Présentation de cours de géotechnique · Fondations

Capacité portante d'une semelle filante en cas de séisme

Cours : des deux coins de Coulomb de Richards, Elms et Budhu aux coefficients statiques de capacité portante, aux coefficients de Mononobe–Okabe en cas de séisme et à l'ampleur de la réduction due au séisme ; exemple de calcul pour chaque sujet.

Deux coins de Coulomb

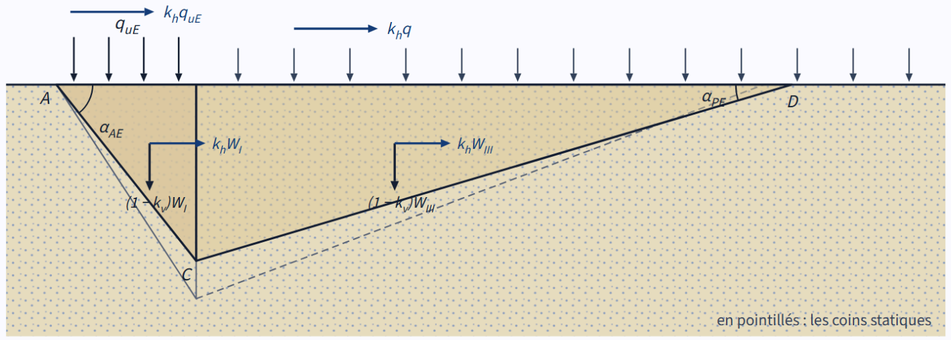
$K_A \cdot K_P \cdot \alpha_A$

Mononobe–Okabe

$\theta = \tan^{-1} k_h/(1-k_v)$

Effet du séisme

Exemples de calcul



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

Que verrons-nous dans ce cours ?

- Établir le mécanisme de capacité portante d'une semelle filante **à l'aide de deux coins de Coulomb** (actif ABC, passif BCD)
- Déterminer les valeurs de $\mathbf{K_A}$, $\mathbf{K_P}$, $\boldsymbol{\alpha_A}$, $\boldsymbol{\alpha_P}$ puis, à partir de celles-ci, les facteurs $\mathbf{N_q}$, $\mathbf{N_\gamma}$, $\mathbf{N_c}$ à l'aide d'expressions sous forme fermée
- Considérer le séisme comme une force **pseudo-statique** : $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$ et coefficients de **Mononobe–Okabe** K_{AE}, K_{PE}
- Calculer la **capacité portante sismique q_{uE}** et son rapport à la valeur statique
- Interpréter la sensibilité à k_h et à k_v et la **limite $\theta \geq \varphi$**
- Déduire de q_{uE} la contrainte admissible et **vérifier** la semelle

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

Exemple de semelle, modèle ouvert par le module : semelle filante de 1.5 m de largeur, D_f = 1 m, c = 30 kPa, φ' = 25°, γ = 17 kN/m³, k_h = 0.25.

Deux coins de Coulomb au lieu d'une spirale logarithmique

THÉORIE

Richards, Elms et Budhu (1993) ont proposé, pour une semelle filante, une théorie **applicable également au chargement sismique**. À la place de la spirale logarithmique de Terzaghi ou de Meyerhof, elle utilise une surface de rupture simple composée de **deux coins de Coulomb** ; chaque coefficient s'obtient donc **sous forme analytique**.

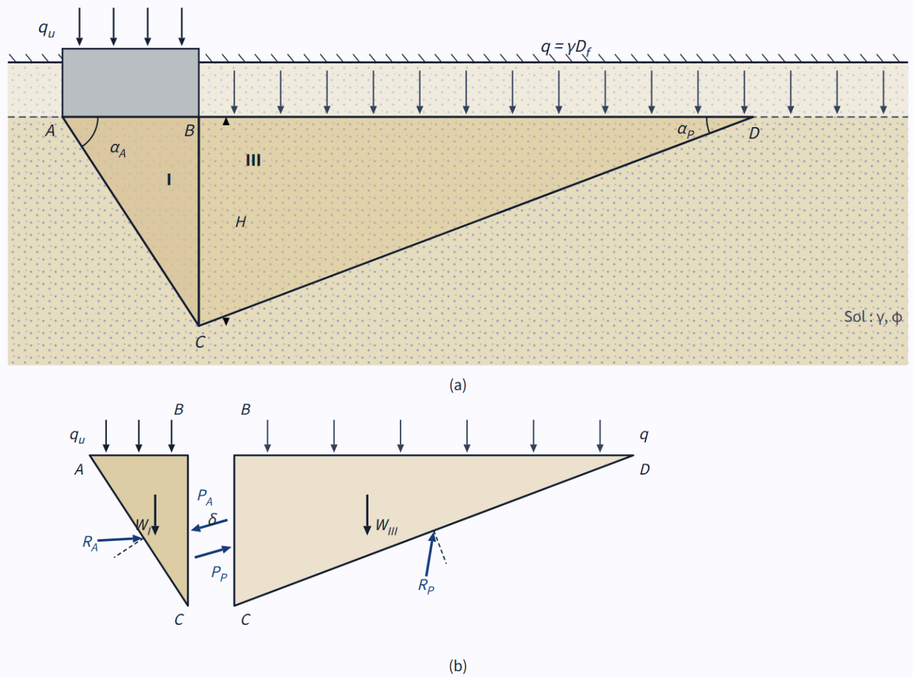
Semelle filante, largeur B, profondeur D_f ; le sol au-dessus de la base n'agit que comme une surcharge $q = \gamma D_f$.

sol c–φ, $\varphi > 0$; pas de nappe phréatique dans la zone de rupture.

Force de masse pseudo-statique due au séisme : les coefficients horizontal et vertical k_h, k_v agissent sur les coins et sur les charges.

Frottement sol-écran $\delta = \varphi/2$ sur l'interface verticale entre les deux coins (recommandation des auteurs).

Le coin situé sous la semelle est **actif** (ABC), celui qui se trouve à côté est **passif** (BCD) ; les deux se rejoignent sur la face BC (hauteur H).



Angles des coins et coefficients de Coulomb

THÉORIE

Les inclinaisons de coin αA et αP sont les angles des **coins critiques de Coulomb** (mesurés depuis l'horizontale) :

$$\alpha_A = \varphi + \tan^{-1}\left\{\frac{[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}-\tan\varphi}{1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

$$\alpha_P = -\varphi + \tan^{-1}\left\{\frac{[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}+\tan\varphi}{1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

Les composantes horizontales des forces de Coulomb s'écrivent avec les coefficients suivants :

$$K_A = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right]^2} \qquad K_P = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

NOTATIONS

δ = φ/2 : frottement sol-écran entre les coins

α_A : angle du plan incliné AC avec l'horizontale

α_P : angle du plan incliné CD avec l'horizontale

P_A, P_P : forces de Coulomb sur la face BC

R_A, R_P : résultantes sur les plans inclinés

W_I, W_{III} : poids des coins

Énoncé

EXEMPLE

Données

Sol	$\varphi' = 25°$ **(le modèle ouvert par le module)**
Frottement du mur	$\delta = \varphi/2 = 12.5°$

À DÉTERMINER

Déterminer les coefficients **K_A, K_P** et les angles de coin **α_A, α_P**.

Solution (1/2)

SOLUTION

1 Terme racine commun (sin 37.5° = 0.6088 ; sin 25° = 0.4226 ; cos 12.5° = 0.9763)

$$\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}} = \sqrt{\frac{0.6088\cdot 0.4226}{0.9763}} = \mathbf{0.5133}$$

2 K_A et K_P ($\cos^2 25° = 0.8214$)

$$K_A = \frac{0.8214}{0.9763(1+0.5133)^2} = \mathbf{0.3674} \qquad K_P = \frac{0.8214}{0.9763(1-0.5133)^2} = \mathbf{3.5524}$$

Solution (2/2)

SOLUTION

3 Terme sous radical (tan φ = 0.4663 ; cot φ = 2.1445 ; tan δ = 0.2217)

$$[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}=[0.4663(2.6108)(1.4754)]^{0.5}=1.3402$$

$$1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)=1.5788$$

4 Angles des coins

$$\alpha_A=25^\circ+\tan^{-1}\frac{1.3402-0.4663}{1.5788}=25^\circ+28.97^\circ=\mathbf{53.97}^\circ$$

$$\alpha_P=-25^\circ+\tan^{-1}\frac{1.3402+0.4663}{1.5788}=-25^\circ+48.85^\circ=\mathbf{23.85}^\circ$$

Le coin actif est raide (α_A = 53.97°), le coin passif est plat (α_P = 23.85°). Hauteur du coin H = B tan α_A = 1.5 × 1.375 = **2.06 m**.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Équilibre horizontal sur la face BC

THÉORIE

On considère uniquement la surcharge (φ ≠ 0, γ = 0, q ≠ 0) ; soit q'_u la contrainte sous la fondation. Sur la face BC, les forces horizontales s'équilibrent :

$$P_A \cos\delta = P_P \cos\delta$$

Avec une surcharge uniforme, chaque force est égale au coefficient de pression × surcharge × H : q'_u du côté de la poussée, q du côté de la butée :

$$P_A \cos\delta = q'_u K_A H \qquad P_P \cos\delta = q\, K_P H$$

Lorsque les deux sont égalés, H se simplifie et **N_q** devient le rapport de deux coefficients de Coulomb :

$$q'_u = q\,\frac{K_P}{K_A} = q\,N_q \qquad N_q = \frac{K_P}{K_A}$$

NEDEN ORAN?

Le coin actif sous la fondation pousse latéralement le coin passif adjacent. Les deux côtés s'appuient l'un sur l'autre à la même hauteur H et avec le même δ ; c'est pourquoi seul le **rapport** des deux résistances du sol détermine l'équilibre.

Le poids des coins intervient par H = B tan α_A

THÉORIE

Considérons maintenant le poids seul (φ ≠ 0, γ ≠ 0, q = 0) ; la pression de la fondation est q''_u. Du côté actif, elle s'ajoute au poids comme une surcharge ; du côté passif, seul le poids agit :

$$P_A \cos\delta = q''_u H K_A + \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_A \qquad P_P \cos\delta = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_P$$

En égalant :

$$q''_u = \tfrac{1}{2}\gamma H \left(\frac{K_P}{K_A} - 1\right)$$

La hauteur de la face provient du coin actif, H = B tan α_A ; on obtient ainsi **N_γ** :

$$q''_u = \tfrac{1}{2}\gamma B\, N_\gamma \qquad N_\gamma = \tan\alpha_A \left(\frac{K_P}{K_A} - 1\right)$$

COMMENTAIRE

N_γ dépend de la profondeur du coin : le facteur **tan α_A** indique le degré de raideur du coin. Un coin raide (grand α_A) descend plus profondément et le terme de poids propre augmente.

Superposition et N_c

THÉORIE

Les termes de surcharge et de poids sont additionnés (superposition) :

$$q_u = q'_u + q''_u = q\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$$

Pour la cohésion, à φ = 0, l'analyse du coin de Coulomb donne $N_c = 6$; par souci de concision, les auteurs utilisent la relation connue :

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi \qquad q_u = c\,N_c + q\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$$

Cette valeur **statique** est la capacité portante de ces deux coins ; elle **diffère** des coefficients de type Prandtl de Terzaghi, Meyerhof, Hansen ou Vesic (φ = 25° : N_q = 9.67 ; Prandtl–Reissner 10.66).

La capacité portante sismique s'obtient en **réduisant** cette valeur ; le module présente les deux côte à côte.

COEFFICIENTS STATIQUES (δ = φ/2)

φ′	δ	α_A	N_q	N_γ	N_c
5	2.5	42.22	1.53	0.49	6.11
10	5.0	45.19	2.37	1.38	7.77
15	7.5	48.13	3.70	3.02	10.09
20	10.0	51.06	5.90	6.06	13.46
25	12.5	53.97	9.67	11.92	18.59
30	15.0	56.86	16.51	23.76	26.86
35	17.5	59.74	29.89	49.52	41.26
40	20.0	62.60	59.03	111.96	69.16
45	22.5	65.45	133.87	290.89	132.87

Énoncé

EXEMPLE

Données

Fondation	**semelle filante (continue), B = 1.5 m, profondeur de la base D_f = 1.0 m**
Sol	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Poids volumique	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$ **; nappe phréatique hors de la zone de rupture**
Exemple précédent	$K_A = 0.3674,\ K_P = 3.5524,\ \alpha_A = 53.97^\circ$

À DÉTERMINER

Déterminer **N_q, N_γ, N_c** ainsi que la valeur statique de **q_u**.

Solution

SOLUTION

1 Facteurs de capacité portante (tan 53.97° = 1.3748)

$$N_q = \frac{K_P}{K_A} = \frac{3.5524}{0.3674} = \mathbf{9.67} \qquad N_c = \frac{9.67 - 1}{0.4663} = \mathbf{18.59}$$

$$N_\gamma = 1.3748(9.67 - 1) = \mathbf{11.92}$$

2 Capacité portante statique (q = γ D_f = 17 kPa)

$$q_u = 30(18.59) + 17(9.67) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(11.92)$$
$$= 557.8 + 164.4 + 152.0 = \mathbf{874.14}\ \mathrm{kPa}$$

Capacité portante statique : **874.14 kPa** ; terme de cohésion 64 %, surcharge 19 %, poids propre 17 %. Le séisme réduira cette valeur (section suivante).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Angle θ et coefficients de Mononobe–Okabe

THÉORIE

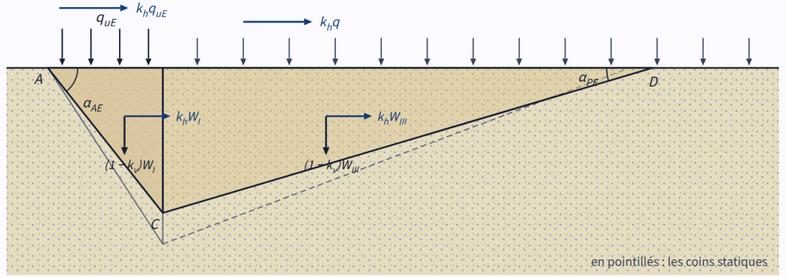
Sous séisme, les deux mêmes coins sont résolus **avec des forces d'inertie pseudo-statiques**. La résultante du poids et de la force d'inertie s'incline de θ par rapport à la verticale ; les coins sont calculés avec α = φ − θ au lieu de φ :

$$\theta = \tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v} \qquad \alpha = \varphi - \theta$$

Les coefficients de Coulomb deviennent les coefficients de **Mononobe–Okabe** :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right]^2}$$



Pour θ = 0, chaque expression sismique se ramène à sa forme statique : $K_{AE} = K_A$, $K_{PE} = K_P$.

Lorsque l'accélération horizontale augmente, α diminue : les coins s'aplatissent, le mécanisme devient moins profond.

Énoncé

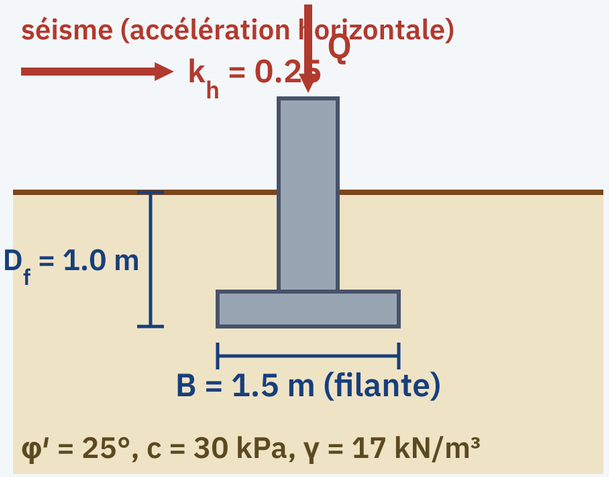
EXEMPLE

Données

Fondation	**semelle filante (continue), B = 1.5 m, profondeur de la base D_f = 1.0 m**
Sol	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Poids volumique	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$ **; nappe phréatique hors de la zone de rupture**
Séisme	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Frottement du mur	$\delta = 12.5^\circ$

À DÉTERMINER

Déterminer **θ**, α = φ − θ et les valeurs de **K_{AE}, K_{PE}**.



Solution

SOLUTION

1 L'angle d'inclinaison et le terme sous la racine (sin 37.5° = 0.6088 ; sin α = 0.1901 ; cos(δ + θ) = cos 26.54° = 0.8945)

$$\theta = \tan^{-1}\frac{0.25}{1-0} = \mathbf{14.04}^\circ \qquad \alpha = \varphi - \theta = 10.96^\circ$$

$$\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\alpha}{\cos(\delta+\theta)}} = \sqrt{\frac{0.6088\cdot 0.1902}{0.8947}} = \mathbf{0.3597}$$

2 K_{AE} et K_{PE} ($\cos^2\alpha = 0.9638$; $\cos\theta = 0.9701$)

$$K_{AE} = \frac{0.9638}{0.9701(0.8947)(1+0.3597)^2} = \mathbf{0.6006}$$

$$K_{PE} = \frac{0.9638}{0.9701(0.8947)(1-0.3597)^2} = \mathbf{2.7089}$$

Le séisme **augmente** K_A : 0.367 → 0.601, et **diminue** K_P : 3.552 → 2.709.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Angles du coin, coefficients et q_{uE}

THÉORIE

$$\alpha_{AE} = \alpha + \tan^{-1}\left\{\frac{\sqrt{(1+\tan^2\alpha)\,[1+\tan(\delta+\theta)\cot\alpha]} - \tan\alpha}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha)}\right\}$$

$$\alpha_{PE} = -\alpha + \tan^{-1}\left\{\frac{\sqrt{(1+\tan^2\alpha)\,[1+\tan(\delta-\theta)\cot\alpha]} + \tan\alpha}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha)}\right\}$$

L'équilibre étant identique, les coefficients conservent la même forme :

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \qquad N_{\gamma E} = \tan\alpha_{AE}\left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1\right) \qquad N_{cE} \approx (N_{qE}-1)\cot\varphi$$

$$q_{uE} = c\,N_{cE} + q\,N_{qE} + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_{\gamma E}$$

REMARQUE

Pour N_{cE}, la relation statique est **transposée** au cas sismique (les auteurs formulent la théorie pour un sol granulaire). Lorsque c > 0, le module le signale comme hypothèse et donne la sensibilité pour c = 0.

Énoncé

EXEMPLE

Données

Fondation	**semelle filante (continue), B = 1.5 m, profondeur de la base D_f = 1.0 m**
Sol	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Poids volumique	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$ **; nappe phréatique hors de la zone de rupture**
Séisme	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Exemple précédent	$\theta = 14.04^\circ,\ K_{AE} = 0.6006,\ K_{PE} = 2.7089$

À DÉTERMINER

Déterminer **α_{AE}, N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE}** et leurs rapports aux coefficients statiques.

Solution (1/2)

SOLUTION

1 α = 10.96°: tan α = 0.1937, cot α = 5.1620, tan(δ + θ) = tan 26.54° = 0.4994

$$\sqrt{(1+\tan^2\alpha)(1+\tan(\delta+\theta)\cot\alpha)} = \sqrt{1.0375(3.5777)} = 1.9267$$

$$1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha) = 3.6745$$

2 Angle du coin en séisme (α_A statique = 53.97°)

$$\alpha_{AE} = 10.96^\circ + \tan^{-1}\frac{1.9267-0.1937}{3.6745} = 10.96^\circ + 25.25^\circ = \mathbf{36.21}^\circ$$

Solution (2/2)

SOLUTION

3 Facteurs de capacité portante sismique (tan α_{AE} = 0.7322)

$$N_{qE} = \frac{2.7089}{0.6006} = \mathbf{4.51} \qquad N_{\gamma E} = 0.7322(4.51 - 1) = \mathbf{2.57} \qquad N_{cE} = \frac{4.51 - 1}{0.4663} = \mathbf{7.53}$$

	N_q	N_γ	N_c
statique	9.67	11.92	18.59
séisme (k_h = 0.25)	4.51	2.57	7.53
rapport	**0.466**	**0.216**	**0.405**

Le séisme réduit **surtout le terme de poids propre** ($N_{\gamma E}$ n'est que 22 % de la valeur statique) ; N_{qE} et N_{cE} conservent environ la moitié.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

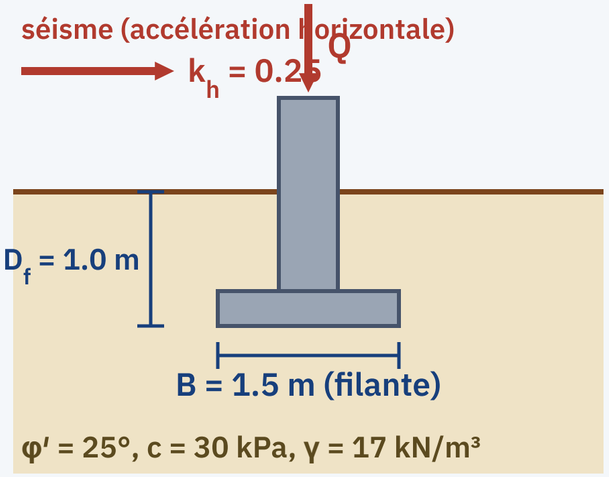
EXEMPLE

Données

Fondation	**semelle filante (continue), B = 1.5 m, profondeur de la base D_f = 1.0 m**
Sol	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25°$
Poids volumique	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$ **; nappe phréatique hors de la zone de rupture**
Séisme	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Sécurité	**FS = 3**

À DÉTERMINER

q_{uE}, son rapport au q_u statique, **q_{all}** brut et net, et la charge admissible **Q_{all}** (par unité de longueur).



Solution

SOLUTION

1 Capacité portante sismique (q = 17 kPa)

$$q_{uE} = 30(7.53) + 17(4.51) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(2.57)$$
$$= 225.83 + 76.67 + 32.77 = \mathbf{335.28}\ \text{kPa}$$

2 Contrainte et charge admissibles

$$q_{all,g} = \frac{335.28}{3} = \mathbf{111.76}\ \text{kPa} \qquad q_{all,n} = \frac{335.28 - 17}{3} = 106.09\ \text{kPa}$$

$$Q_{all} = q_{all,g}\, B = 111.76(1.5) = \mathbf{167.6}\ \text{kN/m}$$

Le séisme réduit la capacité portante de **874.14 kPa** à **335.28 kPa**, soit à **38 %** de la valeur statique (le module donne q_u statique à côté). Les contraintes admissibles sont prises à partir de q_{uE}.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

De combien un séisme la réduit-il, et où se situe la limite ?

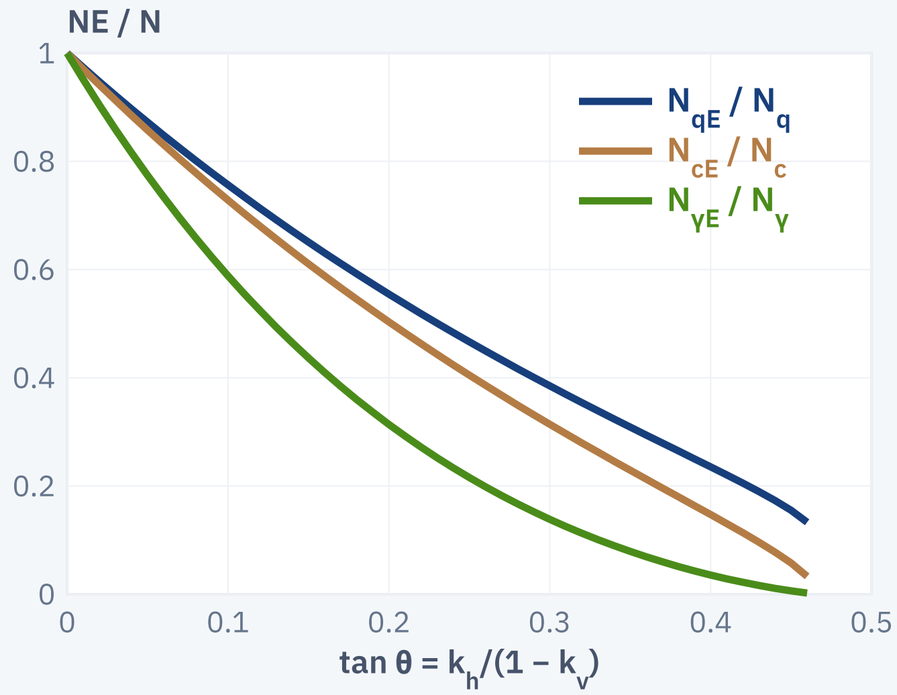
THÉORIE

La source donne les réductions par les graphiques de Richards et al. (1993) ; la page les trace à partir des expressions fermées (à côté). **Le terme de poids propre est celui qui diminue le plus** : à tan θ = 0.2, $N_{\gamma E}$ vaut environ un tiers de la valeur statique ; N_{qE} et N_{cE} en conservent environ la moitié.

Lorsque θ → φ, α = φ − θ → 0 : le coin actif s'aplatit et les trois coefficients tendent vers zéro ; le sol frottant n'a plus de réserve de résistance vis-à-vis de l'accélération horizontale.

La théorie n'est valable que lorsque $\mathbf{k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi}$; le module **s'arrête** dès que θ ≥ φ. Ce rapport est aussi celui pour lequel la théorie prévoit le début du tassement sismique.

Lorsque θ approche de φ (θ > 0.85φ), le module émet un avertissement : il ne s'agit pas d'une capacité de calcul, mais de la limite de la méthode.



Tracé à partir des expressions analytiques pour φ′ = 25°, δ = φ/2.

Énoncé

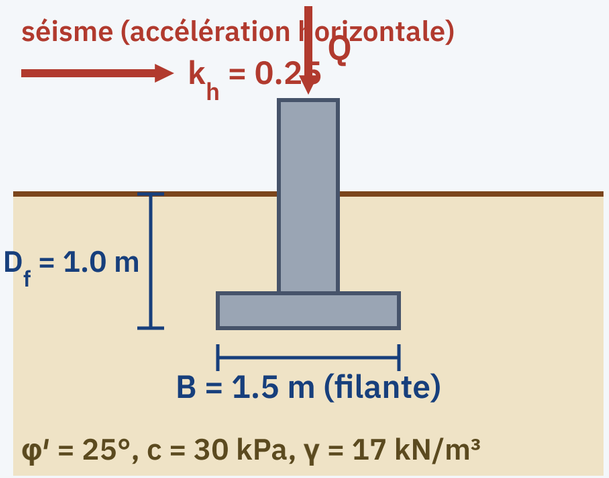
EXEMPLE

Données

Fondation	**semelle filante (continue), B = 1.5 m, profondeur de la base D_f = 1.0 m**
Sol	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25°$
Poids volumique	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$ **; nappe phréatique hors de la zone de rupture**
Séisme	**k_v = 0; k_h = 0, 0.05, … 0.45**

À DÉTERMINER

Pour chaque k_h, déterminer **θ, N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE}, q_{uE}** et le rapport q_{uE}/q_u ; calculer la limite de k_h à laquelle le module s'arrête.



Solution (1/2)

SOLUTION

k_h	θ (°)	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	q_{uE} (kPa)	q_{uE}/q_u
0.00	0.0	9.67	11.92	18.59	**874**	%100
0.05	2.9	8.44	9.23	15.94	**739**	%85
0.10	5.7	7.31	7.01	13.54	**620**	%71
0.15	8.5	6.29	5.20	11.35	**514**	%59
0.20	11.3	5.36	3.74	9.36	**420**	%48
0.25	14.0	4.51	2.57	7.53	**335**	%38
0.30	16.7	3.72	1.65	5.84	**260**	%30
0.35	19.3	2.99	0.94	4.26	**191**	%22
0.40	21.8	2.28	0.42	2.74	**126**	%14
0.45	24.2	1.50	0.07	1.07	**59**	%7

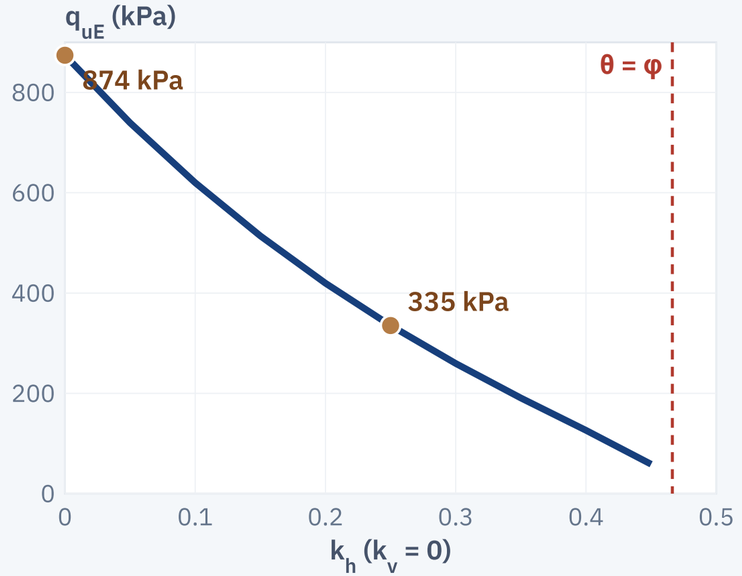
Solution (2/2)

SOLUTION

1 Limite de validité : θ < φ

$$\frac{k_h}{1-k_v} < \tan\varphi \;\Rightarrow\; k_{h,\max} = (1-k_v)\tan 25^\circ = \mathbf{0.4663}$$

À k_h = 0.25, q_{uE} vaut 38 % de la valeur statique ; **à k_h = 0.45, seulement 7 %**. Si l'on saisit k_h = 0.47, le module s'arrête (θ ≥ φ). La courbe chute d'abord fortement : **même de faibles accélérations** provoquent une perte importante (k_h = 0.05 → 85 %).



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

EXEMPLE

Données

Fondation	**semelle filante (continue), B = 1.5 m, profondeur de la base D_f = 1.0 m**
Sol	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Poids volumique	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$ **; nappe phréatique hors de la zone de rupture**
Séisme	**k_h = 0.25; k_v = 0, 0.1, 0.2, 0.3**

À DÉTERMINER

Déterminer, pour chaque k_v, les valeurs de **θ** et de **q_{uE}**.

Solution

SOLUTION

1 $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$; exemple $k_v = 0.2$

$$\theta = \tan^{-1}\frac{0.25}{1-0.2} = \tan^{-1}(0.3125) = \mathbf{17.35}^\circ$$

k_v	θ (°)	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	q_{uE} (kPa)	q_{uE}/q_u
0.0	14.04	4.51	2.57	7.53	**335**	%38
0.1	15.52	4.07	2.03	6.57	**292**	%33
0.2	17.35	3.54	1.45	5.44	**242**	%28
0.3	19.65	2.88	0.86	4.04	**181**	%21

Lorsque k_v augmente, $(1 - k_v)$ diminue, θ augmente et q_{uE} diminue : $k_v = 0.2$ fait passer q_{uE} de 335 → 242 kPa (28 %). Négliger l'accélération verticale reste **en défaveur de la sécurité**.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Contrainte admissible issue de la capacité portante sismique

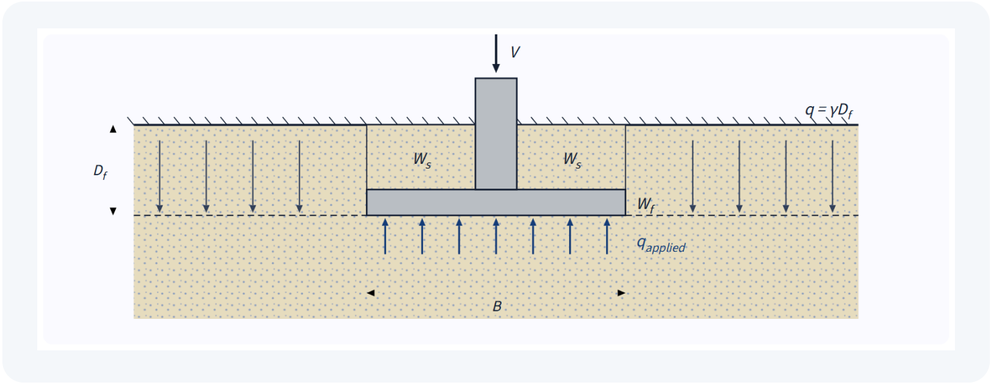
THÉORIE

Le module tire les contraintes admissibles de la **capacité portante sismique q_{uE}** ; il distingue pression brute et pression nette et donne en regard le q_u statique :

$$q_{u,net} = q_{uE} - q \qquad q_{all,g} = \frac{q_{uE}}{FS} \qquad q_{all,n} = \frac{q_{u,net}}{FS}$$

La pression appliquée q_{app} est, dans le cas de charge sismique, la **pression brute verticale à la base** (V/B ; charge du poteau + fondation + poids du sol). La fondation est vérifiée dans les conditions suivantes :

$$q_{apply} \leq q_{all,g} \quad (FS_{\text{réel}} = q_{uE}/q_{apply}) \qquad q_{apply} - q \leq q_{all,n}$$



Charge admissible par unité de longueur $Q_{all} = q_{all,g}$ B. L'inertie horizontale sismique est déjà prise en compte par k_h ; une force horizontale, un moment ou une excentricité indépendants sont **hors du domaine** de ce calcul.

Énoncé

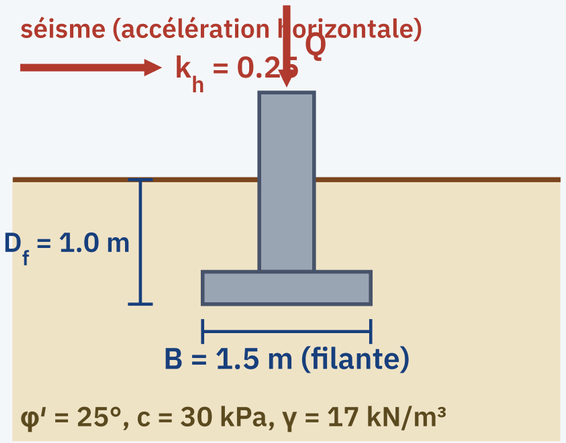
EXEMPLE

À DÉTERMINER

Dans tous les cas, vérifier les trois conditions (brute, $FS_{réel}$, nette).

Données

Résultat (Exemple 5)	q_{uE} = 335.28 kPa; q = 17 kPa; FS = 3
Pression appliquée	en situation sismique (a) q_{app} = 100 kPa · (b) q_{app} = 150 kPa



Solution

SOLUTION

1 (a) q_{appl} = 100 kPa

$$100 \leq q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{valable} \qquad FS_{\text{réel}} = \frac{335.28}{100} = \mathbf{3.35} \geq 3$$

$$100 - 17 = 83 \leq q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{valable}$$

2 (b) q_{appl} = 150 kPa

$$150 > q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{ne convient pas} \qquad FS_{\text{réel}} = \frac{335.28}{150} = \mathbf{2.24} < 3$$

$$150 - 17 = 133 > q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{ne convient pas}$$

Sous charge sismique, seule une fondation avec **$q_{app} \leq 111.8$ kPa** est vérifiée. Cette même fondation supporterait en conditions statiques jusqu'à 291 kPa ($q_{all,g}$ = 291.4).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

EXEMPLE

Données

Fondation	**semelle filante (continue), B = 1.5 m, profondeur de la base D_f = 1.0 m**
Sol	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25°$
Poids volumique	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$ **; nappe phréatique hors de la zone de rupture**
Séisme	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Comparaison	**c = 30 kPa et c = 0**

À DÉTERMINER

Déterminer la capacité portante statique et sismique pour c = 30 et c = 0 ; commenter la part des termes de cohésion.

Solution

SOLUTION

	$c\,N_c$	$q\,N_q$	$\frac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$	total
statique, c = 30	557.8	164.4	152.0	**874.1**
séisme, c = 30	225.8	76.7	32.8	**335.3**
statique, c = 0	0	164.4	152.0	**316.4**
séisme, c = 0	0	76.7	32.8	**109.4**

Sous séisme, le terme de cohésion représente **67 %** de q_{uE} ; l'hypothèse $N_{cE} = (N_{qE} - 1)\cot\varphi$ influe nettement sur le résultat. À titre de sensibilité prudente, pour c = 0, q_{uE} = **109.4 kPa** (335.3 kPa avec c = 30).

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Synthèse

Points à retenir

Deux coins de Coulomb (actif ABC, passif BCD), avec un frottement sol-mur $\delta = \varphi/2$ entre eux ; $H = B \tan \alpha_A$; chaque coefficient sous forme fermée

Statique : $N_q = K_P/K_A$, $N_\gamma = \tan \alpha_A (K_P/K_A - 1)$, $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$; $q_u = cN_c + qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma$ (exemple : 874.14 kPa)

Séisme : $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$, $\alpha = \varphi - \theta$; K_{AE}, K_{PE} de Mononobe–Okabe ; N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE} sous la même forme ; q_{uE} = 335.28 kPa (38 % de la valeur statique)

Le terme de poids propre diminue le plus ($N_{\gamma E}/N_\gamma = 0.22$) ; N_{qE} et N_{cE} conservent environ la moitié de leur valeur

Limite : $k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi$; lorsque $\theta \geq \varphi$, le module s'arrête, $\theta > 0.85\varphi$ déclenche un avertissement ; si k_v est négligé, le résultat reste du côté non sécuritaire

Vérification : contrainte admissible à partir de q_{uE} ; $q_{app} \leq q_{all,g}$, $FS_{réel}$ et net ; $Q_{all} = q_{all,g} B$

Références bibliographiques

Richards, R., Elms, D.G. and Budhu, M. (1993). Seismic bearing capacity and settlements of foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(4), 662–674.

Das, B.M. (2017). Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement, 3rd ed. CRC Press — section 6.3.1 ; cette page suit l'ordre de son développement.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proc. 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).

Les figures sont tracées à l'échelle à partir des équations de cette page.

REMARQUE

Une partie des figures est extraite de la page de théorie de GeoTerva ; tous les exemples numériques ont été produits avec la bibliothèque de calcul propre du module, et le module donne les mêmes valeurs.

GeoTerva

Calculs géotechniques en ligne

De la théorie à la pratique

Calculer pas à pas dans GeoTerva la fondation de l'exemple de cette présentation : le module s'ouvre avec ce modèle.

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