Diapositive de cours de géotechnique · Murs de soutènement

Mur en sol renforcé (MSE)

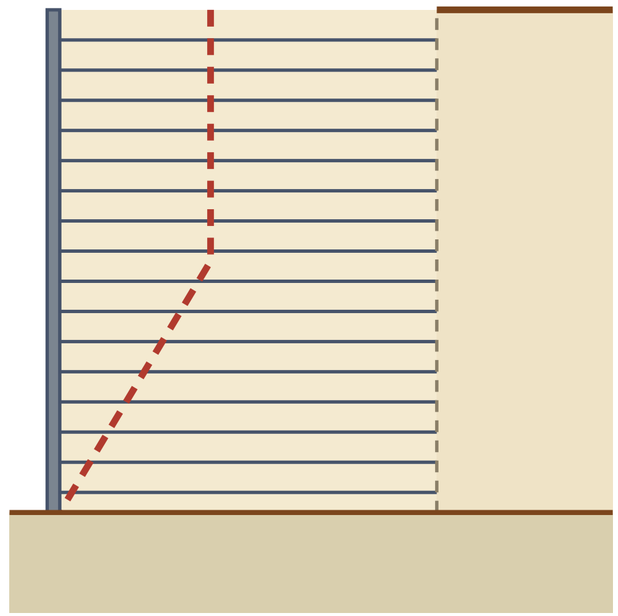
Cours : stabilité interne (rupture, arrachement), stabilité externe (renversement, glissement, capacité portante) et vérification sismique d'un mur en sol renforcé ; un exemple de calcul pour chaque thème.

Sol renforcé

Rupture · arrachement

Renversement · glissement · capacité portante

Séisme



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

Que verrons-nous dans ce cours ?

La logique du sol renforcé : la poussée du sol sollicite le renfort en traction, le frottement entre les deux les solidarise ; le parement ne fait que retenir le sol

Stabilité interne : traction à chaque niveau $T = \sigma'_h S_V S_H$, **rupture** (marge de corrosion comprise), **arrachement** (longueur efficace derrière la surface de rupture)

La **surface de rupture** (bilinéaire ou coin de Rankine) et le rapport K_r/K_a : pour un renfort rigide, la contrainte latérale en partie haute est supérieure à celle de Rankine

La stabilité externe : le bloc renforcé L × H est un mur-poids ; renversement, excentricité (L/6), glissement et capacité portante (largeur effective de Meyerhof)

Pourquoi la **surcharge d'exploitation** ne fait que solliciter, et l'effet du **séisme** sur le bloc, la poussée et les niveaux de renforts

Comment corriger un dimensionnement insuffisant : longueur des armatures, type d'armatures

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 d'exemple : H = 10 m, bandes d'acier galvanisé 75 × 6 mm (f_y = 240 MPa), L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m ; remblai γ = 16.5 kN/m³, φ' = 36° ; sol de fondation φ' = 28°, c' = 50 kPa. Les efforts sont donnés par mètre de mur (par bande).

Que fait-il, que vérifie-t-on ?

THÉORIE

Le mur en sol ne tient seul qu'à l'angle de talus naturel. Si des **éléments tendus** minces (bandes d'acier galvanisé, géotextile, géogrille) sont disposés dans le remblai, le sol reprend la compression et le renfort la traction, et le **frottement** les maintient solidaires. Le parement (panneaux en béton, blocs ou enroulement du renfort) retient le sol et ne porte aucune autre charge.

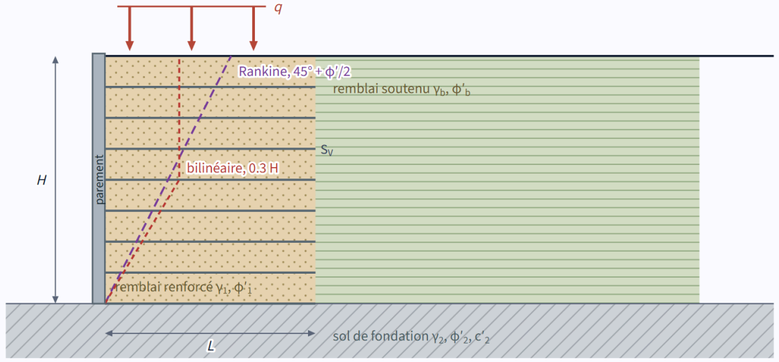
Stabilité interne : chaque niveau doit reprendre la traction (1) sans **rupture**, (2) sans **arrachement** en arrière de la surface de rupture, (3) sans **rupture** au parement (liaison).

Stabilité externe : le bloc renforcé de largeur L et de hauteur H est un **mur-poids** : il ne doit pas se renverser sous la poussée du remblai situé derrière lui, ne doit pas glisser sur sa base, et le sol de fondation doit pouvoir le porter.

Séisme : les deux séries de vérifications sont refaites, avec poussée dynamique + bloc et inertie de la zone efficace (les coefficients de sécurité requis valent 75 % de ceux du cas statique).

Le **remblai** doit être un matériau granulaire librement drainant ; la **stabilité générale** (surface de rupture passant par la fondation ou surface de rupture composite) sort du cadre de ce module.

Deux méthodes : l'approche de **Rankine** de la source et la **méthode simplifiée** du logiciel (FHWA/AASHTO) (la méthode avec laquelle le module s'ouvre).



Contraintes verticale et latérale, rapport K_r/K_a

THÉORIE

z est la profondeur depuis le sommet du mur, γ_1, φ'_1 sont le poids volumique et l'angle de frottement du remblai renforcé. Le remblai est à l'état actif :

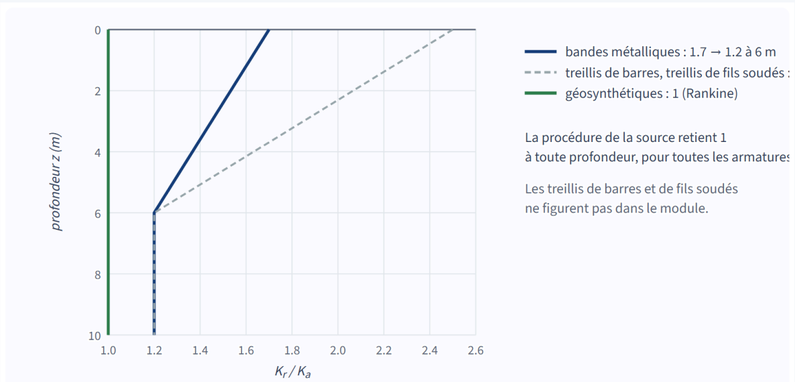
$$\sigma'_v = \gamma_1 z + q_D + q_L \qquad \sigma'_h = K_r\,(\gamma_1 z + q_D + q_L) \qquad K_a = \tan^2\!\left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2}\right)$$

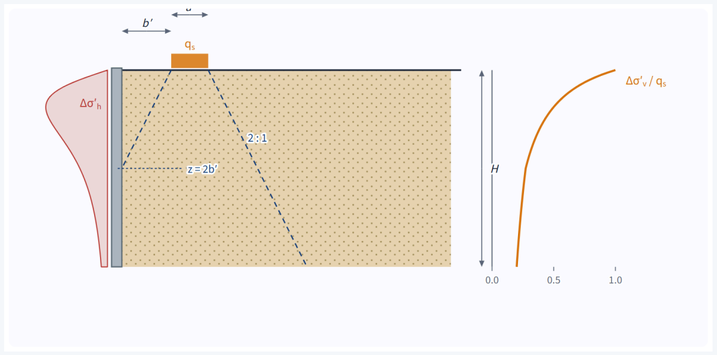
Un renfort rigide (inextensible) — bandes d'acier — maintient le remblai en partie haute **plus rigidement** que dans l'état de Rankine ; dans la méthode simplifiée, K_r/K_a est pris en fonction du type de renfort :

$$\text{tranches :}\ \frac{K_r}{K_a} = 1.7 - 0.5\frac{z}{6}\ (z \le 6\ \text{m}),\ \ 1.2\ \text{sous} \qquad \text{géosynthétique :}\ \frac{K_r}{K_a} = 1$$

Une surcharge uniforme augmente la contrainte verticale de q à toute profondeur et, par K_r, la contrainte latérale. Une surcharge **variable** (q_L) charge mais **ne retient pas** : elle n'entre ni dans le poids pour le renversement/glissement ni dans la contrainte verticale qui s'oppose à l'arrachement (du côté de la sécurité).

Charge en bande (Laba–Kennedy) : la contrainte verticale se diffuse selon 2:1, la pression latérale est la solution élastique pour un mur rigide (M = 1.4 → 1).





Énoncé

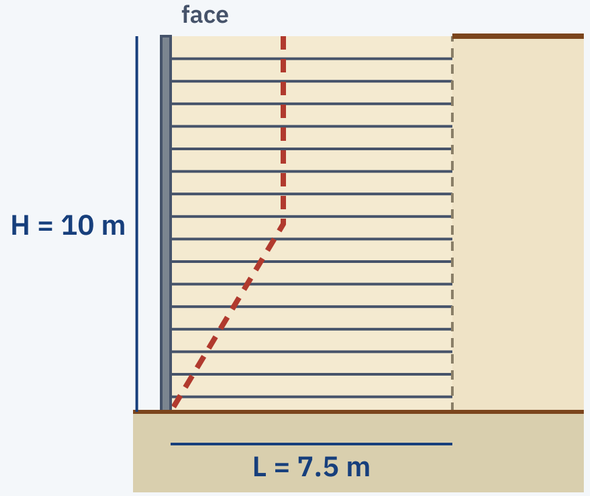
EXEMPLE

Données

Remblai	$\gamma_1 = 16.5\ \mathrm{kN/m^3}$, $\varphi'_1 = 36°$ **; bandes d'acier ; méthode simplifiée ; pas de surcharge**
Profondeurs	$z = 0.6;\ 3.0;\ 6.0$ **et** 10.0 **m (base)**

À DÉTERMINER

K_a, K_r/K_a, **σ'_v** et **σ'_h** à chaque profondeur ; où se situe la contrainte latérale maximale ?



Solution

SOLUTION

1 Coefficient de poussée

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

2 À chaque profondeur ($K_r/K_a = 1.7 - 0.5z/6$, $z \le 6$ m ; 1.2 au-delà 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**. Au niveau supérieur (z = 0.6 m), $K_r/K_a = 1.65$: 1.65 fois la valeur de Rankine. σ'_h augmente avec la profondeur ; la contrainte latérale maximale (et la traction) se situe à la base.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Longueur effective $L_e = L - L_a$

THÉORIE

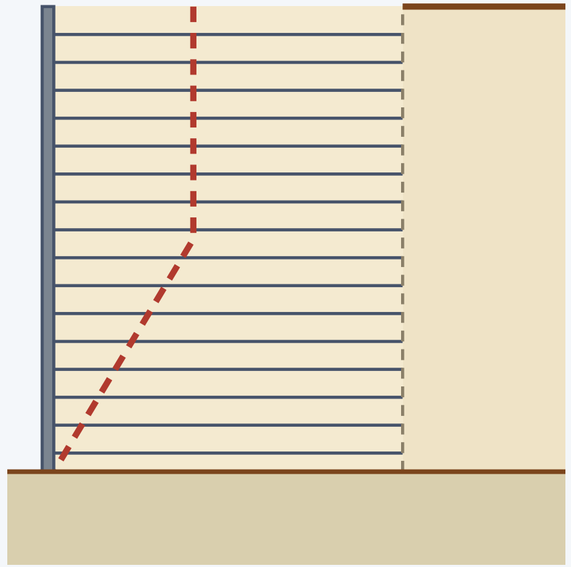
Le renfort travaille là où le remblai se romprait autrement. La **partie de chaque niveau située à l'intérieur de la zone de rupture** (entre le parement et la surface de rupture) suit le sol en mouvement et ne retient pas ; seule la **partie située derrière la surface** ancre le niveau : longueur active L_a et longueur efficace $L_e = L - L_a$.

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

Pour chaque renfort, la **source** retient le coin de Rankine partant de l'extrémité avant (45° + $\varphi'_1/2$ par rapport à l'horizontale) : pour $\varphi' = 36°$, 5.1 m du parement au sommet d'un mur de 10 m.

Avec des renforts rigides (bandes d'acier), les mesures placent la surface de traction maximale beaucoup plus près du parement : la pratique retient une surface **bilinéaire** — verticale à 0.3H du parement dans la moitié supérieure, puis droite jusqu'au talon. Avec la géosynthétique, Rankine est conservé.

Dans la méthode simplifiée du module, la bande d'acier prend la surface bilinéaire, le géosynthétique la surface de Rankine ; la méthode de la source est celle de Rankine dans les deux cas.



En rouge pointillé : surface de rupture bilinéaire (bande). Le coin de Rankine commence à 5.1 m du parement.

Énoncé

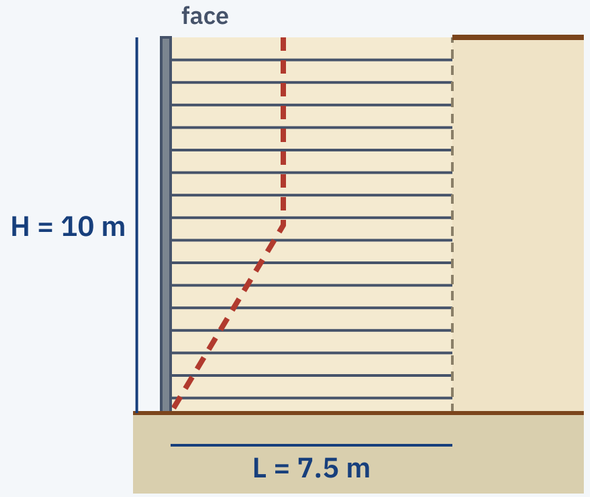
EXEMPLE

Données

Mur	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m, armatures en bandes d'acier ;** $\varphi'_1 = 36°$
Profondeurs	$z = 0;\ 0.6;\ 3;\ 5;\ 6;\ 9.4$ **m**

À DÉTERMINER

À chaque profondeur, $\mathbf{L_a}$ (bilinéaire et Rankine) et $\mathbf{L_e}$ avec la surface bilinéaire.



Solution

SOLUTION

1 Bilinéaire : pour z ≤ 5 m, 0.3H = 3.00 m ; pour z > 5 m, 0.6(H – z). Rankine : (H – z)/tan63° = (H – z)/1,963

z (m)	L_a bilinéaire (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

La surface bilinéaire est, aux niveaux supérieurs, plus proche du parement que celle de Rankine (z = 0.6 m : L_a = 3.00 m, Rankine 4.79 m) ; la **longueur effective est donc plus grande** (4.50 m, Rankine 2.71 m). En revanche, les niveaux supérieurs reprennent K_r/K_a fois plus de traction (Exemple 4).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Mise à niveau du palier et capacité portante des armatures

THÉORIE

Chaque niveau reprend la contrainte latérale du remblai sur une **hauteur tributaire** (S_V) limitée aux mi-hauteurs des niveaux voisins. La bande retient une largeur de remblai égale à l'espacement horizontal S_H ; la nappe et la géogrille étant continues, la traction est exprimée par mètre de mur :

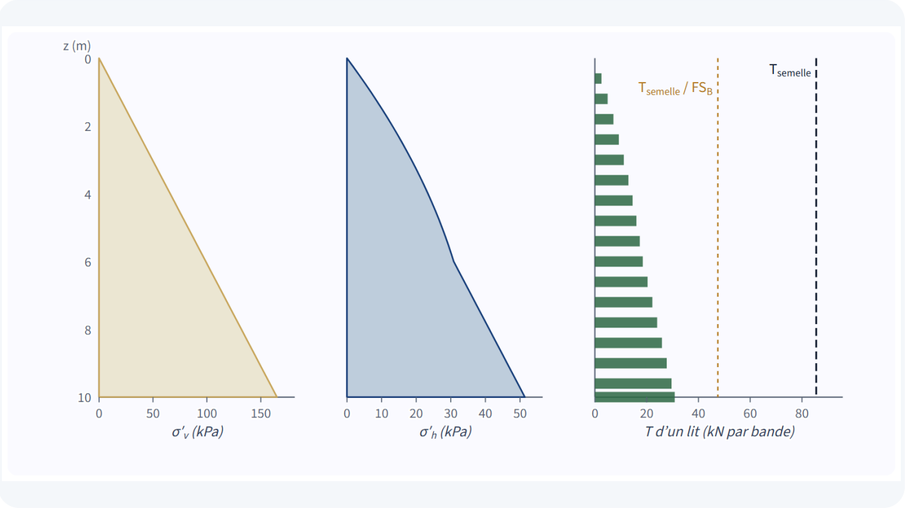
$$T = \sigma'_h S_V S_H \ \ \text{(par bande)} \qquad T = \sigma'_h S_V \ \ \text{(par mètre de mur)}$$

Bande (largeur w, épaisseur t, limite d'élasticité f_y) : l'acier galvanisé du remblai se corrode de 0.025–0.050 mm par an ; pour une durée de vie de calcul n, l'épaisseur diminue de r n :

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

Géosynthétique : la résistance à long terme est la résistance ultime en traction divisée par les coefficients d'endommagement, de fluage et de dégradation ; la grille ne couvre pas toujours l'ensemble du plan (C_r) :

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



Énoncé

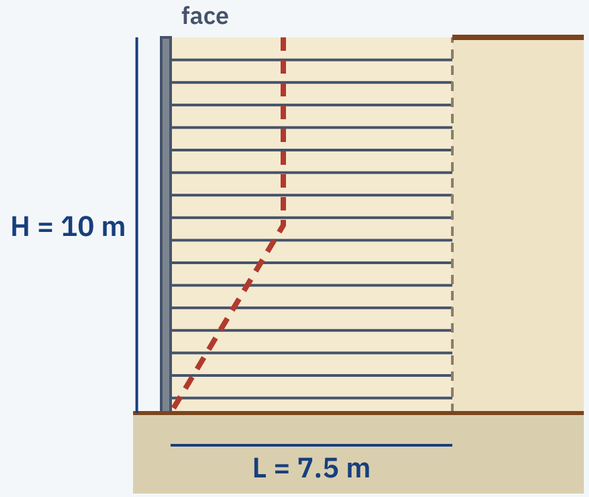
EXEMPLE

Données

Bande	**75 × 6 mm en place ; $f_y = 240$ MPa ; corrosion 0.025 mm/an, durée d'utilisation de projet 50 ans ; $S_V = 0.6$ m, $S_H = 1.0$ m**
Requis	$FS_B \geq 1.8$ **(application : 0.55 f_y sur la section corrodée)**

À DÉTERMINER

Traction maximale T_{max} (par bande) ; T_{cap}, FS_B ; épaisseur requise t_{req}.



Solution

SOLUTION

1 La traction maximale se situe au niveau de la base (z = 10 m ; σ'_h = 51.40 kPa)

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

2 Section corrodée et capacité portante

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

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

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

3 Épaisseur requise (en rétablissant la surépaisseur de corrosion)

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

FS_B = **2.77** ≥ 1.80 : une bande de 6 mm convient ; épaisseur requise **4.33 mm**. Le niveau critique est la base (k = 17).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Frottement à l'arrière de la surface de rupture

THÉORIE

Un niveau de renforts qui ne rompt pas peut néanmoins être **arraché** du remblai. En arrière de la surface de rupture, le remblai retient le renfort par frottement sur ses deux faces ; ce frottement vaut la contrainte verticale au-dessus du niveau multipliée par le coefficient mobilisé par le renfort :

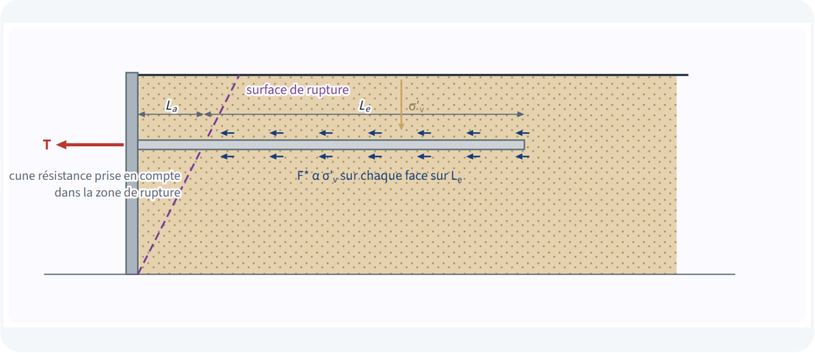
$$P_r = 2R_c\,F^*\alpha\,\sigma'_v\,L_e \qquad FS_P = \frac{P_r}{T} \qquad L_{req} = L_a + \frac{FS_P\,T}{2R_c F^*\alpha\,\sigma'_v}$$

F* coefficient de résistance à l'arrachement : tan φ′ pour les bandes (borne inférieure), ⅔ tan φ′ pour les géosynthétiques (borne inférieure du module ; déterminé par essai d'arrachement). **α** effet d'échelle : 1.0 pour les bandes, 0.8 pour la géogrille, 0.6 pour le géotextile.

R_c couverture : largeur de bande w pour une bande (par bande), C_r pour une géogrille (par mètre de mur), 1 pour une nappe. **σ'_v** est la contrainte verticale dans la zone résistante : $\gamma_1 z$ + surcharge permanente ; **la charge variable n'est pas prise en compte** (elle ne retient pas).

Pour une bande, T et P_r croissent avec la profondeur : dans la méthode de référence, la longueur effective requise est la même à chaque niveau ; dans la méthode simplifiée, les niveaux supérieurs reprennent K_r/K_a fois plus de traction et la longueur effective croît dans le même rapport.

Connexion : la traction T_{max} est transmise au parement ; la résistance est saisie à partir d'essais de connexion et vérifiée avec le coefficient de rupture.



Énoncé

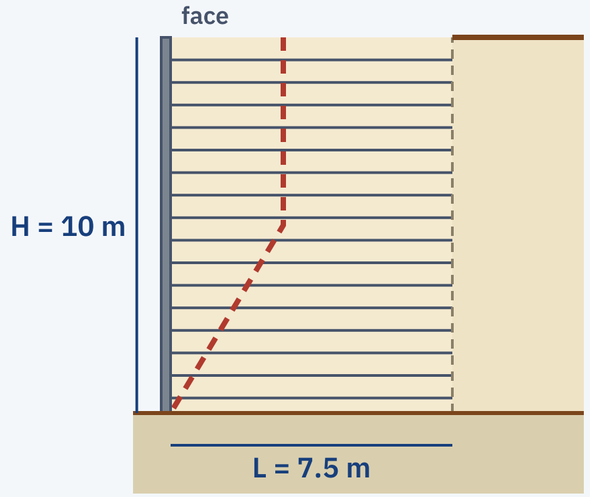
EXEMPLE

Données

Bande et sol	**Le mur des exemples 1–3 ;** $F^* = \tan 36^\circ = 0.727$, $\alpha = 1$ **;** $FS_P \geq 1.5$
Niveaux	**z = 0.6 m (1er niveau) et autres niveaux**

À DÉTERMINER

Au niveau 1 : **P_r**, **FS_P**, longueur requise **L_{req}** ; synthèse de tous les niveaux.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Niveau 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 Longueur requise : $L_{req} = L_a + FS_P T/(F^* \alpha \sigma'_v \cdot 2w)$

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

Solution (2/2)

SOLUTION

3 Synthèse de tous les niveaux

Niveau	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

La plus petite sécurité à l'arrachement est **FS_P = 1.91 au niveau 1** (1.5 requis) ; la plus grande longueur requise est **6.54 m** (L = 7.5 m suffit). Au niveau supérieur, la traction est faible, mais σ'_v l'étant aussi, c'est là que l'arrachement est le plus défavorable.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Le bloc est un mur-poids

THÉORIE

Le bloc renforcé dont la stabilité interne est assurée est **un bloc de sol de dimensions L × H** qui retient le remblai situé derrière lui. Le remblai retenu (γ_b, φ'_b) exerce sur la face arrière verticale du bloc la poussée active de Rankine ; la surcharge ajoute une poussée supplémentaire :

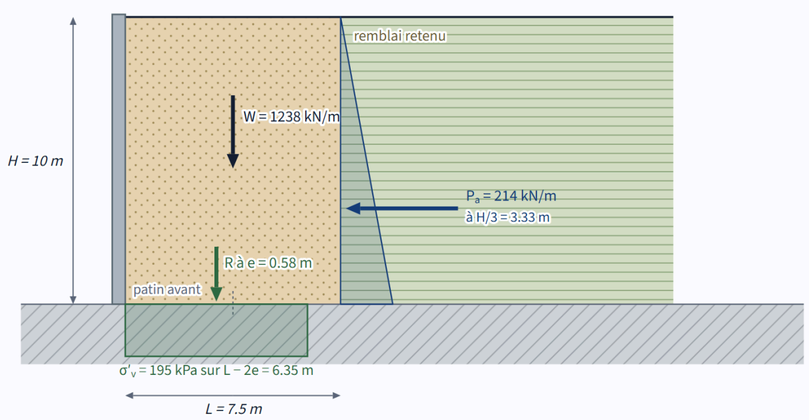
$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 \ \ (H/3) \qquad P_q = K_a\, q\, H \ \ (H/2) \qquad W = \gamma_1 H L \ \ (L/2)$$

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

Stabilisateurs : poids du bloc et surcharge **permanente**. La **charge d'exploitation ne résiste pas**, car elle peut être absente lorsque la poussée s'exerce (seules les charges sont concernées).

La même vérification se lit de deux façons : le **rapport des moments** ($FS_{ot} \geq 2$) et la position de la résultante : **e ≤ L/6** afin que la base reste entièrement comprimée (L/3 en cas de séisme).

Le parement et la partie encastrée devant lui ne sont pas inclus dans le poids stabilisateur (côté sécurité).



Énoncé

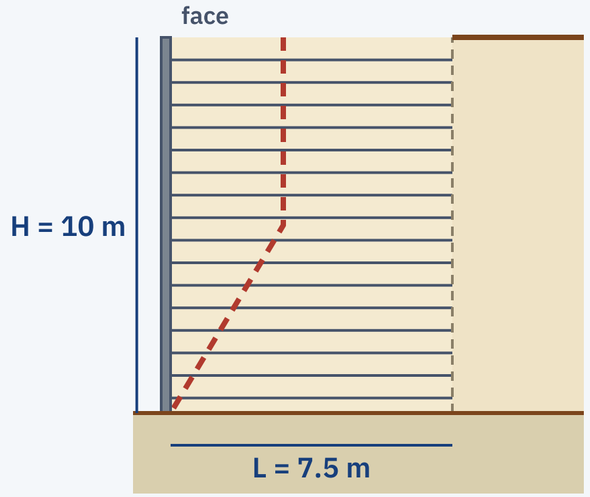
EXEMPLE

Données

Bloc	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m ; remblai renforcé** $\gamma_1 = 16.5$ **kN/m³**
Remblai retenu	**même sol (**$\gamma_b = 16.5$**,** $\varphi'_b = 36°$**) ; pas de surcharge**

À DÉTERMINER

P_a et M_O ; **W** et M_R ; **FS_{ot}** ; position de la résultante x_R et **e** (limite L/6).



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Poussée active (K_a = 0.2596) et moment de renversement

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

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

2 Poids du bloc et moment stabilisateur

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

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

Solution (2/2)

SOLUTION

3 Renversement et position de la résultante

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

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

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

Le coefficient de sécurité au renversement est de **6.50** (≥ 2.0) ; la résultante n'est décalée que de **0.58 m** par rapport au milieu de la base, vers le patin : la base est entièrement comprimée (e ≤ L/6 = 1.25 m).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Frottement à la base

THÉORIE

Si la poussée dépasse le frottement à la base, le bloc glisse sur sa base. **La source** prend le frottement avec k ≈ ⅔, comme pour un mur en béton reposant sur le sol ; à la base d'un bloc renforcé, en revanche, le **sol repose sur du sol** : la pratique retient l'angle de frottement du **plus faible** du remblai renforcé et du sol de fondation. Le module conserve le coefficient ⅔, choisit le sol le plus faible et ne compte pas la cohésion du sol de fondation :

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

ΣH : poussée du remblai retenu et (le cas échéant) poussée due à la surcharge ; ΣV : poids du bloc et surcharge permanente. **La charge d'exploitation intervient dans la poussée, pas dans ΣV.**

La méthode de la source (remblai seul, φ'_1) est aussi calculée ; si le sol de fondation est faible, la valeur du module est plus basse et c'est **elle qui est déterminante**.

Le glissement se résout en élargissant le bloc (ΣV augmente linéairement avec L) ; la longueur améliore en outre la résistance à l'arrachement et l'excentricité.

COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ REQUIS

Vérification	Statique (requis)	Séisme (requis, 75 %)
Rupture FS_B	1.80	1.35
Arrachement FS_P	1.50	1,125
Renversement FS_{ot}	2.00	1.50
Excentricité e	≤ L/6	≤ L/3
Glissement FS_{sl}	1.50	1,125
Coefficient de sécurité de capacité portante FS_{bc}	2.50	1,875

Les valeurs sismiques représentent 75 % des valeurs statiques (pour l'excentricité, L/6 → L/3). La charge d'exploitation est conservée dans les deux cas.

Énoncé

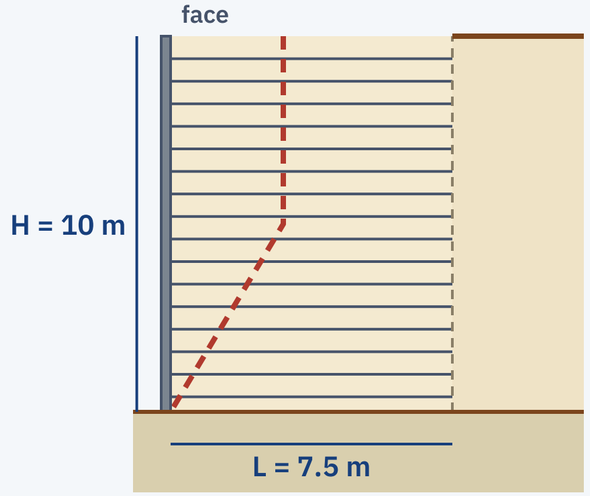
EXEMPLE

Données

Bloc	**Le bloc de l'exemple 5 ($\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m, $\Sigma H = P_a = 214.18$ kN/m)**
Sols	**remblai renforcé $\varphi'_1 = 36°$; sol de fondation $\varphi'_2 = 28°$ ($c'_2 = 50$ kPa, cohésion non prise en compte)**

À DÉTERMINER

FS_{sl} à partir du frottement à la base ; comparaison avec l'approche de la source (remblai seul).



Solution

SOLUTION

1 Sol faible : φ'_{min} = min(36°, 28°) = 28° (sol de fondation)

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

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

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

2 Chemin de la source (remblai seul, φ'_1 = 36°)

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

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

Le sol de fondation étant plus faible, le coefficient de sécurité au glissement est de **1.95** (2.57 selon la voie de la source) : le module retient la **plus petite** valeur comme déterminante ; elle est supérieure au 1.5 requis.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Le bloc de sol d'assise porte comme une semelle filante

THÉORIE

La source compare la capacité portante d'une semelle de largeur L posée à la surface du terrain, sans terme de profondeur, à la contrainte verticale à la base. Facteurs de capacité portante généraux (Vesic) : $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$:

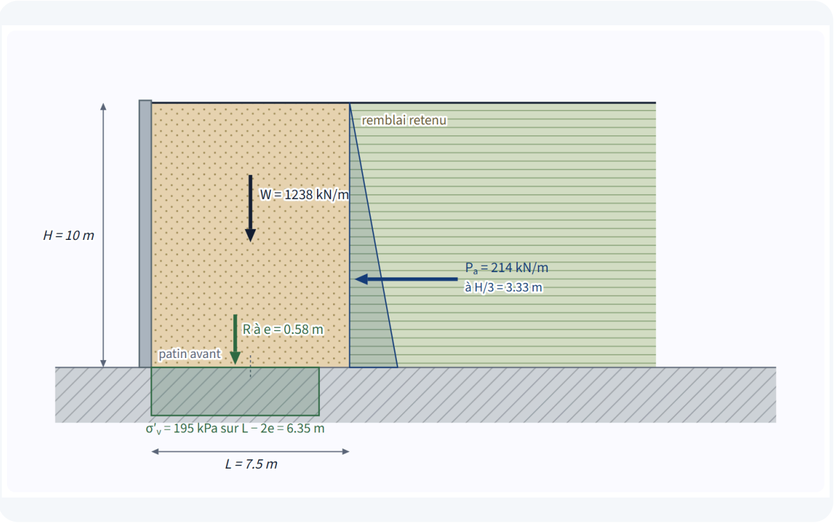
$$q_u = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma'_o},\ \ \sigma'_o = \gamma_1 H + q_D$$

Application (FHWA/AASHTO) : la résultante n'est pas au centre (e), et la contrainte au patin avant est supérieure à la moyenne ; c'est pourquoi la totalité de la charge verticale est répartie uniformément sur la **largeur effective de Meyerhof** L′ = L − 2e, et la capacité portante d'une semelle de cette largeur est calculée :

$$L' = L - 2e \qquad \sigma'_v = \frac{\Sigma V}{L'} \qquad q_u = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma'_v}$$

La pression est plus élevée et la fondation plus étroite : le coefficient de sécurité de Meyerhof est plus faible ; le module **calcule les deux et retient le plus petit** comme valeur déterminante.

Cette page présente une vérification à court terme (sans pression interstitielle) ; la stabilité générale et le tassement sont hors du champ du module.



Énoncé

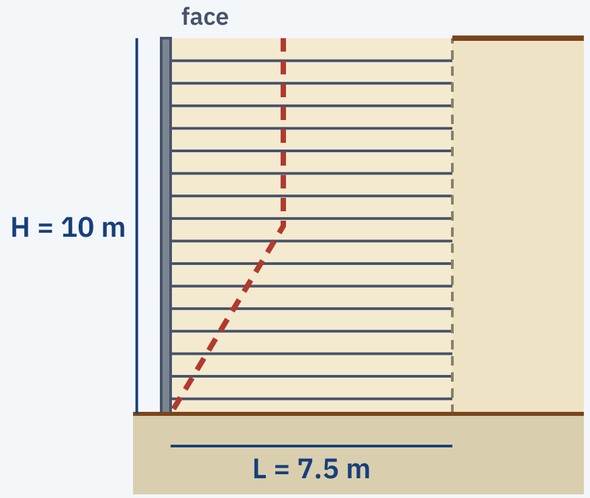
EXEMPLE

Données

Bloc	**Bloc de l'exemple 5 :** $\Sigma V = 1\,237.5$ **kN/m,** $e = 0.577$ **m**
Sol de fondation	$\varphi'_2 = 28°$**,** $c'_2 = 50$ **kPa,** $\gamma_2 = 17.3$ **kN/m³**

À DÉTERMINER

FS_{bc} selon l'approche de la source, **FS_{bc}** avec la largeur effective de Meyerhof ; valeur déterminante.



Solution

SOLUTION

1 Facteurs (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 Trajet de la source (largeur 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 Largeur effective de Meyerhof (e = 0.577 m)

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

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

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

La démarche de la source donne **14.39**, la largeur effective **11.32** : l'excentricité augmentant la pression et réduisant la largeur de la fondation, la **valeur de Meyerhof est déterminante** ; les deux sont bien supérieures à 2.5.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

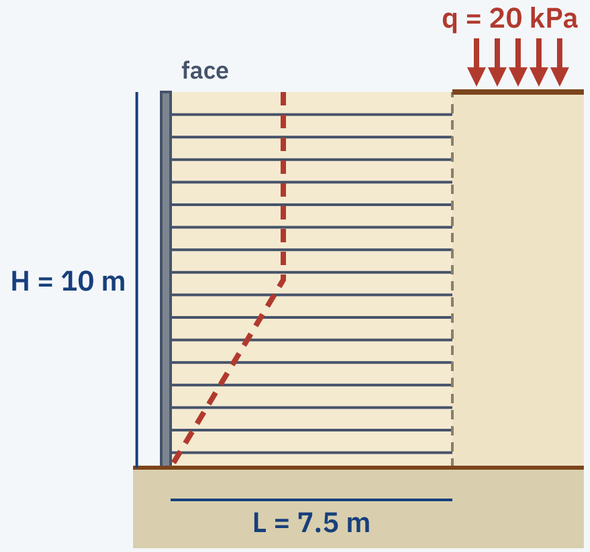
EXEMPLE

Données

Mur	**Mur de l'exemple 1–7 (H = 10 m, L = 7.5 m, bandes)**
Charge	**surcharge répartie d'exploitation $q_L = 20$ kPa au-dessus du mur (sur et derrière le bloc)**

À DÉTERMINER

Au niveau 1, **FS_P** ; à la base, **T_{max}**, FS_B ; vérifications externes (poussée, renversement, glissement, capacité portante).



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Niveau 1 (z = 0.6 m) : la surcharge augmente la contrainte latérale, mais pas la résistance à l'arrachement

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

$$P_r = 4.86\ \text{kN} \quad (\sigma'_v = \gamma_1 z = 9.9\ \text{kPa}\ ;\ \text{la charge d'exploitation n'est pas prise en compte})$$

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

2 Base : traction maximale et rupture

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

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

Au niveau 1, alors que la traction augmente (2.54 → **7.68 kN**), la résistance à l'arrachement **reste inchangée** : FS_P 1.91 → **0.63**. La résistance à la rupture est suffisante (2.47), mais la longueur requise atteint 13.68 m : la charge variable **sollicite, elle ne retient pas**.

Solution (2/2)

SOLUTION

3 Vérifications externes : la poussée augmente ; elle n'est pas prise en compte dans le poids

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

$$M_o = 713.9 + 51.92(5) = 973.6\ \text{kN·m/m} \qquad W = 1{,}237.5\ \text{kN/m (sans charge d'exploitation)}$$

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

4 Glissement et capacité portante (pour la capacité portante, la charge d'exploitation charge aussi la base)

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

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

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

La stabilité externe est suffisante (renversement 4.77, glissement 1.57, capacité portante 9.54), mais **l'arrachement n'est pas vérifié** ($FS_P = 0.63$) : pour un mur soumis à une charge d'exploitation, la longueur des niveaux supérieurs est déterminante.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

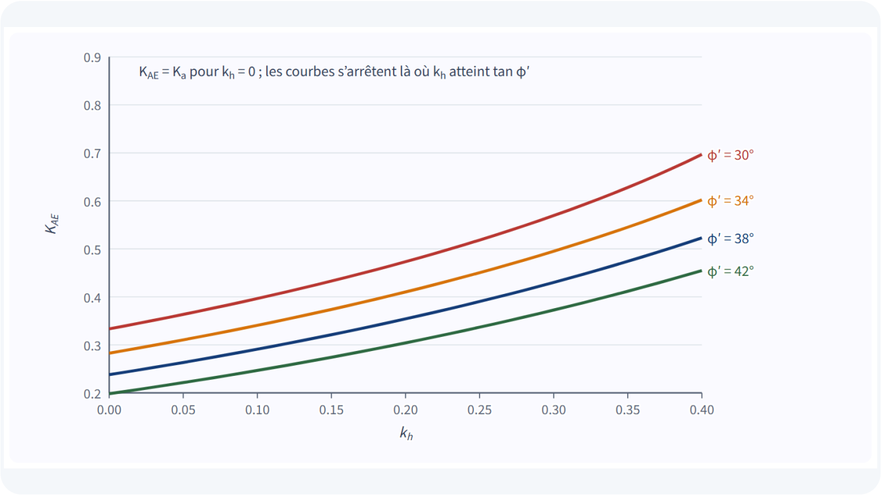
Poussée dynamique, inertie du bloc et inertie de la zone active

THÉORIE

Le séisme (pseudo-statique, k_h ; $k_v = 0$) ajoute trois forces : la poussée dynamique du remblai retenu (Mononobe–Okabe), l'inertie du bloc renforcé et l'**inertie de la zone active** retenue par les renforts :

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

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



La moitié de ΔP_{AE} est retenue (la poussée et l'inertie n'atteignent pas leurs valeurs maximales au même instant) ; P_{IR} uniquement pour le bloc de largeur 0.5H situé derrière le parement. La surcharge ne génère pas de force d'inertie.

Vérifications externes : $\Sigma H = P_a + ½\Delta P_{AE} + P_{IR}$; $e \le L/3$; les coefficients de sécurité valent 75 % de ceux du cas statique.

Vérifications internes : chaque niveau est de nouveau vérifié à la rupture avec $T + T_{md}$ et à l'arrachement avec **80 %** de F^* ; la charge d'exploitation est conservée comme en statique.

Énoncé

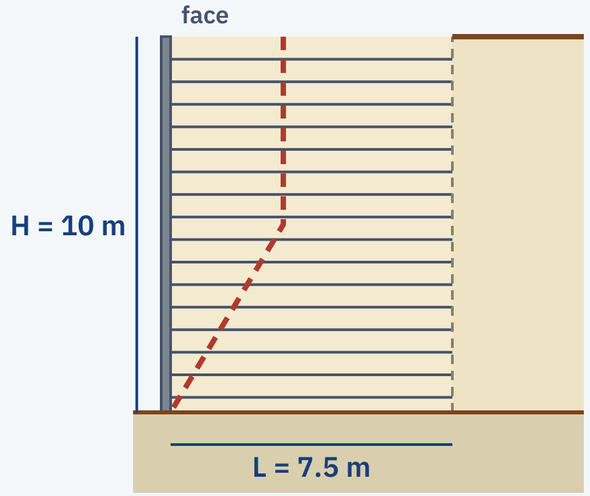
EXEMPLE

Données

Mur	**Mur des exemples 1–7 ; sans surcharge**
Séisme	**$k_h = 0.15$ ($k_v = 0$) ; FS requis égal à 75 % de la valeur statique ; $e \leq L/3$; à l'arrachement, F^* égal à 80 % de la valeur statique**

À DÉTERMINER

K_{AE}, ΔP_{AE}, P_{IR} ; vérifications externes ; inertie de la zone active et vérification de la rupture et de l'arrachement de chaque niveau avec **T + T_{md}**.



Solution (1/4)

SOLUTION

1 Angle et coefficient sismiques

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

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

2 Accroissement de la poussée dynamique, inertie du bloc et effort 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 Moment moteur

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

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

Solution (2/4)

SOLUTION

4 Renversement et excentricité (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 Glissement (sans butée frontale)

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

6 Capacité portante (Meyerhof)

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

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

Solution (3/4)

SOLUTION

7 Inertie de la zone active et sa répartition entre les niveaux

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

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

8 Lit 1 (z = 0.6 m, L_e = 4.50 m) : effort de rupture et arrachement

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

$$P_{r,E} = 0.8(4.855) = 3.884\ \text{kN} \quad (F^* \ 80\% \ \text{de la statique})$$

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

9 Niveau 17 (base, L_e = 7.50 m) : rupture

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

Solution (4/4)

SOLUTION

10 Synthèse des résultats (k_h = 0.15)

Vérification	Statique	Séisme	Requis (statique / séisme)	Conclusion (séisme)
Rupture FS_B (la plus petite)	2.77	2.41	1.80 / 1.35	Vérifié
Arrachement FS_P (minimum)	1.91	**0.74**	1.50 / 1,125	**Non satisfaite** (niveau 1)
Renversement FS_{ot}	6.50	3.00	2.00 / 1.50	Vérifié
Excentricité e (m)	0.58	1.25	≤ 1.25 / ≤ 2.50	Vérifié
Glissement FS_{sl}	1.95	**1.118**	1.50 / 1,125	**Non vérifié** (à la limite)
Coefficient de sécurité de capacité portante FS_{bc}	11.32	8.13	2.50 / 1,875	Vérifié

Le séisme abaisse **l'arrachement ($FS_{P,E}$ = 0.74) et le glissement ($FS_{sl,E}$ = 1.12)** sous la valeur requise ; le renversement, l'excentricité, la capacité portante et la rupture sont vérifiés. Aux niveaux supérieurs, la traction est faible, mais σ'_V l'étant aussi, **l'arrachement est le maillon le plus faible** : la longueur des renforts doit être augmentée (Exemple 10).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

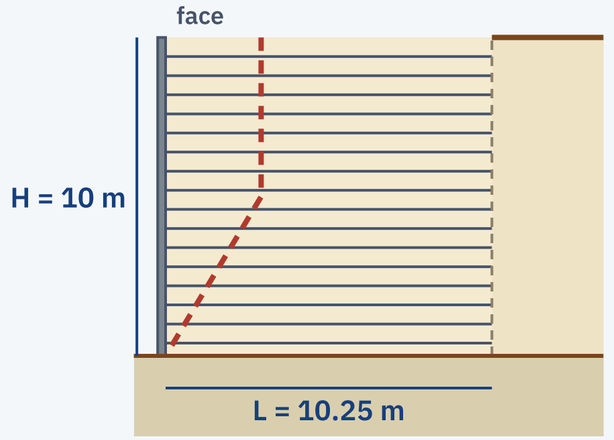
EXEMPLE

Données

Initial	**Exemple 9 : arrachement ($FS_{P,E} = 0.74$) et glissement ($FS_{sl,E} = 1.12$) insuffisants pour le séisme**
Variable	**longueur des bandes L (augmentée par pas de 0.25 m) ; S_V, S_H, la section des bandes et le remblai restent identiques**

À DÉTERMINER

L minimale : les vérifications sismiques ($FS_{P,E} \geq 1.125$; $FS_{sl,E} \geq 1.125$; $e \leq L/3$) doivent être satisfaites ; **tableau de L**.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Coefficients de sécurité lorsque la longueur augmente (en gras : inférieurs à la valeur requise)

L (m)	$FS_{P,E}$ (≥ 1,125)	$FS_{sl,E}$ (≥ 1,125)	e_E / (L/3) (m)	FS_P statique	FS_{sl} statique	FS_{bc} statique
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

Pour L = 7.5 m, l'arrachement (0.74) et le glissement (1.12) sont insuffisants ; **l'arrachement est déterminant** : même pour L = 9.5 m, on a 1.03 < 1.125. Lorsque la longueur augmente, la longueur effective L_e (arrachement) et le poids du bloc (glissement, excentricité) augmentent tous deux.

Solution (2/2)

SOLUTION

2 Plus petite longueur par pas 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 Cas statique avec cette longueur (vérification)

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

Pour le cas sismique, il faut **L = 10.25 m** (≈ 1.02 H) ; les coefficients de sécurité statiques sont très élevés avec cette longueur. Le même résultat peut aussi être recherché en resserrant les renforts (S_V, S_H) ou avec des bandes plus larges / des renforts revêtus ; la longueur est le facteur le plus direct.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

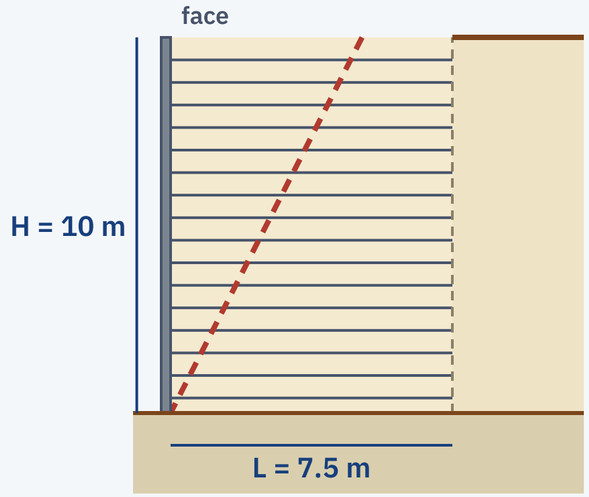
EXEMPLE

Données

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

À DÉTERMINER

T_{all}, T_{cap}, T_{max} (par mètre de mur), **FS_B**, S_V requis ; au niveau 1, **FS_P** et L_{req}.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Résistance et capacité à long terme

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

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

2 Traction et rupture ($K_r = K_a$)

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

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

L'espacement mis en place (0.6 m) est trop grand : le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est 1.25 < 1.8 ; l'espacement requis est **$S_V \leq 0.415$ m** (ou une géogrille plus résistante).

Solution (2/2)

SOLUTION

3 Niveau 1 (z = 0.6 m) : surface 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 Arrachement (par mètre de mur, $R_c = C_r = 0.8$)

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

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

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

Avec la géosynthétique, l'arrachement est largement assuré (FS_P = 10.79), la longueur requise suit le coin de Rankine : **L_{req} = 5.17 m** (< 7.5 m). Le mode déterminant est la **rupture** : elle se règle par la résistance de calcul et l'espacement.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

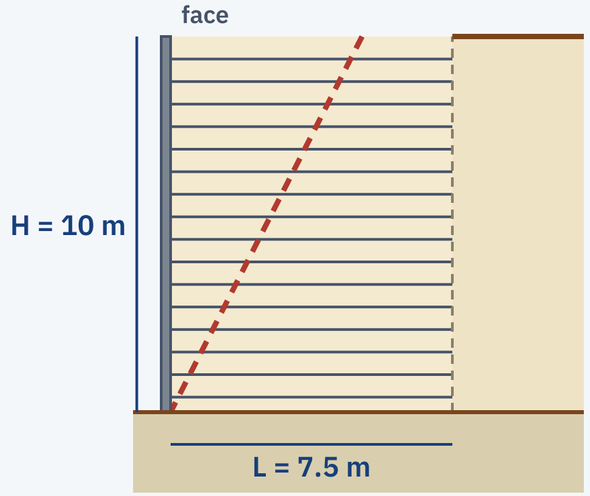
EXEMPLE

Données

Mur	**H = 10 m, L = 7.5 m, $S_V = 0.6$ m ; remblai $\varphi'_1 = 36^\circ$; même sol de fondation**
Cas	**méthode simplifiée, approche de Rankine de la source, charge d'exploitation, charge en bande, géogrille, renfort court**

À DÉTERMINER

Écrire côte à côte les **coefficients de sécurité** des sept cas et commenter les écarts.



Solution

SOLUTION

1 Le même mur, sept cas (statique)

État	FS_B	FS_P	L_{req} (m)	FS_{ot}	e (m)	FS_{sl}	FS_{bc}
Ouverture : simplifiée, tranches, L = 7.5 m	2.77	1.91	6.54	6.50	0.58	1.95	11.32
Approche de Rankine de la source (mêmes bandes)	3.33	1.90	6.93	6.50	0.58	1.95	11.32
Approche de Rankine, L = 13.5 m	3.33	6.09	6.93	21.06	0.32	3.51	18.18
Surcharge d'exploitation q_L = 20 kPa	2.47	0.63	13.68	4.77	0.79	1.57	9.54
Charge en bande 60 kPa (a′ = 2 m, b′ = 1 m)	2.74	1.32	8.13	3.66	1.14	1.55	7.87
Géogrille 150 kN/m (Rankine, α = 0.8)	1.25	10.79	5.17	6.50	0.58	1.95	11.32
Bandes L = 7 m (0.7H)	2.77	1.70	6.54	5.66	0.62	1.82	10.60

L'approche de Rankine utilise K_a à la base : la traction est faible (T_{max} 25.7 kN), la rupture est élevée (3.33), mais la longueur requise en haut est de 6.93 m. **La charge d'exploitation** réduit tous les coefficients de sécurité (FS_P 0.63 : sous charge, l'ouvrage ne tient pas) ; la **charge en bande** les réduit moins (FS_P 1.32), car elle s'oppose comme poids au-dessus du bloc. Dans la géogrille, l'arrachement est largement assuré et **la rupture est déterminante** (FS_B 1.25). Avec L = 7 m, les bandes sont encore suffisantes (FS_P 1.70, e = 0.62 m).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Étendue de la solution

THÉORIE

Le **remblai** est un matériau granulaire librement drainant (pas de pression interstitielle) ; il n'y a **pas** d'eau souterraine dans le mur ou derrière lui, ni de remblai incliné au-dessus du mur.

Les **niveaux** se situent aux profondeurs S_V, $2S_V$, … ; une longueur de renfort unique, une section trapézoïdale et des niveaux de longueurs différentes ne sont pas modélisés. Les treillis de barres/fils ($K_r/K_a \geq 2.5$) et la valeur de F* variable avec la profondeur des bandes nervurées sont hors du champ.

Charges : surcharge répartie (permanente/d'exploitation) et charges en bande (Laba–Kennedy ; superposées). Les charges ponctuelles et linéiques ne sont pas modélisées.

Le **parement** ne porte aucune charge ; la liaison n'est vérifiée, par un coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture, que si une résistance est saisie ; la partie enterrée devant le mur n'est pas prise en compte.

Non vérifiés : stabilité générale et composée (analyse de stabilité des pentes), tassement et tassement différentiel, drainage, parement, phases de travaux.

Les vérifications sont conduites en **contraintes admissibles** (coefficients de sécurité globaux) ; les coefficients de charge et de résistance AASHTO LRFD/GEC 11 ne sont pas utilisés. Pour un mur important, les données du produit, la stabilité générale et le tassement doivent être traités séparément.

Synthèse

Points à retenir

Sol renforcé : la pression du sol est reprise par la traction des renforts, la liaison étant assurée par le frottement. Stabilité interne : rupture, arrachement, (connexion) ; stabilité externe : renversement, glissement, capacité portante pour le bloc L × H

Contrainte : $\sigma'_h = K_r \sigma'_v$; pour les bandes, $K_r/K_a = 1.7 \rightarrow 1.2$ (jusqu'à 6 m), et 1 pour les géosynthétiques. **Traction** : $T = \sigma'_h S_V S_H$; la traction maximale se situe à la base

Rupture : $T_{cap} = w(t - rn)f_y$ (bande) ou $T_{all} C_r$ (géosynthétique) ; **arrachement** : $P_r = 2R_c F^* \alpha \sigma'_v L_e$, L_e étant situé derrière la surface de rupture (bilinéaire / Rankine)

Vérifications externes : FS_{ot}, $e \leq L/6$, $FS_{sl} = \Sigma V \tan(\frac{2}{3}\varphi'_{min})/\Sigma H$, capacité portante (source et Meyerhof $L' = L - 2e$, la plus petite)

La charge d'exploitation sollicite, elle ne retient pas : elle augmente la traction et la poussée, et n'intervient ni dans l'arrachement ni dans le poids ; dans l'exemple, FS_P passe de 1.91 à 0.63

Séisme : ΔP_{AE} (la moitié, à 0.6H), P_{IR}, $P_i \rightarrow T_{md}$; le FS requis vaut 75 % de celui du cas statique ; le mur d'exemple **n'est pas vérifié à l'arrachement (0.74) ni au glissement (1.12)**, et l'est avec L = 10.25 m

Géogrille : $T_{all} = T_{ult}/(RF_{id} RF_{cr} RF_{cbd})$; la rupture est déterminante ($S_{V,req}$ = 0.415 m), l'arrachement est largement satisfait

Références bibliographiques

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning, Boston. Chapitre 13, paragraphes 13.10 à 13.17 : renforcement des sols, dimensionnement des murs avec bandes métalliques, géotextiles et géogrilles ; tableau 4.2 pour les facteurs de capacité portante.

Berg, R.R., Christopher, B.R. and 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., Section 11.10, Mechanically stabilized earth walls.

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

Laba, J.T. and 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. and 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. and 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.

REMARQUE

Tous les exemples numériques ont été produits avec le moteur de calcul propre du module ; le module donne les mêmes valeurs. L'exemple étape par étape de la page du module concerne également ce mur (H = 10 m, bande galvanisée 75 × 6 mm, L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m).

Calculs géotechniques en ligne

De la théorie à la pratique

Renseigner dans GeoTerva la hauteur du mur étudié, ses renforts (bande, géogrille, géotextile), le remblai, la surcharge et le coefficient sismique ; le module fournit ensemble la sécurité vis-à-vis de la rupture et de l'arrachement de chaque niveau, les vérifications externes du bloc et la longueur requise.

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