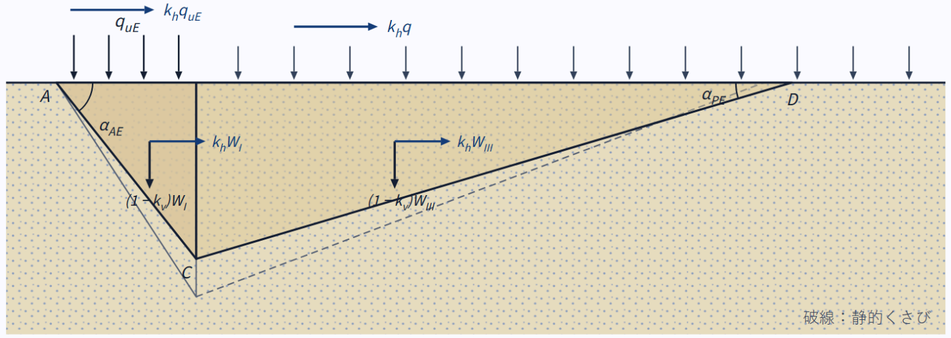
地盤工学の講義資料 ・ 基礎

地震時の帯状基礎の支持力

講義：Richards、Elms、Budhuによる2つのCoulombくさびから静的支持力係数へ、地震時のMononobe–Okabe係数と地震による低減量へ；各項目に計算例を付す。



2つのCoulombくさび

$K_A \cdot K_P \cdot \alpha_A$

Mononobe–Okabe

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

地震の影響

計算例

この講義で学ぶこと

連続基礎の支持力メカニズムを**2つのCoulombくさび**（主働ABC、受働BCD）で構築すること

K_A、K_P、α_A、α_Pの値と、それらから**N_q、N_γ、N_c**の係数を閉形式で求めること

地震を**準静的**な力として扱うこと：$\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$および**Mononobe–Okabe**係数$K_{AE}$、$K_{PE}$

地震時支持力q_{uE}および静的値に対する比を計算すること

k_hとk_vの感度、および**$\theta \geq \phi$の限界**の解釈の仕方

q_{uE}から許容支持力を求め、基礎を**照査**すること

講義の流れ

各項目は**3つの手順**で扱う：

1 · **理論**：規則は何か、なぜそうなるのか

2 · **問題**：与条件と求めるもの

3 · **解答**：数値を用いて手順ごとに

例題基礎、モジュールで開くモデル：幅1.5 mの帯状基礎、D_f = 1 m、c = 30 kPa、ϕ' = 25°、γ = 17 kN/m³、k_h = 0.25。

対数らせんの代わりに2つのCoulombくさび

理論

Richards、Elms、Budhu（1993）は、連続基礎に対して**地震荷重にも適用できる**理論を提案した。TerzaghiやMeyerhofの対数らせんの代わりに、**2つのCoulombくさび**からなる単純な破壊面を用いる；そのため各係数は**閉じた形で**求められる。

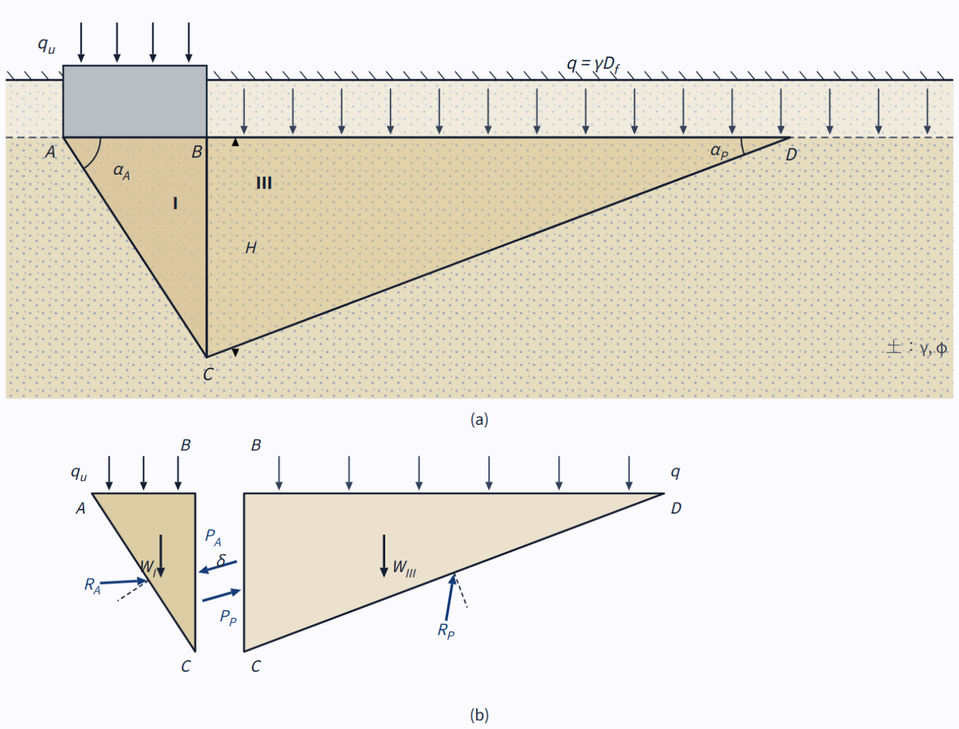
連続フーチング、幅B、深さD_f；底面より上の土は上載荷重$q = \gamma D_f$のみとして扱う。

c–ϕ土、$\phi > 0$；破壊領域に地下水はない。

地震時の**準静的質量力**：水平・鉛直係数 k_h, k_v がくさびと荷重に作用する。

2つのくさび間の鉛直面における**壁面摩擦 $\delta = \phi/2$**（著者らの提案）。

基礎下のくさびは**主働**（ABC）、側方のくさびは**受働**（BCD）；両者はBC面（高さH）で接する。



くさび角とCoulomb係数

理論

くさびの傾斜αAとαPは**臨界Coulombくさび**の角度である（水平から測る）：

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

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

Coulombの力の水平成分は次の係数で表される：

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

記号

$\delta = \phi/2$：くさび間の壁面摩擦

α_A：斜面ACが水平となす角

α_P：斜面CDが水平となす角

P_A、P_P：面BCに作用するCoulombの力

R_A、R_P：各斜面上の合力

W_I、W_{III}：くさびの重量

問題

例題

与条件

地盤	$\varphi' = 25°$（**モジュールを開いたときのモデル**）
壁面摩擦	$\delta = \varphi/2 = 12.5°$

求めるもの

係数K_A、K_Pおよび くさび角 α_A、α_Pを求めよ。

解答 (1/2)

解答

1 共通の根号項（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とK_P（$\cos^2 25° = 0.8214$）

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

解答 (2/2)

解答

3 根号内の式（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 くさび角

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

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

主働くさびは急傾斜（α_A = 53.97°）、受働くさびは緩傾斜（α_P = 23.85°）である。くさび高さ H = B tan α_A = 1.5 × 1.375 = **2.06 m**。

GeoTervaで解答を確認する ↗

BC面における水平方向のつり合い

理論

上載荷重のみを考える（$\phi \neq 0$、$\gamma = 0$、$q \neq 0$）；基礎の圧力を q'_u とする。BC 面上では水平力がつり合っている：

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

等分布上載荷重がある場合、各力は土圧係数×上載荷重×Hである：主働側ではq'_u、受働側ではq：

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

両者を等置するとHが消去され、**N_q**は2つのCoulomb係数の比となる：

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

NEDEN ORAN?

基礎下の主働くさびは隣接する受働くさびを横方向に押す。両側とも同じ高さHで、同じδで互いに押し合う；したがって、つり合いを決めるのは2つの地盤抵抗の**比**のみである。

くさびの重量はH = B tan α_Aで与えられる

理論

次に重量のみを考える（$\phi \neq 0$, $\gamma \neq 0$, q = 0）。基礎底面の圧力はq''_uとする。主働側では重量が上載荷重のように重ね合わさり、受働側では重量のみが作用する：

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

等置すると：

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

面の高さは主働くさびから求められ、H = B tan α_Aとなる。これより**N_γ**が得られる：

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

補足

N_γはくさびの深さに依存する：**tan α_A**の係数はくさびがどの程度急であるかを表す。急なくさび（α_Aが大きい）ほど深部まで達し、自重項が大きくなる。

重ね合わせとN_c

理論

上載荷重項と自重項を合計する（重ね合わせ）：

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

粘着力について$\phi = 0$ではCoulombのくさび解析により$N_c = 6$が得られる。簡潔さのため、著者らは既知の関係式を用いる：

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

この**静的**な値はこれら二つのくさびの支持力であり、Terzaghi、Meyerhof、HansenあるいはVesicのPrandtl型の係数とは**異なる**（$\phi = 25°$：$N_q = 9.67$、Prandtl–Reissner 10.66）。

地震時支持力はこの値を**低減**して求める；モジュールは両方を並べて示す。

静的係数（$\delta = \phi/2$）

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

問題

例題

与条件

基礎	**帯状（連続）、B = 1.5 m、根入れ深さ D_f = 1.0 m**
地盤	$c = 30$ kPa, $\varphi' = 25^\circ$
単位体積重量	$\gamma = 17$ kN/m^3；**地下水位は破壊領域内にない**
前の例題	$K_A = 0.3674$, $K_P = 3.5524$, $\alpha_A = 53.97^\circ$

求めるもの

N_q, N_γ, N_cおよび静的**q_u**の値を求めよ。

解答

解答

1 支持力係数（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 静的支持力（q = γ D_f = 17 kPa）

$$q_u = 30(18.59) + 17(9.67) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(11.92)$$

$$= 557.8 + 164.4 + 152.0 = \mathbf{874.14}\ \text{kPa}$$

静的な支持力は**874.14 kPa**。粘着力項が64%、上載荷重が19%、自重が17%を占める。地震はこの値を低減させる（次節）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

角度θとMononobe–Okabe係数

理論

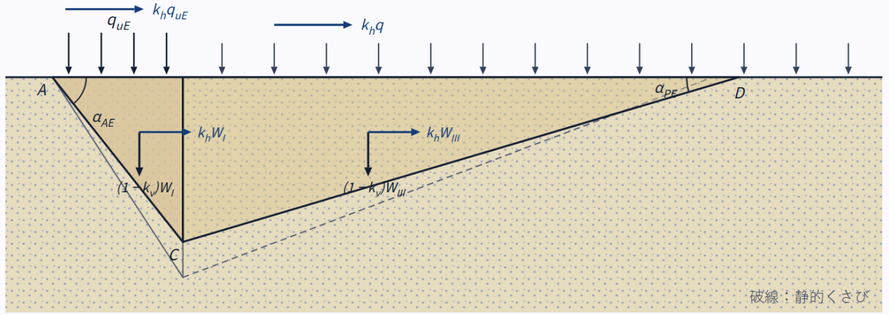
地震時には同じ2つのくさびを**準静的慣性力**を用いて解く。重量と慣性力の合力は鉛直からθだけ傾き、くさびはϕの代わりに$\alpha = \phi - \theta$で計算する：

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

Coulombの係数は**Mononobe–Okabe**の係数となる：

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

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



$\theta = 0$のとき、各地震の式は静的形に帰着する：$K_{AE} = K_A$、$K_{PE} = K_P$。

水平加速度が増加するとαは減少する：くさびは寝て、機構は浅くなる。

問題

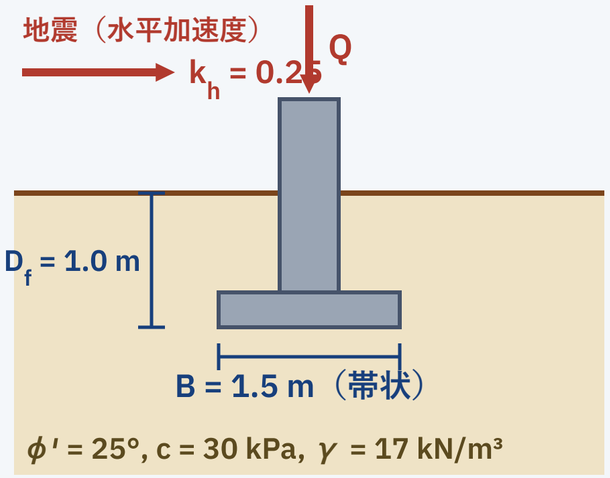
例題

与条件

基礎	**帯状（連続）、B = 1.5 m、根入れ深さ D_f = 1.0 m**
地盤	$c = 30$ kPa, $\varphi' = 25°$
単位体積重量	$\gamma = 17$ kN/m^3；**地下水位は破壊領域内にない**
地震	**k_h = 0.25; k_v = 0**
壁面摩擦	$\delta = 12.5°$

求めるもの

θ、$\alpha = \phi - \theta$ およびK_{AE}, K_{PE}の値を求めよ。



解答

解答

1 傾斜角と根号項（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} と K_{PE}（$\cos^2\alpha$ = 0.9638；cos θ = 0.9701）

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

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

地震はK_Aを0.367 → 0.601に**増大**させ、K_Pを3.552 → 2.709に**減少**させる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

くさび角、係数およびq_{uE}

理論

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

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

つり合いが同じであるため、係数は同じ形を保つ：

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

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

注記

N_{cE}については静的関係を地震時Case に**持ち込む**（著者らは砂質土について理論を展開している）。c > 0の場合、モジュールはこれを仮定として明示し、c = 0に対する感度を示す。

問題

例題

与条件

基礎	**帯状（連続）、B = 1.5 m、根入れ深さ D_f = 1.0 m**
地盤	$c = 30$ kPa, $\varphi' = 25^\circ$
単位体積重量	$\gamma = 17$ kN/m^3；**地下水位は破壊領域内にない**
地震	**k_h = 0.25; k_v = 0**
前の例題	$\theta = 14.04^\circ$, $K_{AE} = 0.6006$, $K_{PE} = 2.7089$

求めるもの

α_{AE}、N_{qE}、$N_{\gamma E}$、N_{cE}およびそれらの静的係数に対する比を求めよ。

解答 (1/2)

解答

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 地震時くさび角（静的 α_A = 53.97°）

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

解答 (2/2)

解答

3 地震時の支持力係数（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
静的	9.67	11.92	18.59
地震（k_h = 0.25）	4.51	2.57	7.53
比	**0.466**	**0.216**	**0.405**

地震は**自重の項を最も大きく**低減する（$N_{\gamma E}$は静的値のわずか22%）；N_{qE}とN_{cE}は約半分を保つ。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

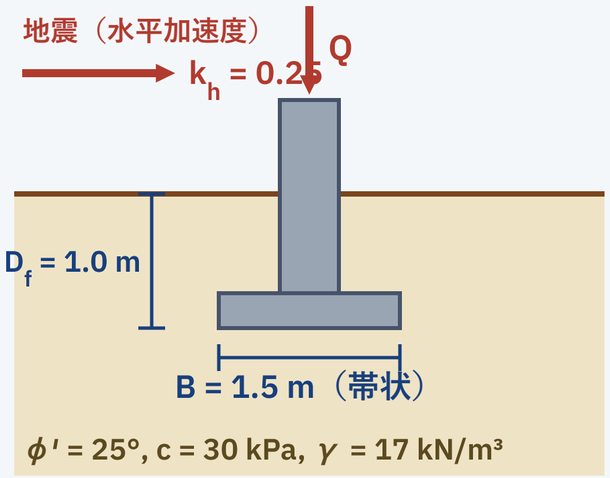
例題

与条件

基礎	**帯状（連続）、B = 1.5 m、根入れ深さ D_f = 1.0 m**
地盤	$c = 30$ kPa, $\varphi' = 25^\circ$
単位体積重量	$\gamma = 17$ kN/m^3；**地下水位は破壊領域内にない**
地震	**k_h = 0.25; k_v = 0**
安全	**FS = 3**

求めるもの

q_{uE}、静的q_uに対するその比、全抑えと純**q_{all}**および許容荷重**Q_{all}**（単位長さ当たり）。



解答

解答

1 地震時の支持力（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 許容圧力と荷重

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

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

地震は支持力を**874.14 kPa**から**335.28 kPa**へ、すなわち静的値の**38%**まで低下させる（モジュールは静的q_uも併記する）。許容圧力はq_{uE}から求める。

GeoTervaで解答を確認する ↗

地震によりどれだけ低減するか、限界はどこか

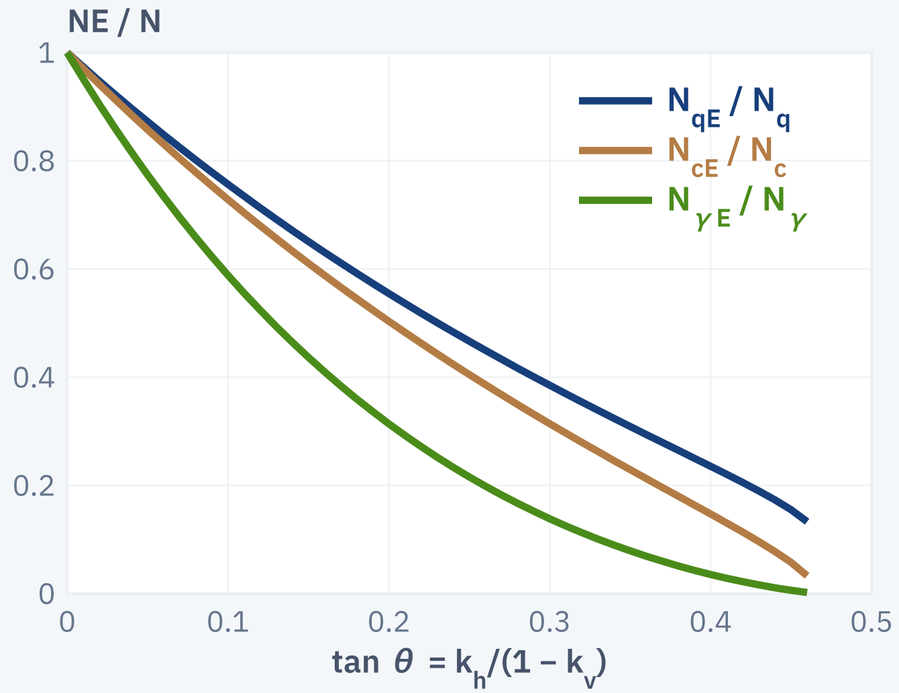
理論

低減係数はRichardsら（1993）の図表で与えられる。本ページでは閉形式の式からそれらを描画する（側方）。**自重項の低下が最も大きい**：tan θ = 0.2のとき、$N_{\gamma E}$は静的時の約3分の1となる。N_{qE}とN_{cE}は約半分が残る。

> $\theta \to \phi$のとき$\alpha = \phi - \theta \to 0$：主働くさびは寝てゆき、3つの係数もすべてゼロに近づく；摩擦性の地盤には水平加速度に対する抵抗の余裕が残らない。

> 理論は**$k_h/(1 - k_v) < \tan \phi$**のときにのみ成立する；モジュールは$\theta \geq \phi$になると**停止する**。この比は、理論が地震時沈下の発生を予測する比でもある。

> θがϕ'に近づくと（$\theta > 0.85\,\phi$）、モジュールは警告する：これは設計支持力ではなく、手法の限界である。



ϕ' = 25°、$\delta = \phi/2$に対する閉形式解から描画した。

問題

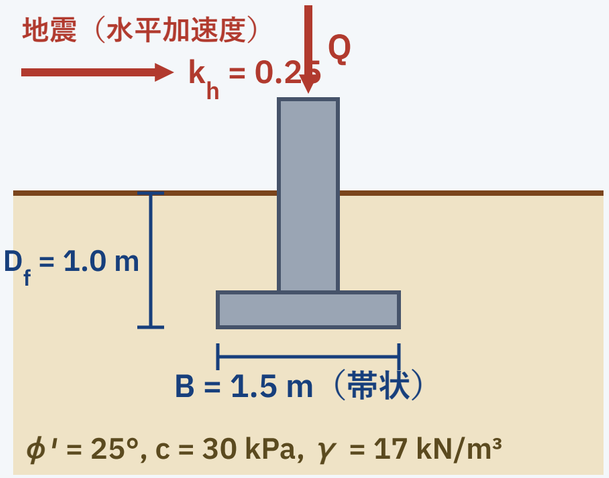
例題

与条件

基礎	**帯状（連続）、B = 1.5 m、根入れ深さ D_f = 1.0 m**
地盤	$c = 30$ kPa, $\varphi' = 25°$
単位体積重量	$\gamma = 17$ kN/m^3；**地下水位は破壊領域内にない**
地震	**k_v = 0; k_h = 0, 0.05, … 0.45**

求めるもの

各k_hについてθ, N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE}, q_{uE}およびq_{uE}/q_uの値を求めよ。モジュールが停止するk_hの限界を計算せよ。



解答 (1/2)

解答

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

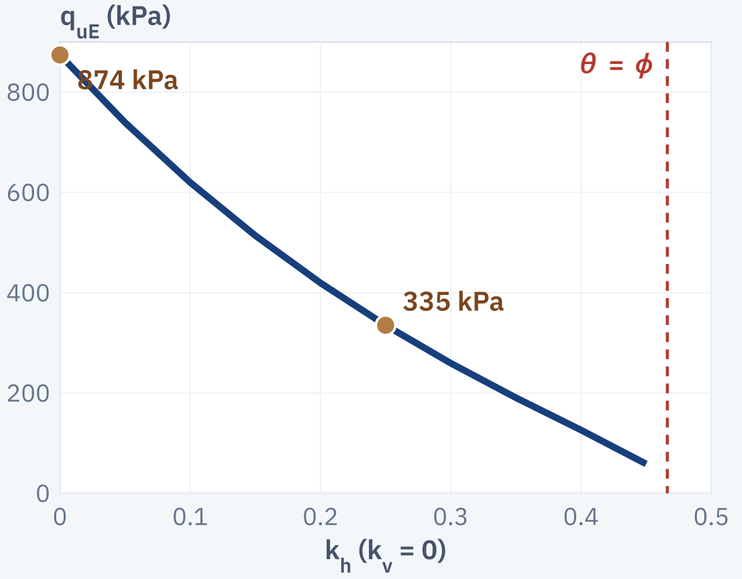
解答 (2/2)

解答

1 適用限界：$\theta < \phi$

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

k_h = 0.25でq_{uE}は静的の38%；**k_h = 0.45ではわずか7%**。
k_h = 0.47を入力するとモジュールは停止する（$\theta \geq \phi$）。
曲線は初期に急落する：**小さな加速度でも**大きな損失を生じる（k_h = 0.05 → 85%）。



GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

例題

与条件

基礎	**帯状（連続）、B = 1.5 m、根入れ深さ D_f = 1.0 m**
地盤	$c = 30$ kPa, $\varphi' = 25^\circ$
単位体積重量	$\gamma = 17$ kN/m^3；**地下水位は破壊領域内にない**
地震	**k_h = 0.25; k_v = 0, 0.1, 0.2, 0.3**

求めるもの

各k_vに対してθとq_{uE}の値を求めよ。

解答

解答

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

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

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

k_vが増加するほど$(1 - k_v)$は小さくなり、θは大きくなり、q_{uE}は減少する。$k_v = 0.2$ではq_{uE}は335 → 242 kPa（28 %）に低下する。鉛直加速度を無視することは**安全側でない**結果となる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

地震時支持力から求めた許容圧力

理論

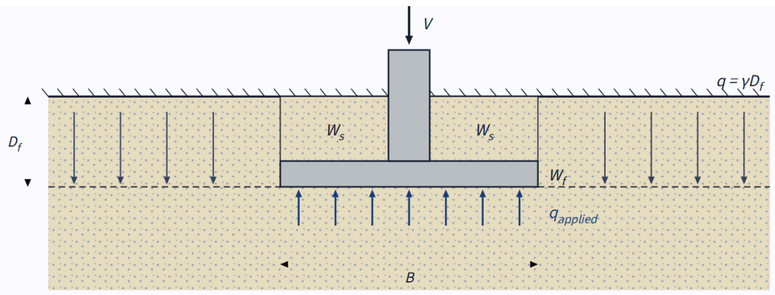
モジュールは許容圧力を**地震時支持力q_{uE}**から求める。全圧力と純圧力を別々に扱い、静的q_uを併記する：

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

作用圧力q_{app}は、地震時荷重状態における底面の**鉛直全圧力**である（V/B；柱荷重＋基礎＋土の重量）。基礎は次の条件を満たすとき許容される：

$$q_{app} \le q_{all,g} \quad (FS_{\text{実際の}} = q_{uE}/q_{app}) \qquad q_{app} - q \le q_{all,n}$$

単位長さ当たりの許容荷重は$Q_{all} = q_{all,g}\,B$である。地震時の水平慣性力はk_hにより既に考慮されている。独立した水平力、モーメントまたは偏心はこの計算の**対象外である**。



問題

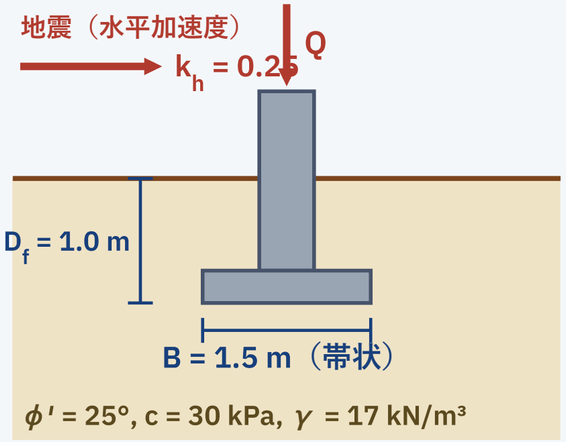
例題

与条件

結果（例題5）	q_{uE} = 335.28 kPa; q = 17 kPa; FS = 3
載荷圧力	地震時荷重状態において (a) q_{app} = 100 kPa・(b) q_{app} = 150 kPa

求めるもの

いずれの場合も三つの条件（全応力、FS_{actual}、純）を照査する。



解答

解答

1 (a) q_{app} = 100 kPa

$$100 \leq q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{成立する} \qquad FS_{\text{実際の}} = \frac{335.28}{100} = \mathbf{3.35} \geq 3$$

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

2 (b) q_{app} = 150 kPa

$$150 > q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{通過しない} \qquad FS_{\text{実際の}} = \frac{335.28}{150} = \mathbf{2.24} < 3$$

$$150 - 17 = 133 > q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{通過しない}$$

地震荷重下では、**$q_u \leq$ 111.8 kPa**となる基礎のみが許容される。同じ基礎は静的条件下では291 kPaまで支持できた（$q_{all,g}$ = 291.4）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

例題

与条件

基礎	**帯状（連続）、B = 1.5 m、根入れ深さ D_f = 1.0 m**
地盤	$c = 30$ kPa, $\varphi' = 25^\circ$
単位体積重量	$\gamma = 17$ kN/m^3；**地下水位は破壊領域内にない**
地震	**k_h = 0.25; k_v = 0**
比較	**c = 30 kPa および c = 0**

求めるもの

c = 30およびc = 0について静的および地震時支持力を求めよ；粘着力項の寄与を考察せよ。

解答

解答

	cN_c	qN_q	$\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$	合計
静的、c = 30	557.8	164.4	152.0	**874.1**
地震、c = 30	225.8	76.7	32.8	**335.3**
静的、c = 0	0	164.4	152.0	**316.4**
地震、c = 0	0	76.7	32.8	**109.4**

地震時において粘着力の項はq_{uE}の**67%**である；$N_{cE} = (N_{qE} - 1)\cot\phi$の仮定は結果に顕著な影響を与える。保守的な感度検討として、c = 0ではq_{uE} = **109.4 kPa**（c = 30では335.3 kPa）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

まとめ

ポイントのまとめ

2つのCoulombくさび（主働ABC、受働BCD）で、その間に壁面摩擦角 $\delta = \phi/2$を考慮する。$H = B \tan \alpha_A$。各係数は閉形式で表される。

静的：$N_q = K_P/K_A$、$N_\gamma = \tan \alpha_A (K_P/K_A - 1)$、$N_c = (N_q - 1)\cot \phi$；$q_u = cN_c + qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma$（例：874.14 kPa）

地震：$\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$、$\alpha = \phi - \theta$；$K_{AE}$、$K_{PE}$はMononobe–Okabeによる；$N_{qE}$、$N_{\gamma E}$、$N_{cE}$も同形式；$q_{uE}$ = 335.28 kPa（静的時の38%）。

自重項が最も大きく減少する（$N_{\gamma E}/N_\gamma = 0.22$）。$N_{qE}$ と N_{cE} は約半分を保つ

限界：$k_h/(1 - k_v) < \tan \phi$。$\theta \geq \phi$ となるとモジュールは停止し、$\theta > 0.85\,\phi$ で警告する。k_vを無視すると結果は安全側でなくなる

照査：許容圧力はq_{uE}から；$q_{app} \leq q_{all,g}$、FS_{actual}および純；$Q_{all} = q_{all,g} B$

参考文献

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 — 第6.3.1節。本ページは導出の順序に従う。

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).

注記

図の一部はGeoTervaの理論ページから引用している；数値例はすべてモジュール自身の計算ライブラリで生成されており、モジュールは同じ値を与える。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

本講義の例題基礎をGeoTervaで手順ごとに計算する：モジュールはこのモデルで開く。

モジュールを開く →

理論ページ →

スマートフォンで開く

お試しモジュールは登録不要です。

講義で使用したい場合：info@geoterva.com