = 4.742 m. À cette profondeur, la butée est entièrement mobilisée et il n'y a **aucune marge**.

Solution (2/2)

SOLUTION

4 Bloc de pression en pointe

$$\sigma'_3 = L_4\, m = 4.742(28.059) = \mathbf{133.05}\ \text{kPa}$$

$$\sigma'_4 = \sigma'_5 + L_4 m = 214.99 + 133.05 = \mathbf{348.04}\ \text{kPa}$$

$$L_5 = \frac{\sigma'_3 L_4 - 2P}{\sigma'_3 + \sigma'_4} = \frac{133.05(4.742) - 2(58.38)}{133.05 + 348.04} = \mathbf{1.0686}\ \text{m}$$

Diagramme complet : la droite nette passant par E et le bloc qui passe de σ'_3 = 133.0 kPa à σ'_4 = 348.0 kPa à **L_5 = 1.069 m** au-dessus du pied. Vérification : le premier membre de l'équation du quatrième degré n'est que de 0.03 à la racine (pratiquement nul à l'échelle considérée).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Moyens d'ajouter une marge de sécurité

THÉORIE

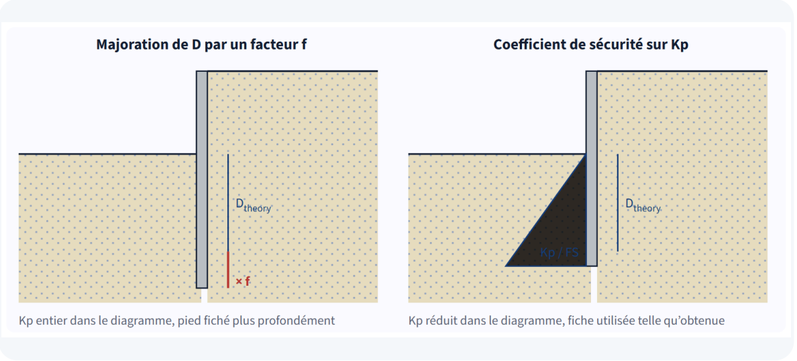
Il n'y a pas de supplément à la profondeur théorique. La source propose deux approches (figure ci-contre) :

Majoration de la fiche : le diagramme est établi avec K_p complet et la fiche est augmentée de 20–30 % : $D_d = f \cdot D_{théo}$, f = 1.2–1.3. Les pressions et le moment sont ceux du mur théorique.

Coefficient de sécurité sur K_p : le diagramme est construit dès le départ avec K_p/FS_p (FS_p = 1.5–2), et la profondeur obtenue est utilisée telle quelle. Chaque ordonnée sous le fond de fouille change et **le moment augmente aussi**.

Fiche donnée : si la profondeur provient de l'ingénieur et non du calcul, elle est vérifiée par rapport à la fiche exigée par la méthode retenue ($D_{don} \geq D_{d,req}$) et le coefficient de sécurité mobilisé $FS_{p,mob}$ est déterminé : si K_p est divisé par cette valeur, le diagramme est exactement en équilibre à la fiche donnée.

$$D_{given} \geq D_{design,req} \qquad D(K_p/FS_{p,mob}) = D_{given}$$



À la fiche donnée, les **efforts internes** sont étudiés pour deux cas : le cas de la fiche requise et l'équilibre à la fiche donnée avec $K_p/FS_{p,mob}$. Le moment du cas de la fiche donnée peut dépasser l'autre (un long écran fléchit davantage avec une butée partiellement mobilisée) ; le rideau de palplanches est choisi d'après **le plus grand des deux**.

Énoncé

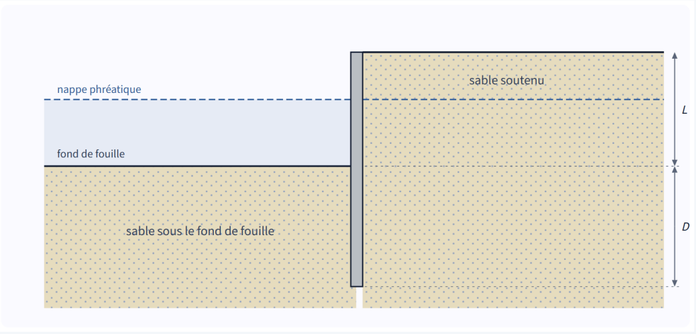
EXEMPLE

Données

Mur	**Le mur des exemples 1–3 ($D_{theoretical} = 5.40$ m, $M_{max} = 209.58$ kN·m/m)**
Routes	**$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$ et 2.0 ; profondeurs données 6.0 et 8.0 m ; palplanche : $W_{el} = 1\,400$ cm³/m, S275 (EN 1993-1-1, $\gamma_F = 1.35$)**

À DÉTERMINER

Pour chaque démarche : **D_d**, longueur totale, **M_{max}** et taux d'utilisation du rideau de palplanches **η**.



Solution

SOLUTION

1 chemin f : D_{calcul} = 1.3 × 5.403 = 7.023 m (moment inchangé)

Route	D_d (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Remarque
f = 1.3 ($D = f \cdot D_{théorique}$)	7.02	12.02	209.58	0.735	moment théorique du mur
FS_p = 1.5 (K_p/1.5)	7.10	12.10	263.53	0.924	K_p = 2.170
FS_p = 2.0 (K_p/2)	8.84	13.84	325.91	1.143	**η > 1**
Donnée D = 6.0 m	6.00	11.00	227.74	0.799	D < 7.02 : insuffisant ; $FS_{p,mob}$ = 1.18
Donnée D = 8.0 m	8.00	13.00	294.92	1.034	D ≥ 7.02 ; $FS_{p,mob}$ = 1.76 ; **η > 1**

Avec l'option K_p/FS_p, le diagramme étant affaibli dès le départ, la profondeur (7.10 m) et le moment (263.5 kN·m/m) augmentent ensemble ; avec FS_p = 2, le moment vaut 325.9 kN·m/m et le rideau est insuffisant. Même si la **fiche donnée D = 8 m** dépasse la profondeur de calcul, le moment (294.9) **augmente** du fait de la butée partiellement mobilisée : augmenter la profondeur ne réduit pas toujours le moment.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Là où le cisaillement est nul

THÉORIE

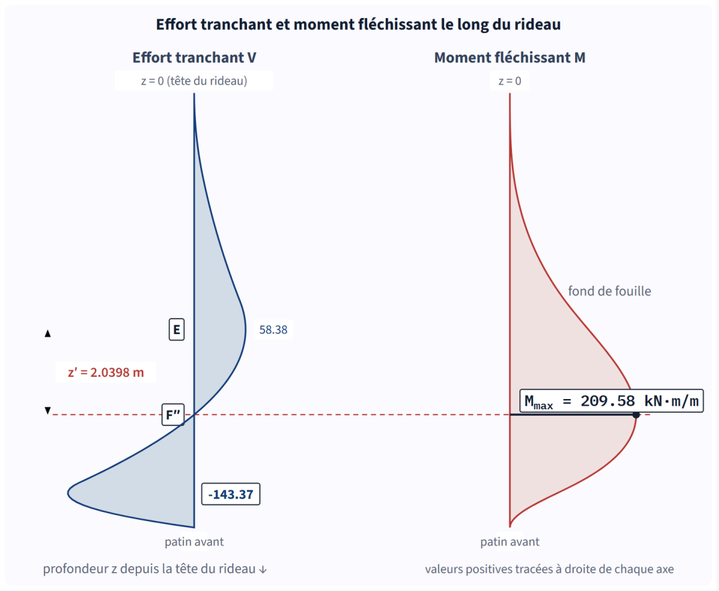
Le moment fléchissant est maximal là où l'effort tranchant est nul. Sous E, le triangle net de butée ½γ′(K$_p$ − K$_a$)z′² se développe ; il équilibre P à **z′** sous E :

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}} \qquad M_{max} = P\,(\bar{z} + z') - \tfrac{1}{2}\gamma' z'^2\,(K_p - K_a)\,\frac{z'}{3}$$

L'effort tranchant atteint sa valeur maximale en E (pression nette nulle) et s'annule à la profondeur z′ ; le moment y est maximal et retombe à zéro en pied.

M$_{max}$ est le moment du mur théorique (approche f) ; dans l'approche K$_p$/FS$_p$, le diagramme étant construit avec un K$_p$ réduit, M$_{max}$ est plus grand.

Le choix des palplanches se fait par **S = M$_{max}$/σ$_{adm}$** (méthode classique) ou par une vérification aux états limites (EN 1993-1-1, AISC 360-22 ci-dessous).



Énoncé

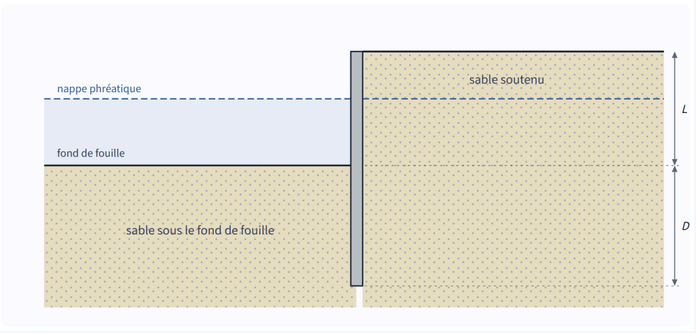
EXEMPLE

Données

Données	**Exemple 2–3 :** $P = 58.38$ **kN/m,** $\bar{z} = 2.2303$ **m ;** $m = \gamma'(K_p - K_a) = 28.06$ **kN/m³**

À DÉTERMINER

La profondeur **z′** où l'effort tranchant s'annule (sous E) et $\mathbf{M_{max}}$; sa profondeur à partir du sommet du mur.



Solution

SOLUTION

1 Point où l'effort tranchant est nul (sous E)

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{m}} = \sqrt{\frac{2(58.38)}{28.059}} = \mathbf{2.0398}\ \mathrm{m}$$

2 Moment maximal

$$M_{max} = P(\bar{z} + z') - \tfrac{1}{6}\, m\, z'^3$$

$$= 58.38(2.2303 + 2.0398) - \tfrac{1}{6}(28.059)(2.0398)^3 = \mathbf{209.58}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

M_{max} = 209.58 kN·m/m, à la profondeur L + L_3 + z′ = 5 + 0.661 + 2.040 = **7.70 m** sous la tête du mur. Les palplanches sont choisies en fonction de ce moment.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Même configuration, données d'entrée différentes

THÉORIE

Sans eau : même schéma avec le poids volumique naturel ; $\sigma'_2 = \gamma L K_a$, $L_3 = \sigma'_2/(\gamma(K_p - K_a))$; γ remplace chaque γ′ dans les équations et l'équation de la fiche conserve la même forme.

Surcharge uniforme q : chaque ordonnée augmente de qK_a ; la droite nette part de la plus grande valeur σ'_2, et la butée à l'extrémité augmente de qK_p (section précédente).

Niveaux d'eau différents de part et d'autre (au-delà de la source) : les pressions hydrostatiques ne sont pas déduites ; en l'absence d'écoulement, la pression d'eau nette est ajoutée. Le diagramme net est linéaire par morceaux, et les équations relatives à E et à l'équilibre sont résolues numériquement sur le diagramme.

Surface retenue inclinée (β, infinie) : la composante horizontale du coefficient de poussée de Rankine pour un remblai incliné est utilisée côté terres retenues ; côté fouille et pour la butée en pied, la surface reste plane (côté sécurité). Pour β ≥ φ′, il n'existe pas de solution.

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

$$p(z) = K_a\sigma'_{v,r}(z) - K_p\sigma'_{v,e}(z) + u_{net}(z)$$

$$K_{a,\beta} = \cos\beta\,\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi'}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi'}} \qquad K_{a,h} = K_{a,\beta}\cos\beta$$

Énoncé

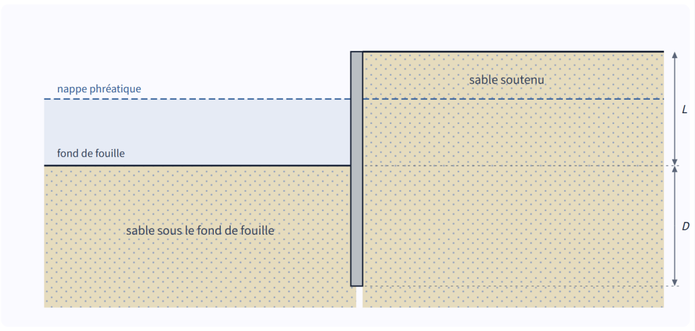
EXEMPLE

Données

Mur	**Le mur des exemples 1–5 (f = 1.3 ; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m)**
Modifications	**(a) pas d'eau ; (b) surcharge uniforme de $q = 10$ kPa ; (c) eau sur la face avant à $z = 6$ m (fouille sèche, à l'arrière 2 m) ; (d) surface retenue inclinée de $\beta = 15°$**

À DÉTERMINER

Pour chaque cas : **L_3**, P, **D_{th}**, D_d, **M_{max}**, η ; vérification à la main en l'absence d'eau.



Solution

SOLUTION

1 Sans eau (à la main) : $\sigma'_2 = \gamma L K_a$, $L_3 = \sigma'_2/(\gamma(K_p - K_a))$

$$\sigma'_2 = 15.9(5)(0.3073) = 24.43\ \text{kPa} \qquad L_3 = \frac{24.43}{15.9(3.2546 - 0.3073)} = \mathbf{0.521}\ \text{m}$$

2 Synthèse des cinq cas (les autres sont résolus par le module avec la même méthode)

État	L_3 (m)	P (kN/m)	$D_{théorique}$ (m)	D_d (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)
Fouille (eau à 2 m, identique des deux côtés)	0.661	58.38	5.40	7.02	209.6	0.735
(a) Sans eau	0.521	67.43	4.53	5.89	212.1	0.744
(b) Surcharge q = 10 kPa	0.770	75.94	6.15	7.99	305.5	**1.071**
(c) Eau sur la face avant z = 6 m	1.319	126.29	8.00	10.39	543.8	**1.907**
(d) Surface inclinée β = 15°	0.713	63.00	5.64	7.33	232.1	0.814

En l'absence d'eau, γ remplace γ′ : le point de pression nulle se rapproche et la fiche **diminue** jusqu'à 4.53 m. La **surcharge** porte D à 6.15 m et le moment à 306 kN·m/m (η > 1) ; un **niveau d'eau différent** constitue le cas le plus défavorable : M = 544 kN·m/m (P = 126 kN/m). Pour une pente β = 15° : $K_{a,h}$ = 0.3289 (terrain horizontal : 0.3073).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 et AISC 360-22

THÉORIE

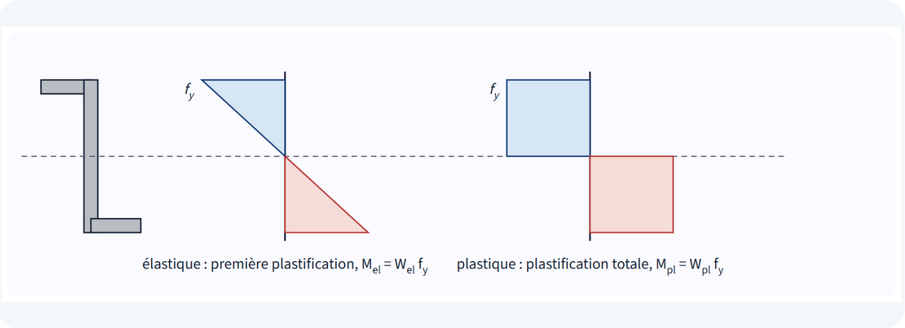
Voie classique : S = M_{max}/σ_{adm}. Le module la remplace par une vérification aux états limites ; le moment du diagramme de pression nette est une action caractéristique, et le coefficient partiel le porte à la valeur de calcul :

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

Le tableau comporte deux modules de résistance : **W_{el}** jusqu'à la première plastification (valable jusqu'à la classe 3), **W_{pl}** jusqu'au moment plastique complet (classe 1–2). La marge sur la fiche n'est pas multipliée séparément par la norme sur l'acier.

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

$M_n = F_y Z$ (section compacte) ou $F_y S$ à la première plastification. La pression du sol est considérée comme la poussée latérale des terres H : $\gamma_H = 1.6$ dans la combinaison LRFD, 1.0 en ASD.



Énoncé

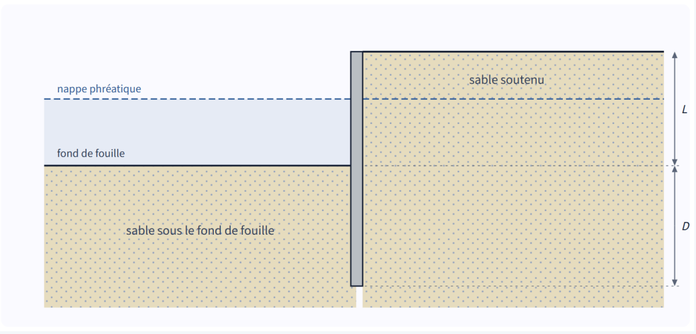
EXEMPLE

Données

Coupe	**S275 ($f_y = 275$ MPa) ; module de résistance élastique $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Moment	**Exemple 5 : $M_{max} = 209.58$ kN·m/m ; EN 1993-1-1 : $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; AISC : $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

À DÉTERMINER

Pour EN 1993-1-1 : **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η** ; pour AISC LRFD et ASD : η.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} = 1.35(209.58) = \mathbf{282.93}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{282.93(1.00)}{275\,000} = \mathbf{1{,}028.8}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad \eta = \frac{282.93}{385.00} = \mathbf{0.735} \le 1\ \checkmark$$

La palplanche retenue est suffisante selon l'EN 1993-1-1 : η = **0.735** ; W requis = 1,029 cm³/m < 1 400 cm³/m. Si W_{pl} figure dans le tableau et que la classe de section est 1–2, le moment plastique peut être utilisé (avec l'hypothèse W_{pl} = 1 650 cm³/m, η = 0.624).

Solution (2/2)

SOLUTION

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

$$\text{LRFD: } M_u = 1.6(209.58) = 335.32\ \text{kN·m/m} \leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.968}$$

$$\text{ASD: } M_a = 209.58\ \text{kN·m/m} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.909}$$

Également suffisant selon l'AISC : LRFD η = **0.968** (première plastification), ASD η = **0.909**. Le même moment donne un taux de travail de 0.735 selon l'EN 1993-1-1 et de 0.968 selon LRFD : les rapports diffèrent parce que les normes reposent sur des philosophies de sécurité différentes.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Cadre pseudo-statique de Mononobe–Okabe

THÉORIE

Le séisme conserve le cadre statique de l'équilibre limite en ajoutant aux coins de sol des forces d'inertie constantes ($k_h W$ horizontale, $k_v W$ verticale). Mur vertical, surface horizontale, pas de frottement sol-écran (même idéalisation que pour le dimensionnement statique de Rankine) :

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi' \sin(\varphi' - \theta)}{\cos\theta}}\right]^2} \qquad K_{PE} = \ldots \left[1 - \sqrt{\ldots}\right]^2$$

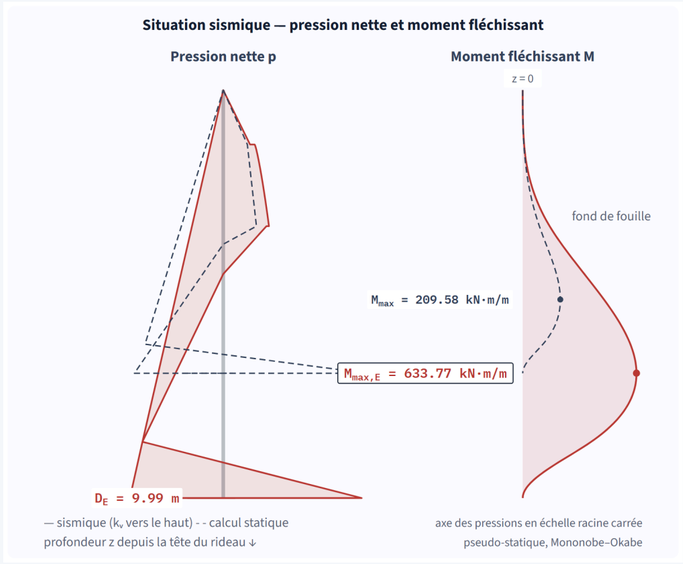
$$\text{sous l'eau :} \quad \tan\theta_w = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Pressions $(1 \mp k_v)K_{AE}\sigma'_v$ et $(1 \mp k_v)K_{PE}\sigma'_v$; **les deux sens de k_v** sont vérifiés. Pour θ = 0 : K_a et K_p ; si θ > φ′, il n'existe pas de coin d'équilibre.

Dans un sable de perméabilité moyenne, l'eau interstitielle se déplace avec le sol (**entraînée**) : l'inertie s'exerce sur la masse saturée et l'angle augmente. S'il y a de l'eau libre dans la fouille, la pression hydrodynamique de Westergaard (de sens opposé) s'y ajoute.

Vérification : le diagramme des pressions nettes est construit comme en statique ; les deux équations d'équilibre donnent **D_E**. Le séisme est une situation accidentelle ; aucun coefficient n'est appliqué à K_{PE} : l'écran tient si **$D_E \leq D_d$**. Pour un rideau autostable, les pressions sismiques sont réparties comme les pressions statiques, proportionnellement à la contrainte effective.

Dans la combinaison sismique, les effets sont pris avec le coefficient 1.0 : $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



Énoncé

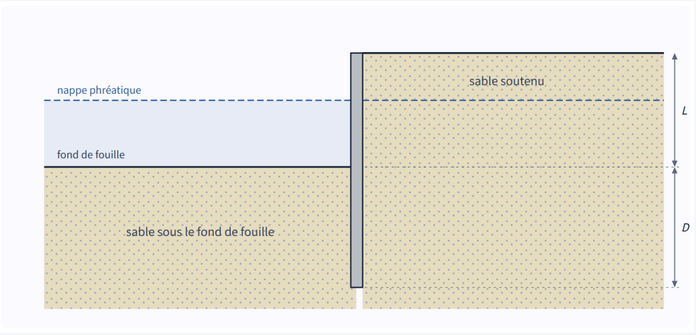
EXEMPLE

Données

Mur	**Le mur des exemples 1–5 : $D_{design} = 7.02$ m, $M_{max} = 209.58$ kN·m/m ; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Séisme	**$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$ (deux directions) ; eau interstitielle entrainée ; 3 m d'eau libre dans la fouille**

À DÉTERMINER

Angles et coefficients sismiques ; **D_E** (deux sens de k_v), **$M_{max,E}$** ; le rideau dimensionné pour le cas statique résiste-t-il à ce séisme ?



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Angles et coefficients sismiques ($\varphi' = 32°$; statique $K_a = 0.3073$, $K_p = 3.2546$)

$$\tan\theta = 0.15/(1-0.075) = 0.1622 \;\Rightarrow\; \theta = 9.21^\circ$$

$$\tan\theta_w = \frac{19.33}{19.33-9.81}(0.1622) = 0.3293 \;\Rightarrow\; \theta_w = 18.22^\circ$$

k_v	$f_v = 1 - k_v$	θ (en haut)	θ_w (dans l'eau)	K_{AE} / K_{PE} (ci-dessus)	K_{AE} / K_{PE} (dans l'eau)
+0.075	0.925	9.21°	18.22°	0.411 / 2.948	0.562 / 2.589
−0.075	1.075	7.94°	15.82°	0.395 / 2.992	0.514 / 2.693

Sous l'eau, l'angle est plus grand (l'inertie s'exerce dans la masse saturée) : K_{AE} passe de 0.411 à 0.562 et K_{PE} de 2.948 à 2.589 ; la poussée augmente et la butée diminue.

Solution (2/2)

SOLUTION

2 Diagramme des pressions nettes sismiques et profondeur d'encastrement D_E

État	L_3 (m)	D_E / $D_{théorique}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	D ≤ 7.02?
Statique (f = 1.3)	0.661	— / 5.40	209.58	D_{calcul} = 7.02
Séisme, k_v = +0.075	1.756	9.987	**633.77**	**Non**
Séisme, k_v = −0.075	1.497	8.988	603.87	**Non**

3 Coupe et résultat

$$W_{req,E} = \frac{M_{Ed,E}}{f_y} = \frac{633.77}{275\,000} = 2{,}305\ \text{cm}^3/\text{m} \ > \ 1\,400 \qquad \eta_E = \mathbf{1.646} \ > 1 \ \ \text{✗}$$

Le mur dimensionné en statique **ne résiste pas** à ce séisme : le diagramme sismique exige que le pied de l'écran soit **2.96 m** plus profond (D_E = 9.99 > 7.02 m) et un moment **3.0 fois** supérieur à celui du cas statique (633.8 kN·m/m) ; la section de palplanches est elle aussi insuffisante (η_E = 1.65). Pour la combinaison sismique, la fiche et la section doivent être augmentées conjointement.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Méthode du module de réaction du sol : poutre élastique sur fondation à ressorts

THÉORIE

L'équilibre limite fournit la fiche et le moment, mais pas **l'ampleur du déplacement** du mur (il décrit l'état de rupture dans lequel la butée est entièrement mobilisée). Pour le déplacement en service, le mur est assimilé à une poutre élastique (EI) et le sol, sur chaque face, à des ressorts indépendants (Winkler) :

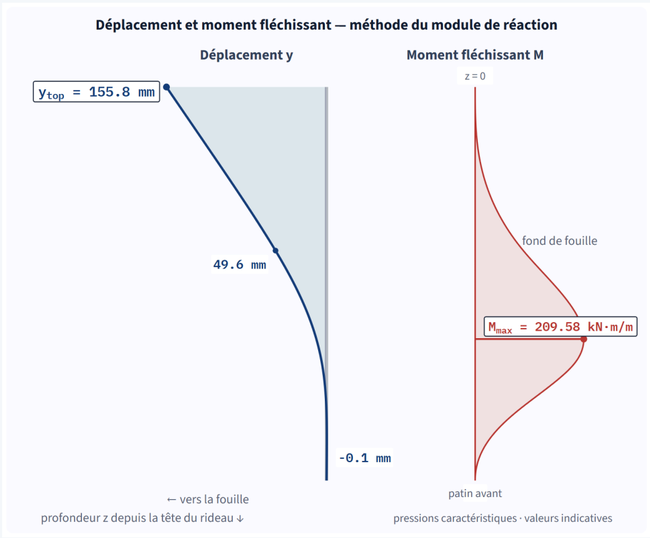
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma'_{v,r} - k_h y \;\; (K_a\sigma'_{v,r} \le p_R \le K_p\sigma'_{v,r}) \qquad p_E = K_0\sigma'_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

Les ressorts partent de la pression au repos, varient proportionnellement au déplacement et ne dépassent pas les limites de poussée et de butée. k_h est un **paramètre du modèle** plutôt qu'une propriété du sol ; valeurs indicatives pour le sable : lâche 4.8–16, moyennement dense 9.6–80, dense 64–128 MN/m³.

Le mur est à la longueur de calcul (L + D_d), libre aux deux extrémités ; les pressions sont caractéristiques : K_p de Rankine complet, pas de coefficient de sécurité ; K_0 de Jaky (1944). Le mur est en place avant la fouille, la fouille est réalisée en une seule phase.

L'équation est résolue par éléments finis de poutre, par itérations jusqu'à ce que les ressorts atteignent l'état élastique, actif ou passif ; le résultat est donné comme une **estimation sans borne**.



Énoncé

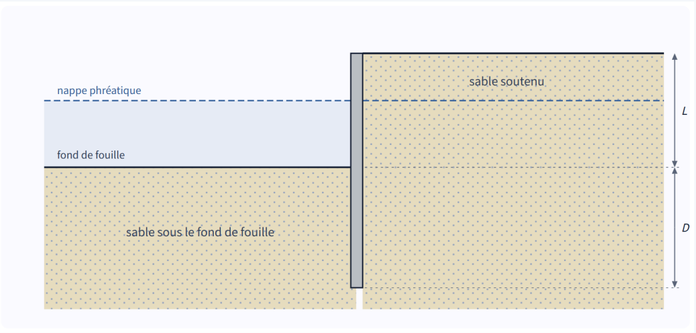
EXEMPLE

Données

Mur	**Le mur des exemples 1–5, longueur de calcul $L + D = 12.02$ m**
Palplanche	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Sol	$k_h = 20$ **MN/m³ (sur les deux faces) ;** $K_0 = 1 - \sin 32°$ **; fouille en une seule phase**

À DÉTERMINER

Déplacement en tête du mur, au niveau du fond de fouille et en pied ; le moment maximal du modèle concorde-t-il avec le moment de l'équilibre limite ?



Solution

SOLUTION

1 Coefficient au repos et modèle

$$K_0 = 1 - \sin 32^\circ = 0.4701 \qquad EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \mathrm{kN{\cdot}m^2/m}$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \ \text{(éléments finis, ressorts élastiques/actifs/passifs)}$$

2 Résultat (vers la fouille, mm)

$$y_{üst} = \mathbf{155.8}\ \mathrm{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{49.6}\ \mathrm{mm} \qquad y_{tip} = -0.1\ \mathrm{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 209.58\ \mathrm{kN{\cdot}m/m}\ \ (z = 7.70\ \mathrm{m}) \ \approx\ M_{max}^{limit\ equilibrium} = 209.58$$

La tête du mur se déplace de **155.8 mm** vers la fouille, et de 49.6 mm au niveau du fond de fouille ; le pied reste presque en place (-0.1 mm) — le mur tourne autour d'un point proche du pied. Le moment du modèle (209.58) est identique au moment à l'équilibre limite (209.58) : poussée active à l'arrière, butée à l'avant, à leurs limites sur toute la hauteur où le moment se développe. Environ 40 % de la résistance passive est mobilisée dans les ressorts.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Étendue de la solution

THÉORIE

Pressions de **Rankine**, sans frottement sol-écran, à partir de la contrainte verticale effective ; le profil est entièrement sableux (un nombre quelconque de couches) ; la fiche dans l'argile fait l'objet d'un module distinct. Pour la partie enterrée, la solution analytique de la source est utilisée dans le cas d'un seul sable ; pour plusieurs sables, le même diagramme est résolu numériquement.

Diagramme de pression nette simplifié de la source : une droite unique passant par E et le bloc d'extrémité ; le point de rotation O n'est pas recherché plus précisément. L'eau est au même niveau de part et d'autre ou à des niveaux différents (sans écoulement) ; l'écoulement et son effet sur la butée ne sont pas modélisés.

La fiche porte la marge de sa propre voie (f ou FS_p) et n'est pas multipliée de nouveau par le code de l'acier. Le rideau de palplanches est vérifié en flexion avec le module de résistance donné ; l'effort tranchant, le voilement local et la perte de section par corrosion ne sont pas vérifiés.

Le **déplacement** est donné par la méthode du module de réaction du sol, avec les pressions caractéristiques, sans limite ; le tassement à l'arrière du mur n'est pas calculé.

Un rideau de palplanches autostable est rarement économique au-delà de D ≈ 1.5–2 L ; si la fiche théorique dépasse 3L, le module émet un avertissement. Le rideau ancré est traité dans un autre module (présentation distincte).

Synthèse

Points à retenir

Le **rideau de palplanches autostable** se maintient grâce à la butée sous le fond de fouille ; pression active au-dessus du fond de fouille, pression nette en dessous : la droite partant de σ'_2 et s'annulant en E ($L_3 = \sigma'_2/(\gamma'(K_p - K_a))$) et le bloc L_5 en pied

Équilibre : P, $\bar{z}$ et $\Sigma F_H = 0$, $\Sigma M = 0 \rightarrow$ équation du quatrième degré en L_4 ; $\mathbf{D_{th} = L_3 + L_4}$ (exemple : 5.40 m)

Marge : D avec f = 1.2–1.3 (exemple : 7.02 m, moment inchangé) ou K_p/FS_p (la fiche et le moment augmentent) ; à la fiche donnée, $FS_{p,mob}$ et **la plus grande des deux situations de forces**

$\mathbf{M_{max}}$ là où l'effort tranchant est nul : $z' = \sqrt{(2P/m)}$, $M_{max} = P(\bar{z} + z') - m\, z'^3/6$ (exemple : 209.58 kN·m/m)

Eau, surcharge, pente : en l'absence d'eau, $\gamma' \rightarrow \gamma$; q augmente chaque ordonnée de qK_a ; un niveau d'eau différent et une surcharge accroissent fortement D et M

Section : EN 1993-1-1 $M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \leq W f_y/\gamma_{M0}$ ($\eta = 0.735$) ; AISC LRFD/ASD (0.968 / 0.909)

Séisme : K_{AE}, K_{PE}, θ_w ; on cherche $D_E \leq D_d$: le mur de l'exemple ne résiste pas (D_E = 9.99 m, M = 634 kN·m/m)

Déplacement : poutre élastique sur ressorts ; dans l'exemple, en tête ≈ 156 mm, en pointe ≈ 0

Références bibliographiques

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

EN 1993-1-1:2005 – Calcul des structures en acier, règles générales.

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.

REMARQUE

L'ensemble des exemples numériques a été produit avec le moteur de calcul propre au module ; le module donne les mêmes valeurs. L'exemple pas à pas de la page du module est également ce mur (L = 5 m, γ = 15.9 ; γ_{sat} = 19.33 kN/m³, φ′ = 32°, eau à 2 m).

Calculs géotechniques en ligne

De la théorie à la pratique

Renseigner dans GeoTerva la hauteur du mur étudié, le profil de sable stratifié, l'eau, la surcharge, la section de palplanche et les coefficients sismiques ; le module fournit ensemble le diagramme des pressions, la fiche, le moment, la vérification de la section et le déplacement.

Ouvrir le module → | **Page de théorie →**

Ouvrir sur smartphone
Les modules d'essai ne nécessitent pas d'inscription.

Si vous souhaitez les utiliser dans vos cours : info@geoterva.com