

クーロンの土圧理論と擁壁計算演習

平成 22 年 10 月 22 日

(株)第一コンサルタンツ 右城猛

CONTENTS

1. 基礎数学
2. 試行くさび法
3. 壁面に作用する主動土圧の計算
4. 仮想背面に作用する主動土圧の計算
5. 重力式擁壁の設計計算例
6. L 型擁壁の設計計算例

1. 基礎数学

1.1 三角関数と逆関数

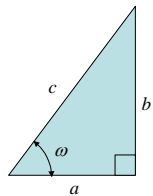
三角関数の基礎

$$\sin(-x)=-\sin x, \cos(-x)=\cos(x), \sin(90^\circ -x)=\cos x, \cos(90^\circ -x)=\sin x$$

$$\sin(180^\circ -x)=\sin x, \cos(180^\circ -x)=-\cos x$$

$$(例) \sin\{90-(\omega-\phi-\alpha-\delta)\}=\cos(\omega-\phi-\alpha-\delta)$$

三角関数の逆関数

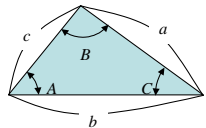


三角関数	逆関数	
$\sin \omega = \frac{b}{c}$	$\omega = \sin^{-1} \frac{b}{c}$	アークサイン(b/c)
$\cos \omega = \frac{a}{c}$	$\omega = \cos^{-1} \frac{a}{c}$	アークコサイン(a/c)
$\tan \omega = \frac{b}{a}$	$\omega = \tan^{-1} \frac{b}{a}$	アークタンジェント(b/a)
$\operatorname{cosec} \omega = \frac{1}{\sin \omega} = \frac{c}{b}$	$\operatorname{sec} \omega = \frac{1}{\cos \omega} = \frac{c}{a}$	$\cot \omega = \frac{1}{\tan \omega} = \frac{a}{b}$

いろいろな書き方

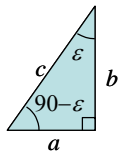
$$\tan^{-1} \omega \equiv \arctan \omega \equiv \operatorname{atan} \omega \quad \text{アークタンジェント}$$

正弦定理



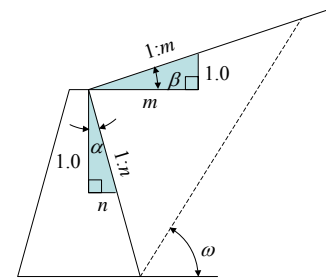
$$\frac{a}{\sin A} = \frac{b}{\sin B} = \frac{c}{\sin C} \quad a = \frac{\sin A}{\sin B} b = \frac{\sin A}{\sin C} c$$

直角三角形



$$\sin(90 - \varepsilon) = \cos \varepsilon = \frac{b}{c}$$

1.2 勾配と角度



勾配1:n とは、鉛直1.0で水平nの長さのこと

三角関数	逆関数
$\tan \alpha = \frac{n}{1.0}$	$\alpha = \tan^{-1} \frac{n}{1.0}$
$\tan \beta = \frac{1.0}{m}$	$\beta = \tan^{-1} \frac{1.0}{m}$

1.3 電卓による計算

自乗 $\tan^2 60 = (\tan 60)^2 = 3.0$ 6 0 tan INV x² 又は 6 0 tan * =

逆三角関数 $\tan^{-1} 0.5 = 26.565$ 0 . 5 INV tan

指数 $0.5^{-0.3} = 1.23114$ 0 . 5 INV x^y 0 . 3 +/- =

自然数の指数 $e^{\pi \tan 30} = \exp(\pi \tan 30) = 6.1337$ 3 0 tan * EXP INV e^x

自然対数 $\log 30 = 3.4012$ 3 0 ln

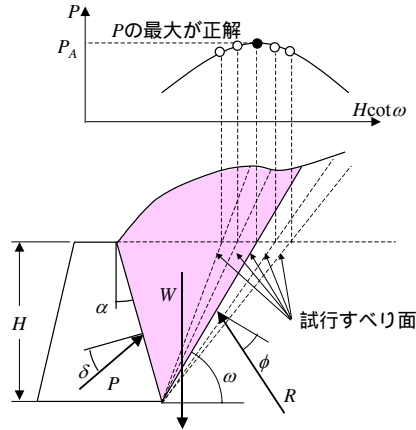
2. 試行くさび法

2.1 主働土圧合力の算定法

$$P = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)} W$$

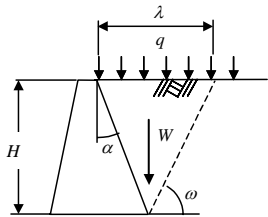
- P: 主働土圧合力
- W: 土くさびの重量
- : すべり面の角度
- : 盛土の内部摩擦角
- : 壁面摩擦角
- : 壁面傾斜角

すべり面の角度 ω を任意に変化させて P を計算し、P の最大値を試行錯誤的に求めると、それが主働土圧合力である。



2.2 土くさびの重量の算定式

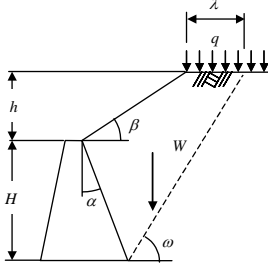
(1) 地表面が水平な場合



$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\omega - \alpha)}{\sin \omega \cos \alpha} + q\lambda$$

$$\lambda = H(\tan \alpha + \cot \omega)$$

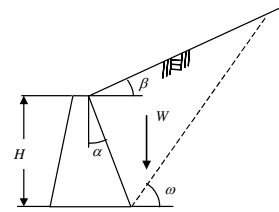
(2) 有限斜面の場合



$$W = \frac{\gamma}{2 \cos \alpha} \left\{ (H + h)^2 \frac{\cos(\omega - \alpha)}{\sin \omega} - h^2 \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\sin \beta} \right\} + q\lambda$$

$$\lambda = H \tan \alpha - h \cot \beta + (H + h) \cot \omega$$

(3) 無限斜面の場合



$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega - \beta) \cos^2 \alpha}$$

2.3 主働すべり角の算定法

試行くさび法では、主働すべり角を数値計算で試行錯誤的に決定するが、無限斜面や平坦地盤のように地表面が一定勾配と見なせる場合にはクーロン式、すべり面が盛土の肩より後方の平坦部に現れる場合には中畑式を適用できます。

特殊な場合として、地表面が水平 $\beta = 0$ で、壁面が鉛直 $\alpha = 0$ かつ壁面摩擦が無視できる場合 $\delta = 0$ には、クーロン式はランキン式と一致します。

表 2.1 主働すべり角の計算式

水平		<p>クーロン式</p> $\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\phi + \delta + \alpha)}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos \alpha \sin \phi}} - \sin(\phi + \delta + \alpha)} \right\}$ <p>ランキン式 $\alpha = \beta = \delta = 0$ なら $\omega_A = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$</p>
有限斜面		<p>中畑式</p> $\omega_A = \tan^{-1} \frac{1}{\sqrt{(\tan \psi + \cot \phi)(\tan \psi - \eta) - \tan \psi}}$ $\psi = \phi + \alpha + \delta$ $\eta = \tan \alpha - \frac{W_b}{W_a}$ $W_a = \frac{\gamma}{2} (H + h)^2 + q(H + h)$ $W_b = \frac{\gamma}{2} h \left(h + \frac{2q}{\gamma} \right) (\tan \alpha + \cot \beta)$
無限斜面		<p>クーロン式</p> $\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\phi + \delta + \alpha - \beta)}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi - \beta)} - \sin(\phi + \delta + \alpha - \beta)}} \right\} + \beta$

3. 壁面に作用する主働土圧の計算

3.1 主働土圧の算定式

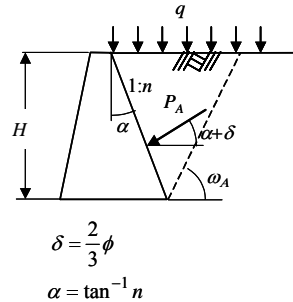
(1)地表面が水平な場合

クーロン式

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma \cdot H} \right)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha} \right\}^2}$$

$$\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\phi + \delta + \alpha)}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos \alpha \sin \phi} - \sin(\phi + \delta + \alpha)}} \right\}$$



$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

$$\alpha = \tan^{-1} n$$

(2)有限斜面の場合

中畑式

$$P_A = \frac{W_a \sin \phi}{\cos \psi} \left\{ \sqrt{\tan \psi + \cot \phi} - \sqrt{\tan \psi - \eta} \right\}^2$$

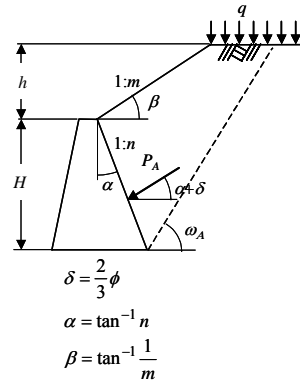
$$= W_a \frac{\sin(\omega_A - \phi)(\cot \omega_A + \eta)}{\cos(\omega_A - \psi)}$$

$$\psi = \phi + \alpha + \delta \quad \eta = \tan \alpha - \frac{W_b}{W_a}$$

$$W_a = \frac{\gamma}{2} (H + h)^2 + q(H + h)$$

$$W_b = \frac{\gamma}{2} h \left(h + \frac{2q}{\gamma} \right) (\tan \alpha + \cot \beta)$$

$$\omega_A = \tan^{-1} \frac{1}{\sqrt{(\tan \psi + \cot \phi)(\tan \psi - \eta) - \tan \psi}}$$



$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

$$\alpha = \tan^{-1} n$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{1}{m}$$

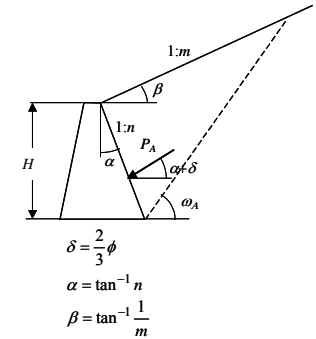
(3)無限斜面の場合

クーロン式

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2}$$

$$\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\phi + \delta + \alpha - \beta)}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi - \beta)} - \sin(\phi + \delta + \alpha - \beta)}} \right\} + \beta$$



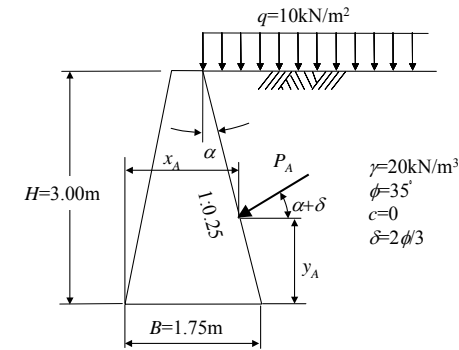
$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

$$\alpha = \tan^{-1} n$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{1}{m}$$

3.2 例題 1

図 3.1 に示す重力式擁壁の壁面に作用する主働土圧を「試行くさび法」で算定せよ。



$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$c = 0$$

$$\delta = 2\phi/3$$

図 3.1

【解答】

壁面傾斜角 $\alpha = \tan^{-1} n = \tan^{-1} 0.25 = 14.04^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 2\phi/3 = 2 \times 35 / 3 = 23.33^\circ$

地表面における土くさびの幅

$$\lambda = H(\tan \alpha + \cot \omega) = 3.0 \times (\tan 14.04 + \cot \omega) = 0.75 + 3.0 \times \cot \omega \text{ (m)}$$

土くさびの重量(載荷重を含む)

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\omega - \alpha)}{\sin \omega \cos \alpha} + q\lambda = \frac{1}{2} \times 20 \times 3.0^2 \times \frac{\cos(\omega - 14.04)}{\sin \omega \times \cos 14.04} + 10 \times \lambda$$

$$= 92.77 \times \frac{\cos(\omega - 14.04)}{\sin \omega} + 10\lambda$$

主働土圧合力

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} W = \frac{\sin(\omega - 35)}{\cos(\omega - 35 - 14.04 - 23.33)} W = \frac{\sin(\omega - 35)}{\cos(\omega - 72.37)} W$$

すべり角 ω を 62° から 66° まで 1° 刻みで計算する。

= 61° の場合

$$\lambda = 0.75 + 3.0 \times \cot 61 = 2.41 \text{ m}$$

$$W = 92.77 \times \frac{\cos(61 - 14.04)}{\sin 61} + 10 \times 2.35 = 96.49 \text{ kN/m}$$

$$P_A = \frac{\sin(61 - 35)}{\cos(61 - 72.37)} \times 96.49 = 43.15 \text{ kN/m}$$

同様に 62° , 63° , 64° , 65° についても計算すると表 3.1 のようになる。

表 3.1 土圧の計算

($^\circ$)	(m)	W(kN/m)	P_A (kN/m)
61	2.41	96.49	43.15
62	2.35	93.86	43.32
63	2.28	91.16	43.38
64	2.21	88.50	43.37
65	2.15	85.97	43.34

P_A と ω の関係は、図 3.2 のようになる。

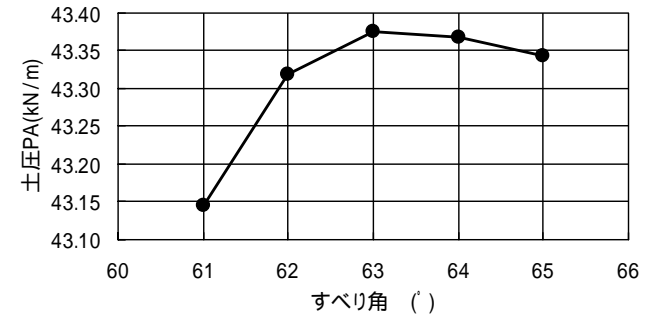


図 3.2 すべり角と土圧の関係

主働土圧合力 $P_A = 43.38 \text{ kN/m}$ (P_A の最大値が正解)

主働土圧分力

$$\text{鉛直分力 } P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = 43.38 \times \sin(14.04 + 23.33) = 26.33 \text{ kN/m}$$

$$\text{水平分力 } P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 43.38 \times \cos(14.04 + 23.33) = 34.48 \text{ kN/m}$$

主働土圧合力の作用位置

土圧分布を台形と考える

作用高さ

$$y_A = \frac{H}{3} \cdot \frac{3q + \gamma H}{2q + \gamma H} = \frac{3.0}{3} \times \frac{3 \times 10 + 20 \times 3.0}{2 \times 10 + 20 \times 3.0} = 1.13 \text{ m}$$

擁壁のつま先からの水平距離

$$x_A = B - n \cdot y_A = 1.75 - 0.25 \times 1.13 = 1.47 \text{ m}$$

3.3 例題 2

図 3.3 に示す重力式擁壁の壁面に作用する主働土圧を、「試行くさび法」によって算定せよ。

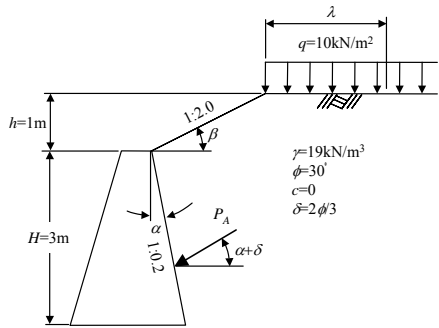


図 3.3

【解答】

壁面の傾斜角 $\alpha = \tan^{-1} 0.20 = 11.31^\circ$ 盛土の傾斜角 $\beta = \tan^{-1} \frac{1}{2.0} = 26.565^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 2\phi/3 = 2 \times 30/3 = 20^\circ$

かかとと盛土の肩を結ぶ線の角度

$$\omega_0 = \tan^{-1} \frac{h+H}{h \cot \beta - H \tan \alpha} = \tan^{-1} \frac{1+3}{1 \times \cot 26.565 - 3 \times \tan 11.31} = 70.7^\circ$$

主働すべり面の角度は $\omega_0 = 70.7^\circ$ より小さいと考えられるので、すべり土塊の重量は「高上げタイプ」と仮定して算定する。

地表面における土くさびの幅

$$\lambda = H \tan \alpha - h \cot \beta + (H+h) \cot \omega = 3.0 \times \tan 11.31 - 1.0 \times \cot 26.565 + (3.0+1.0) \cot \omega = -1.4 + 4 \cot \omega \quad (\text{m})$$

土くさびの重量

$$W = \frac{\gamma}{2 \cos \alpha} \left\{ (H+h)^2 \frac{\cos(\omega-\alpha)}{\sin \omega} - h^2 \frac{\cos(\alpha-\beta)}{\sin \beta} \right\} + q\lambda$$

$$= \frac{19}{2 \times \cos 11.31} \times \left\{ (3.0+1.0)^2 \times \frac{\cos(\omega-11.31)}{\sin \omega} - 1.0^2 \times \frac{\cos(11.31-26.565)}{\sin 26.565} \right\} + 10 \times \lambda$$

$$= 9.688 \times \left\{ 16 \times \frac{\cos(\omega-11.31)}{\sin \omega} - 2.15728 \right\} + 10 \times \lambda$$

$$= 155.01 \times \frac{\cos(\omega-11.31)}{\sin \omega} - 20.90 + 10 \times \lambda \quad (\text{kN/m})$$

主働土圧合力

$$P_A = \frac{\sin(\omega-\phi)}{\cos(\omega-\phi-\alpha-\delta)} W = \frac{\sin(\omega-30)}{\cos(\omega-30-11.31-20)} W = \frac{\sin(\omega-30)}{\cos(\omega-61.31)} W$$

すべり角 ω を 52° から 56° まで 1° 刻みで計算する。

$\omega = 52^\circ$ の場合

$$\lambda = -1.4 + 4 \times \cot 52 = 1.73 \text{m}$$

$$W = 155.01 \times \frac{\cos(52-11.31)}{\sin 52} - 20.90 + 10 \times 1.73 = 145.56 \text{ kN/m}$$

$$P_A = \frac{\sin(52-30)}{\cos(52-61.31)} \times 145.56 = 55.26 \text{ kN/m}$$

同様に 53° , 54° , 55° , 56° についても計算すると次の表のようになる。

表 3.2 土圧の計算

ω ($^\circ$)	λ (m)	W(kN/m)	P_A (kN/m)
52	1.73	145.56	55.26
53	1.61	140.14	55.34
54	1.51	135.04	55.38
55	1.40	129.94	55.25
56	1.30	125.03	55.05

P_A と ω の関係は、図 3.4 のようになる。

3.5 例題 4

図 2.3 に示す重力式擁壁の壁面に作用する主働土圧を「クーロン式」で算定せよ。

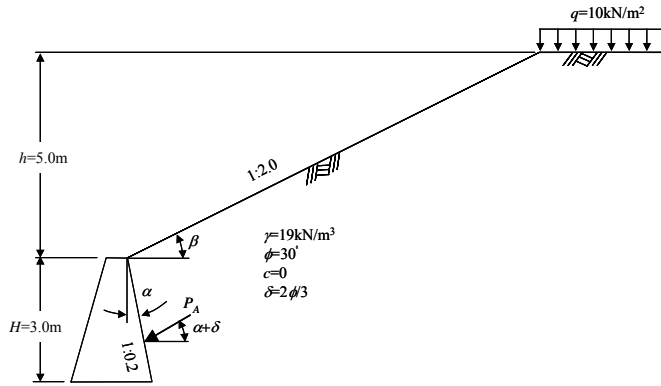


図 3.6

【解答】

壁面の傾斜角 $\alpha = \tan^{-1} 0.20 = 11.31^\circ$ 盛土の傾斜角 $\beta = \tan^{-1} \frac{1}{2.0} = 26.565^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 2\phi/3 = 2 \times 30/3 = 20^\circ$

かかとと盛土の肩を結ぶ線の角度

$$\omega_0 = \tan^{-1} \frac{h+H}{h \cot \beta - H \tan \alpha} = \tan^{-1} \frac{5+3}{5 \times \cot 26.565^\circ - 3 \times \tan 11.31^\circ} = 40.4^\circ$$

主働すべり面の角度は $\omega_0 = 40.4^\circ$ より大きいと考えられるので、地表面が $\omega_0 = 26.57^\circ$ で一様勾配と見なせるものと仮定してクーロン式で計算する。

主働すべり角

$$\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\phi + \delta + \alpha - \beta)}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi - \beta)} - \sin(\phi + \delta + \alpha - \beta)}} \right\} + \beta$$

$$= \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(30 + 20 + 11.31 - 26.565)}{\sqrt{\frac{\cos(11.31 + 20) \sin(30 + 20)}{\cos(11.31 - 26.565) \sin(30 - 26.565)} - \sin(30 + 20 + 11.31 - 26.565)}} \right\} + 26.565$$

$$= 43^\circ > \omega_0 = 40.4^\circ$$

すべり面が盛土肩の前方を通るので、クーロン式が適用できる。

主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30 - 11.31)}{\cos^2 11.31 \times \cos(11.31 + 20) \times \left\{ 1 + \frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 26.565)}{\cos(11.31 + 20) \cos(11.31 - 26.565)} \right\}^2} = 0.715$$

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = \frac{1}{2} \times 19 \times 3^2 \times 0.715 = 61.1 \text{ kN/m}$$

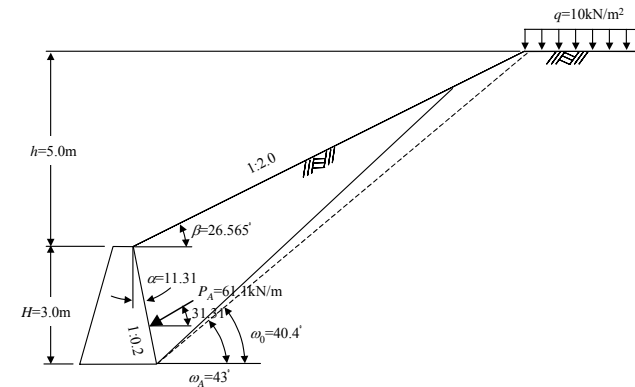
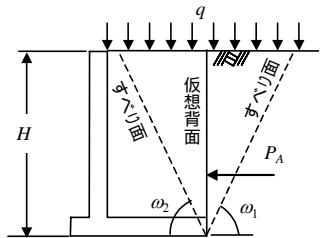


図 3.7 主働すべり面

4. 仮想背面に作用する主動土圧の計算

4.1 主動土圧の算定式

(1) 上載荷重が満載の場合



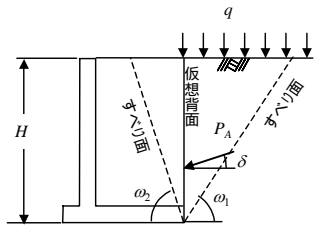
ランキン式

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma \cdot H} \right)$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\omega_1 = \omega_2 = 45 + \frac{\phi}{2}$$

(2) 上載荷重が仮想背面の後方載荷の場合



右城法(クーロン式を利用)

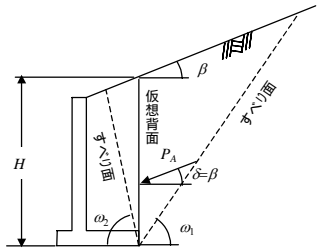
$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma \cdot H} \right)$$

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2}$$

土圧傾斜角 は次式より求める

$$\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2q}{\gamma H}} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} - 1 = 0$$

(3) 無限斜面の場合



ランキン式

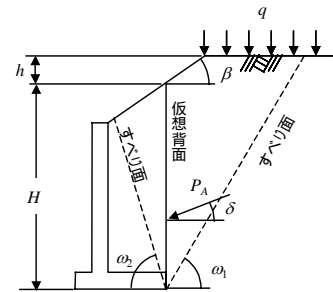
$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$\omega_1 = 45 + \frac{1}{2} \left(\phi + \beta - \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right)$$

$$\omega_2 = 45 + \frac{1}{2} \left(\phi - \beta + \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right)$$

(4) 有限斜面の場合



右城法(中畑式とクーロン式を利用)

$$P_A = \frac{W_a \sin \phi}{\cos \psi} \left\{ \sqrt{\tan \psi + \cot \phi} - \sqrt{\tan \psi - \eta} \right\}^2$$

ここに,

$$\psi = \phi + \delta$$

$$\eta = -\frac{W_b}{W_a}$$

$$W_a = \frac{\gamma}{2} (H + h)^2 + q(H + h)$$

$$W_b = \frac{\gamma}{2 \tan \beta} h \left(h + \frac{2q}{\gamma} \right)$$

土圧傾斜角 は次の条件式を満たすように決定する。

$$P_A - P_{AC} = 0$$

ここに,

$$P_{AC} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right\}^2}$$

4.2 例題 5

図 4.1 に示すように、地表面に活荷重が満載された逆 T 型擁壁の仮想背面に作用する主働土圧を試行くさび法、クーロン式、ランキン式で求め、どの方法でも同じ結果が得られることを確認せよ。

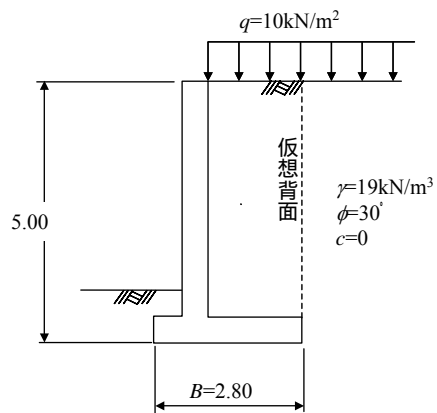


図 4.1

【解答】

壁面傾斜角 $\alpha = 0^\circ$, 地表面傾斜角 $\beta = 0^\circ$, 壁面摩擦角 $\delta = \beta = 0^\circ$

(1) 試行くさび法による計算

$$\lambda = H \cot \omega = 5.0 \times \cot \omega \text{ (m)}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \omega + q \lambda = \frac{1}{2} \times 19 \times 5.0^2 \times \cot \omega + 10 \times 5.0 \times \cot \omega = 287.5 \cot \omega \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} W = \frac{\sin(\omega - 30)}{\cos(\omega - 30 - 0 - 0)} \times 287.5 \cot \omega = 287.5 \tan(\omega - \phi) \cot \omega \text{ (kN/m)}$$

すべり角 ω を 58° から 62° まで 1° 刻みで計算する。

$$= 58^\circ \text{ の場合 } P_A = 287.5 \times \tan(58 - 30) \times \cot 58 = 95.52 \text{ kN/m}$$

$$= 59^\circ \text{ の場合 } P_A = 287.5 \times \tan(59 - 30) \times \cot 59 = 95.76 \text{ kN/m}$$

$$= 60^\circ \text{ の場合 } P_A = 287.5 \times \tan(60 - 30) \times \cot 60 = 95.83 \text{ kN/m (最大)}$$

$$= 61^\circ \text{ の場合 } P_A = 287.5 \times \tan(61 - 30) \times \cot 61 = 95.76 \text{ kN/m}$$

$$= 62^\circ \text{ の場合 } P_A = 287.5 \times \tan(62 - 30) \times \cot 62 = 95.52 \text{ kN/m}$$

主働土圧合力 $P_A = 95.83 \text{ kN/m}$ (P_A の最大値が正解)

(2) クーロン式による計算

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \times \cos(0 + 0) \left\{ 1 + \frac{\sin(30 + 0) \sin(30 - 0)}{\cos(0 + 0) \cos(0 - 0)} \right\}^2} = 0.333$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma \cdot H} \right) = \frac{1}{2} \times 19 \times 5.0^2 \times 0.333 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{19 \times 5.0} \right) = 95.74 \text{ kN/m}$$

(3) ランキン式による計算

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma \cdot H} \right) = \frac{1}{2} \times 19 \times 5.0^2 \times 0.333 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{19 \times 5.0} \right) = 95.74 \text{ kN/m}$$

4.3 例題 6

図 4.2 に示すように、仮想背面より後方だけに活荷重が載荷された逆 T 型擁壁について、仮想背面に作用する主働土圧を右城法によって算定せよ。

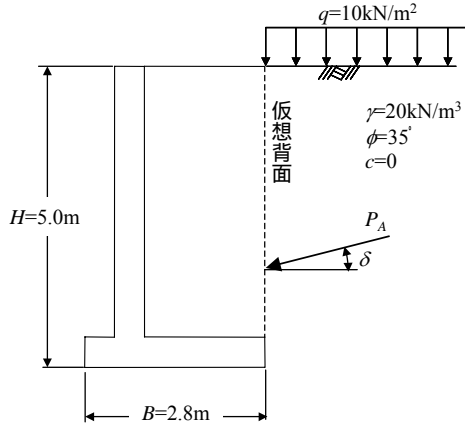


図 4.2

【解答】

壁面摩擦角 δ は、次の条件式を満たすように決定する。

$$\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta)\sin\phi}{\cos\delta}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2q}{\gamma H}} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin\phi}{\cos\delta}} - 1 = 0$$

上式を満たす δ を求める方法として、下記に示すように試行錯誤的に求めることもできるが、表計算ソフト「エクセル」のソルバー機能を使うと便利である。

$$=5^\circ \quad \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35-5)\sin 35}{\cos 5}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2 \times 10}{20 \times 5.0}} - \sqrt{\frac{\sin(35+5)\sin 35}{\cos 5}} - 1 = 0.075$$

$$=10^\circ \quad \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35-10)\sin 35}{\cos 10}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2 \times 10}{20 \times 5.0}} - \sqrt{\frac{\sin(35+10)\sin 35}{\cos 10}} - 1 = -0.03$$

$$=15^\circ \quad \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35-15)\sin 35}{\cos 15}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2 \times 10}{20 \times 5.0}} - \sqrt{\frac{\sin(35+15)\sin 35}{\cos 15}} - 1 = -0.085$$

$$=9.8^\circ \quad \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35-9.8)\sin 35}{\cos 9.8}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2 \times 10}{20 \times 5.0}} - \sqrt{\frac{\sin(35+9.8)\sin 35}{\cos 9.8}} - 1 = 0.000$$

$=9.8^\circ$ が正解となる。と誤差 δ の関係は、図 4.3 のようになる。

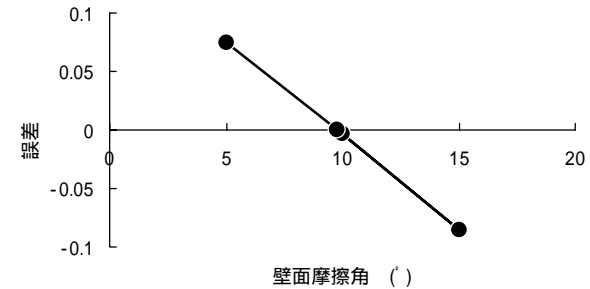


図 4.3 壁面摩擦角と誤差の関係

主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin\phi}{\cos\delta}} \right\}^2} = \frac{\cos^2 35}{\cos 9.8 \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35+9.8)\sin 35}{\cos 9.8}} \right\}^2} = 0.253$$

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma \cdot H} \right) = \frac{1}{2} \times 20 \times 5.0^2 \times 0.253 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{20 \times 5.0} \right) = 75.9 \text{ kN/m}$$

4.4 例題 7

図 4.4 に示すような逆 T 型擁壁の仮想背面に作用する主働土圧を「クーロン式」と「ランキン式」で求めて、その結果を比較せよ。

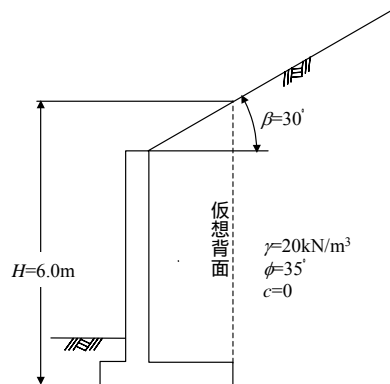


図 4.4

【解答】

壁面傾斜角 $\alpha = 0^\circ$, 地表面傾斜角 $\beta = 30^\circ$, 壁面摩擦角 $\delta = \beta = 30^\circ$ (地表面に平行)

主働土圧係数

クーロン式

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35 - 0)}{\cos^2 0 \times \cos(0 + 30) \left\{ 1 + \frac{\sin(35 + 30) \sin(35 - 30)}{\cos(0 + 30) \cos(0 - 30)} \right\}^2} = 0.442$$

ランキン式

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \cos 30 \times \frac{\cos 30 - \sqrt{\cos^2 30 - \cos^2 35}}{\cos 30 + \sqrt{\cos^2 30 - \cos^2 35}} = 0.442$$

クーロン式とランキン式で同じ主働土圧係数が求められる。

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20 \times 6.0^2 \times 0.442 = 159.12 \text{ kN/m}$$

主働すべり角

$$\omega_1 = 45 + \frac{1}{2} \left(\phi + \beta - \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) = 45 + \frac{1}{2} \left(35 + 30 - \sin^{-1} \frac{\sin 30}{\sin 35} \right) = 47.2^\circ$$

$$\omega_2 = 45 + \frac{1}{2} \left(\phi - \beta + \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) = 45 + \frac{1}{2} \left(35 - 30 + \sin^{-1} \frac{\sin 30}{\sin 35} \right) = 77.8^\circ$$

二つのすべり面の挟角は $90^\circ - \quad = 55^\circ$ となる。

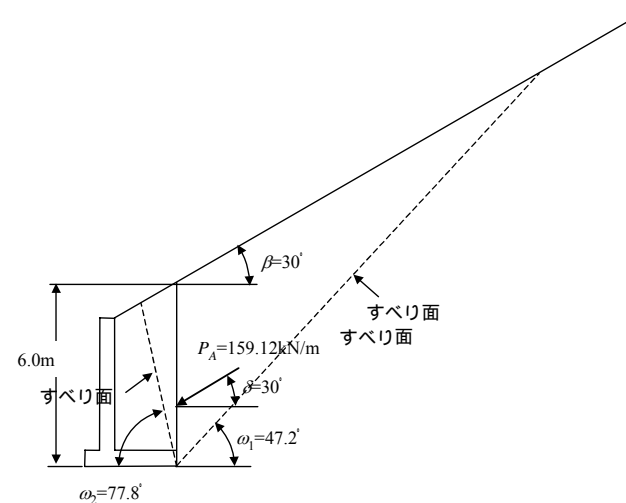


図 4.5 主働すべり面

4.5 例題 8

図 4.6 に示す高さ上げタイプの盛土をした逆 T 型擁壁の仮想背面に作用する主働土圧合力とその傾斜角(壁面摩擦角)を右城法によって算定せよ。

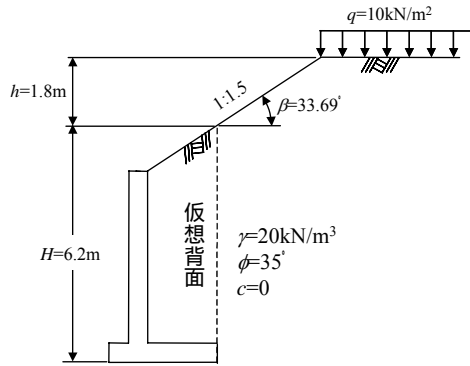


図 4.6

【解答】

右城法(中畑式とクーロン式を利用)による土圧の計算

$$W_a = \frac{\gamma}{2}(H+h)^2 + q(H+h) = \frac{20}{2} \times (6.2+1.8)^2 + 10 \times (6.2+1.8) = 720 \text{ kN/m}$$

$$W_b = \frac{\gamma}{2 \tan \beta} h \left(h + \frac{2q}{\gamma} \right) = \frac{20}{2 \times \tan 33.69} \times 1.8 \times \left(1.8 + \frac{2 \times 10}{20} \right) = 75.6 \text{ kN/m}$$

$$\eta = -\frac{W_b}{W_a} = -\frac{75.6}{720} = -0.105$$

$$P_A = \frac{W_a \sin \phi}{\cos \psi} \left\{ \sqrt{\tan \psi + \cot \phi} - \sqrt{\tan \psi - \eta} \right\}^2$$

ここに

$$\psi = \phi + \delta$$

は次の条件式を満たすように試行錯誤的に決定する。

$$\Delta = P_A - P_{AC} = 0$$

ここに、

$$P_{AC} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right\}^2}$$

を 0 から 5° 刻みで (≧35°) まで変化させて を計算すると表 4.1 となる。これより、25° < <30° であることがわかる。 0 となる を試行錯誤的に求めると =27.6° となる。

主働土圧合力は

$$P_A = \frac{720 \times \sin 35}{\cos(27.6 + 35)} \left\{ \sqrt{\tan(27.6 + 35) + \cot 35} - \sqrt{\tan(27.6 + 35) + 0.105} \right\}^2 = 151.75 \text{ kN/m}$$

表 4.1 と計算誤差

$\delta(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	$P_A(\text{kN/m})$	$P_{AC}(\text{kN/m})$	$\Delta = P_A - P_{AC}$
0	35	158.98	79.49	79.49
5	40	153.78	84.58	69.20
10	45	150.16	91.36	58.80
15	50	147.94	100.55	47.39
20	55	147.00	113.47	33.53
25	60	147.31	132.94	14.37
30	65	148.87	166.95	-18.08
35	70	151.75	314.88	-163.13
27.6	62.6	147.96	147.78	0.18

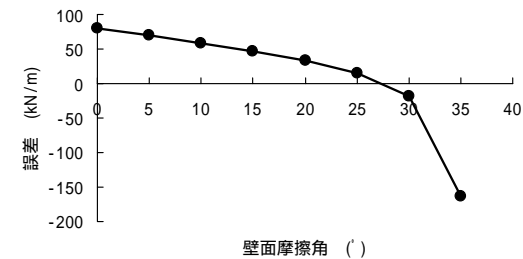


図 4.7 壁面摩擦角と誤差の関係

4.6 演習問題 9

図 2.8 に示すような嵩上げタイプの盛土をした重力式擁壁の壁面に作用する主動土圧を、「試行くさび法」および「中畑式」で算定せよ。

なお、試行くさび法の計算で、すべり角は $\omega = 50^\circ, 51^\circ, 52^\circ, 53^\circ, 54^\circ$ の 4 種類とすること。

ただし、盛土勾配は 1:1.5、嵩上げ高は 1.0m、土質は砂質土($\gamma = 19\text{kN/m}^3, \phi = 30^\circ$)とする。壁面摩擦角は $\delta = 2/3$ として計算すること。

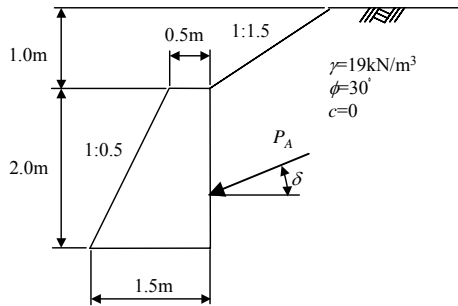


図 2.8 重力式擁壁

【解答】

土くさびの重量

$$W = \frac{1}{2} \times \left(3.0 \times 3.0 \times \frac{1}{\tan \omega} - 1.0 \times 1.5 \right) \times 19 = \frac{85.5}{\tan \omega} - 14.25 \text{ (kN/m)}$$

主動土圧合力の算定式

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)} W = \frac{\sin(\omega - 30)}{\cos(\omega - 30 - 20 - 0)} W = \frac{\sin(\omega - 30)}{\cos(\omega - 50)} W$$

すべり角は $\omega = 50^\circ, 51^\circ, 52^\circ, 53^\circ, 54^\circ$ について、 P_A を計算すると次のようになる。

表 4.2

$\omega(^{\circ})$	$\tan \omega$	W(kN/m)	$\sin(\omega - \phi)$	$\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)$	$P_A = \times /$
50	1.192	57.48	0.342	1.000	19.66
51	1.235	54.98	0.358	1.000	19.68
52	1.28	52.55	0.375	0.999	19.73
53	1.327	50.18	0.391	0.999	19.64
54	1.376	47.89	0.407	0.998	19.53

主動土圧合力と主動すべり角 $P_A = 19.7\text{kN/m}$ $\omega = 52^\circ$

4.7 演習問題 10

図 4.8 に示す L 型擁壁の仮想背面に作用する主動土圧を「ランキン式」、「クーロン式」でそれぞれ計算し、その結果を比較せよ。

ただし、盛土勾配は 1:1.8 の一様勾配、土質は礫質土($\gamma = 20\text{kN/m}^3, \phi = 35^\circ$)とする。

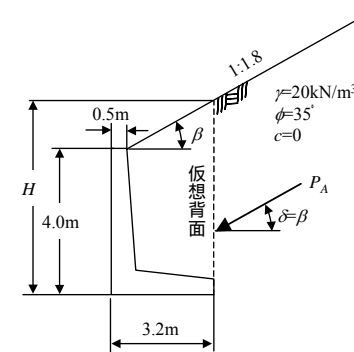


図 4.8 L 型擁壁

【解答】

仮想背面の高さ

$$H = 4.0 + \frac{3.2 - 0.5}{1.8} = 5.5 \text{ m}$$

壁面傾斜角 $\alpha = 0^\circ$, 地表面傾斜角 $\beta = \tan^{-1} \frac{1}{1.8} = 29.05^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = \beta = 29.05^\circ$

主働土圧係数

クーロン式

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35 - 0)}{\cos^2 0 \times \cos(0 + 29.05) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 29.05) \sin(35 - 29.05)}{\cos(0 + 29.05) \cos(0 - 29.05)}} \right\}^2} = 0.422$$

ランキン式

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$= \cos 29.05 \times \frac{\cos 29.05 - \sqrt{\cos^2 29.05 - \cos^2 35}}{\cos 29.05 + \sqrt{\cos^2 29.05 - \cos^2 35}} = 0.422$$

クーロン式とランキン式で同じ主働土圧係数が求められる。

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20 \times 5.5^2 \times 0.422 = 127.7 \text{ kN/m}$$

5. 重力式擁壁の設計計算例

5.1 設計条件

(1) 構造寸法

擁壁高: $H=3.00 \text{ m}$

擁壁の伸縮目地間隔: $L=10 \text{ m}$

形状寸法: 下図を参照のこと。

(2) 裏込め土

土質: 礫質土

単位体積重量: $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

せん断抵抗角: $\phi=35^\circ$

(3) コンクリート

設計基準強度: $\sigma_{ck}=18 \text{ N/mm}^2$

単位体積重量: $\gamma_c=23 \text{ kN/m}^3$

(4) 支持地盤

土質: 砂質土

N 値: 20

極限支持力度: $q_d=600 \text{ kN/m}^2$

(5) 参考文献

日本道路協会: 道路土工 - 擁壁工指針, 1999 年

右城猛: 新・擁壁の設計法と計算例, 理工図書, 1998 年

右城猛: 続・擁壁の設計法と計算例, 理工図書, 1998 年

右城猛: 擁壁設計 Q&A105 問答, 理工図書, 2005 年

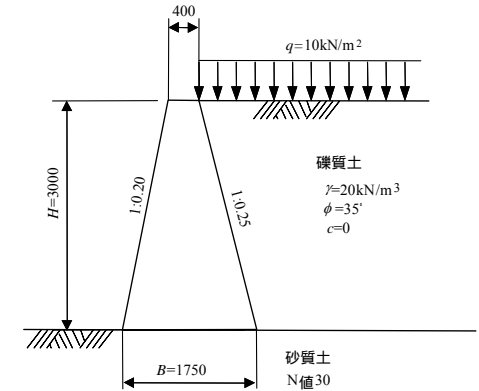


図 5.1 擁壁断面

【予備知識 1】設計条件の目安

擁壁の前面勾配が鉛直に近いと転倒，背面勾配が鉛直に近いと滑動の安全率で擁壁断面が決まります。前面勾配が鉛直($n_1=0$)のときの底面幅は $B=0.7H$ です。

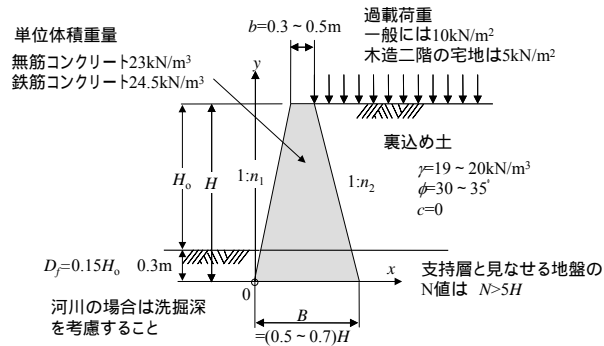


図 5.2 設計条件の目安

【予備知識 2】裏込め土(盛土)の土質定数の目安

道路土工 - 擁壁工指針では，擁壁高が 8m 未満で土質試験が困難な場合には，表 5.1 の値を用いて土圧を算定しても良いとされています。

表 5.1 裏込め土の土質定数

裏込め土の種類	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
礫質土 ^{注1)}	20	35	0
砂質土	19	30	0
粘性土 ($W_L < 50\%$)	18	25	0

注1)きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

【予備知識 3】土質の区分

礫質土，砂質土，粘性土がどのような土なのかは，地盤工学会の日本統一分類で 5.3 のように決められています。細粒分が 50%以上を占める土は粘性土です。粗粒分が 50%以上を占め，礫分より砂分が多いと砂質土，礫分が多いと礫質土になります。細粒分とはシルトや粘土のことで，粒径が 0.075mm 以下の土です。

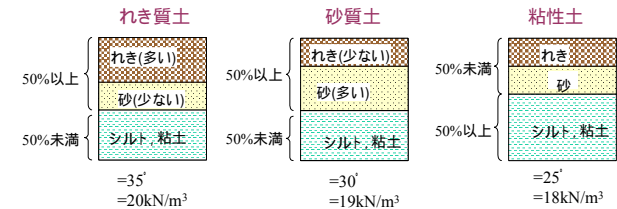


図 5.3 日本統一分類による土の区分

細粒分	粗粒分						石分		
	砂			礫			石		
粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石	巨石
粒径	0.005	0.075	0.25	0.85	2.0	4.75	19	75	300 (mm)

図 5.4 粒径による土の区分

【予備知識 4】コンクリートの単位体積重量

擁壁工指針では，コンクリートの単位体積重量を 23kN/m³，鉄筋コンクリートの単位体積重量を 24.5kN/m³ と決めています。コンクリートに入れる骨材の種類や鉄筋量によって単位体積重量は異なりますが，それは土の単位体積重量や土圧の推定誤差に比べるとはるかに小さいので神経質に考える必要はありません。擁壁工指針に示されている値をそのまま用いて下さい。

【予備知識 5】 地盤の支持力度

地盤の支持力を推定する方法には、静力学公式による方法と N 値等から経験的に推定する方法があります。擁壁の設計では一般に N 値から推定しており、道路土工 - 擁壁工指針には表 5.2 が示されています。

N 値と極限支持力度の関係 $q_d=30N$ (kN/m²)

N 値と常時の許容支持力度の関係 $q_a=q_d/3=10N$ (kN/m²)

表 5.2 常時の許容支持力度の目安

基礎地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m ²)	備考	
			q_u (kN/m ²)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000 以上	
	亀裂の多い硬岩	900	10,000 以上	
	軟岩・土丹	300	1,000 以上	
礫 層	密なもの	900		
	密でないもの	300		
砂 質 地 盤	密なもの	300		30 ~ 50
	中位なもの	200		20 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	200	240 ~ 400	15 ~ 30
	堅いもの	100	100 ~ 200	10 ~ 15

5.2 荷 重

(1) 自 重

コンクリート(無筋)の単位体積重量 $\gamma_c=23\text{kN/m}^3$

重 量

$$W_c = \frac{H}{2}(b+B)\gamma_c = \frac{3.0}{2} \times (0.4+1.75) \times 23 = 74.18\text{kN/m}$$

重 心

前面勾配 1:n₁=1:0.2 背面勾配 1:n₂=1:0.25

$$x_c = \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2b+B}{b+B} (n_1 - n_2)$$

$$= \frac{1.75}{2} + \frac{3.0}{6} \times \frac{2 \times 0.4 + 1.75}{0.4 + 1.75} \times (0.2 - 0.25) = 0.85\text{m}$$

(2) 土 圧

地表面が水平 ($\theta=0$) であるので、クーロン式、中畑式、試行くさび法のいずれも適用できるが、ここではクーロン式を適用して計算する。

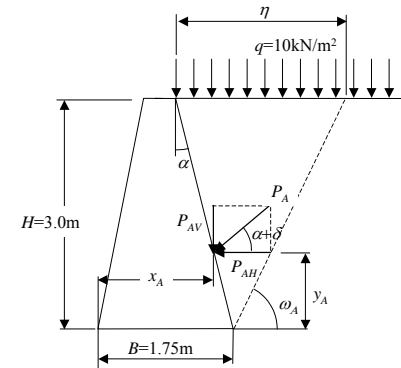


図 5.5 擁壁に作用する主動土圧

$$\text{壁面傾斜角 } \alpha = \tan^{-1} n_2 = \tan^{-1} 0.25 = 14.04^\circ \quad \text{壁面摩擦角 } \delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3} \times 35 = 23.33^\circ$$

主動土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35 - 14.04)}{\cos^2 14.04 \times \cos(14.04 + 23.33) \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 23.33) \times \sin 35}{\cos(14.04 + 23.33) \times \cos 14.04}} \right\}^2}$$

$$= 0.362$$

主動土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma H} \right) = \frac{1}{2} \times 20 \times 3.0^2 \times 0.362 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{20 \times 3.0} \right)$$

$$= 43.44 \text{ kN/m}$$

【参考】クーロン式で主動すべり角を求めて計算する方法

主動すべり角(クーロン式)

$$\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\phi + \delta + \alpha)}{\sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos \alpha \sin \phi} - \sin(\phi + \delta + \alpha)}} \right\}$$

$$= \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(35 + 23.33 + 14.04)}{\sqrt{\frac{\cos(14.04 + 23.33) \sin(35 + 23.33)}{\cos 14.04 \times \sin 35} - \sin(35 + 23.33 + 14.04)}} \right\}$$

$$= 63.7^\circ$$

土塊重量および上載荷重

$$\lambda = H(\tan \alpha + \cot \omega_A) = 3.0 \times (\tan 14.04 + \cot 63.7) = 2.23 \text{ m}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\omega_A - \alpha)}{\sin \omega_A \cos \alpha} + q\lambda$$

$$= \frac{1}{2} \times 20 \times 3.0^2 \times \frac{\cos(63.7 - 14.04)}{\sin 63.7 \times \cos 14.04} + 10 \times 2.23$$

$$= 89.29 \text{ kN/m}$$

主動土圧合力

$$P_A = \frac{\sin(\omega_A - \phi)}{\cos(\omega_A - \phi - \delta - \alpha)} W = \frac{\sin(63.7 - 35)}{\cos(63.7 - 35 - 23.33 - 14.04)} \times 89.29$$

$$= 43.37 \text{ kN/m}$$

土圧の鉛直成分

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = 43.44 \times \sin(14.04 + 23.33) = 26.37 \text{ kN/m}$$

土圧の水平成分

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 43.44 \times \cos(14.04 + 23.33) = 34.52 \text{ kN/m}$$

土圧合力の作用位置

擁壁工指針に準拠して、土圧分布を三角形と仮定する。

$$y_A = \frac{1}{3} H = \frac{1}{3} \times 3.0 = 1.00 \text{ m}$$

$$x_A = B - n_2 y_A = 1.75 - 0.25 \times 1.00 = 1.50 \text{ m}$$

【予備知識 6】道路土工指針と道路橋示方書の違い

道路土工 - 擁壁工指針と道路橋示方書下部構造編は、主動土圧の計算にクーロンの土圧理論を適用していますが、壁面摩擦角と土圧分布の考え方が異なっているので注意が必要です。

表 5.3 土圧計算法

技術基準類	道路土工 - 擁壁工指針		道路橋示方書下部構造編
盛土形状			
土圧計算法	試行くさび法	試行くさび法 クーロン式	クーロン式
壁面摩擦角	$\delta = \frac{2}{3} \phi$		$\delta = \frac{1}{2} \phi$
土圧分布	三角形		台形

【予備知識 7】 上載荷重がある場合の主働土圧合力の計算式

裏込め土による土圧 $P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$

上載荷重による土圧 $P_{A2} = qHK_A$

裏込め土と上載圧による土圧

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A + qHK_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma H} \right)$$

(3) 荷重の集計

鉛直力 $\Sigma V = W_c + P_{AV} = 74.18 + 26.37 = 100.55 \text{ kN/m}$

水平力 $\Sigma H = P_{AH} = 34.52 \text{ kN/m}$

つま先回りの抵抗モーメント

$$M_r = W_c \cdot x_c + P_{AV} \cdot x_A = 74.18 \times 0.85 + 26.37 \times 1.50 = 102.61 \text{ kNm/m}$$

つま先回りの転倒モーメント

$$M_o = P_{AH} \cdot y_A = 34.52 \times 1.00 = 34.52 \text{ kNm/m}$$

底面における合力の作用位置

$$d = \frac{M_r - M_o}{\Sigma V} = \frac{102.61 - 34.52}{100.55} = 0.68 \text{ m}$$

底面における合力の偏心量

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.75}{2} - 0.68 = 0.20 \text{ m}$$

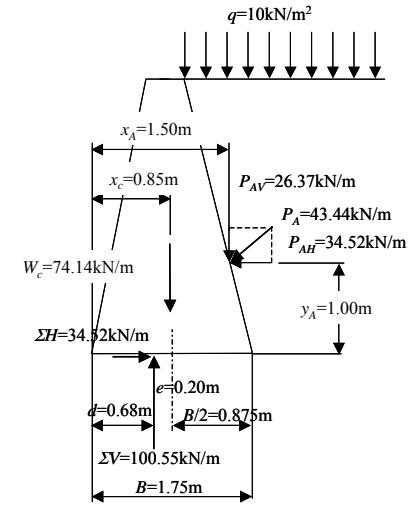


図 5.6 擁壁に作用する荷重

【予備知識 8】 擁壁底面における合力の位置

つま先 a 点でモーメントのつり合い式を立てると、

$$M_r - M_o - \Sigma V \cdot d = 0$$

変形すると $d = \frac{M_r - M_o}{\Sigma V}$

偏心量は図 5.7 より $e = \frac{B}{2} - d$

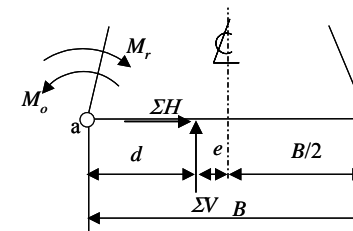


図 5.7 土圧計算法

5.3 安定計算

(1) 転倒に対する検討

許容偏心量

$$e_a = \frac{B}{6} = \frac{1.75}{6} = 0.29 \text{ m} > e = 0.20 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

合力は擁壁底面のミドルサード(核)の内側にある。

転倒に対する安定性は、下記のように表現することもできる。この方が、無次元量で表記できるので使い勝手がよい。

$$F_t = \frac{B}{2e} = \frac{1.75}{2 \times 0.20} = 4.38 \geq 3.0 \quad (\text{O.K.})$$

(2) 滑動に対する検討

底面と支持地盤の摩擦係数は $\mu = 0.6$ とする。

滑動の安全率

$$F_s = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \mu = \frac{100.55}{34.52} \times 0.6 = 1.75 > 1.5 \quad (\text{O.K.})$$

(3) 支持力に対する検討

地盤反力度

荷重合力が底面のミドルサードの内側にあるので地盤反力は図 - 5 のように台形分布となる。

$$\begin{cases} q_1 \\ q_2 \end{cases} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{100.55}{1.75} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.20}{1.75} \right) = \begin{cases} 96.9 \text{ kN/m}^2 \\ 18.1 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

支持力の安全率

極限支持力度 $q_d = 600 \text{ kN/m}^2$

$$F_s = \frac{q_d}{q_1} = \frac{600}{96.9} = 6.2 > 3.0 \quad (\text{O.K.})$$

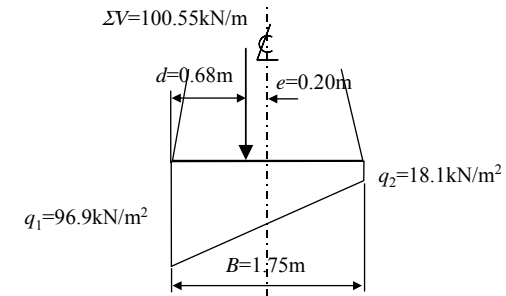
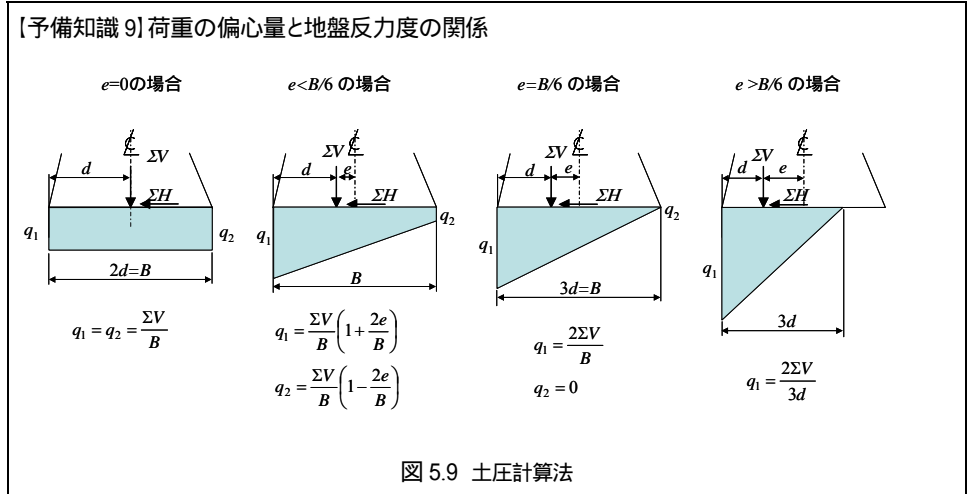


図 5.8 地盤反力度



[予備知識 10] 転倒の安定度

転倒に対する安定条件は一般に $\frac{B}{6} > e$ であることを確認しているが、この式を変形して

$\frac{B}{2e} > 3$ と表すこともできる。

【予備知識 11】滑動の安全率

根入れ地盤の受働土圧は一般には無視することが多い。

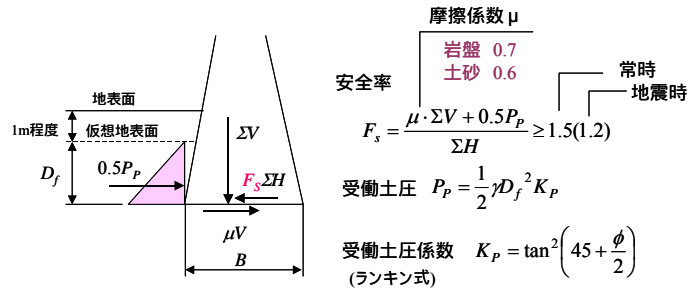


図 5.10 土圧計算法

【予備知識 12】擁壁高と最大地盤反力度の関係

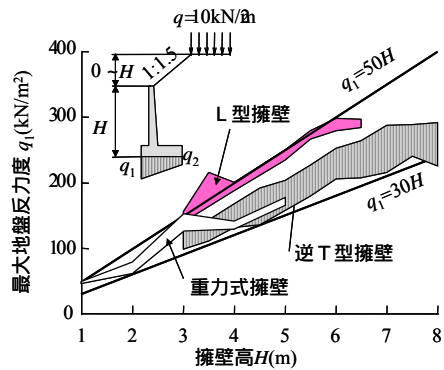


図 5.11

最大地盤反力度は:図 5.11 に示すように, 経験的に $q_1 = (30 \sim 50)H$ で表されます。

この関係式から, 計算結果の妥当性を簡単に判断することができます。

当該擁壁に経験則を適用すると $q_1 = (30 \sim 50) \times 3 = 90 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ であるので, 計算結果の $q_1 = 96.8 \text{ kN/m}^2$ は妥当といえます。

6. L型擁壁の設計計算例

6.1 設計条件

(1) 構造寸法

擁壁形式: プレキャストコンクリート L型擁壁 ($H=1.50 \text{ m}$)

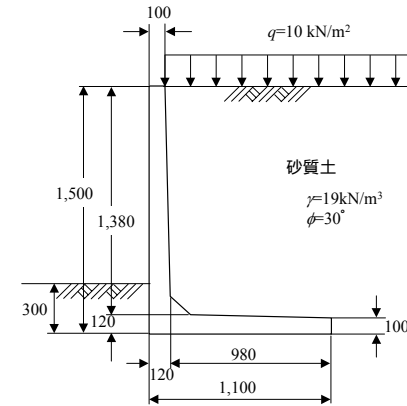


図 6.1 擁壁断面

(2) 活荷重

$q = 10 \text{ kN/m}^2$ (自動車荷重)

(3) 裏込め土

土質: 砂質土

単位体積重量: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

内部摩擦角: $\phi = 30^\circ$

(4) 支持地盤

土質: 砂質土

許容支持力度: $q_a = 150 \text{ kN/m}^2$

(5) コンクリート

設計基準強度: $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

単位体積重量: $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

(6)鉄筋

材質 SD295A

6.2 荷重

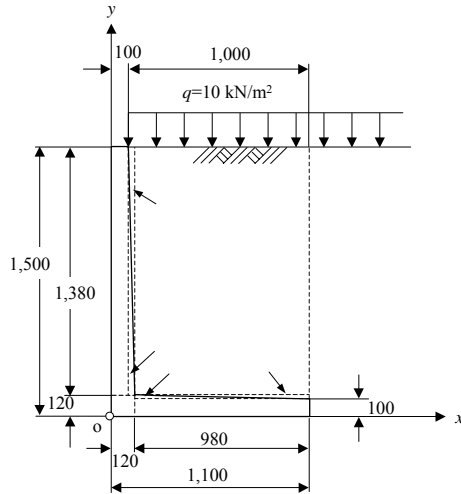


図 6.2 擁壁の分割

表 6.1 擁壁躯体

区分	幅 (m)	高さ (m)	面積 A(m ²)	ア-ム x(m)	A・x (m ³)
	0.100	1.380	0.1380	0.050	0.0069
	0.020	1.380	0.0138	0.107	0.0015
	0.120	0.120	0.0144	0.060	0.0009
	0.980	0.100	0.0980	0.610	0.0598
	0.980	0.020	0.0098	0.447	0.0044
	-	-	0.2740	-	0.0735

(1)擁壁躯体

ハンチは無視して計算する。

重量 $W_c = 0.274 \times 24.5 = 6.71 \text{ kN/m}$

作用位置 $x_c = \frac{0.0735}{0.274} = 0.27\text{m}$

(2)上載土砂

表 6. エラー! 参照元が見つかりません。 上載土砂

区分	幅 (m)	高さ (m)	面積 A(m ²)	ア-ム x(m)	A・x (m ³)
	0.020	1.380	0.0138	0.113	0.0016
	0.98	1.380	1.3524	0.610	0.8250
	0.98	0.020	0.0098	0.773	0.0076
	-	-	1.376	-	0.8342

重量 $W_s = 1.376 \times 19 = 26.14\text{kN/m}$

作用位置 $x_s = \frac{0.8342}{1.376} = 0.61\text{m}$

(3)載荷重

活荷重 $W_q = 1.00 \times 10 = 10.00\text{kN/m}$

作用位置 $x_q = 0.10 + 1.00 / 2 = 0.60 \text{ m}$

(4)土 圧

a)活荷重を満載の場合

主動すべり面は図 6.3 のようになり、たて壁に当たらない。また、活荷重が満載されているのでランキン土圧公式が適用できる。

主動土圧係数

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.333$$

主動土圧合力

$$P_A = P_{AH} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma H}\right) = \frac{1}{2} \times 19 \times 1.5^2 \times 0.333 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{19 \times 1.5}\right) = 12.11\text{kN/m}$$

土圧合力の作用位置

$$y_A = \frac{H}{3} \cdot \frac{3q + \gamma H}{2q + \gamma H} = \frac{1.5}{3} \times \frac{3 \times 10 + 19 \times 1.5}{2 \times 10 + 19 \times 1.5} = 0.60\text{m}$$

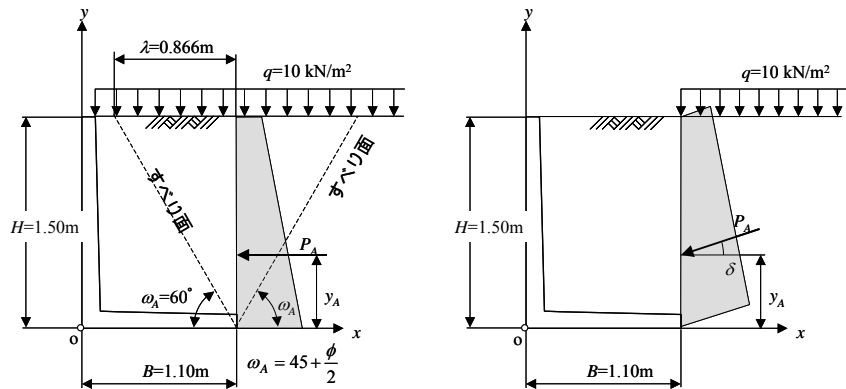


図 6.3 活荷重を満載の場合 図 6.4 活荷重を後方載荷の場合

b)活荷重を後方載荷の場合

活荷重が仮想背面の後方にのみ載荷されている場合は、仮想背面の前後で盛土内部の応力状態が異なるのでランキン土圧公式は適用できない。仮想背面に作用する土圧は、載荷重による土圧の傾斜を考慮したクーロン式で算出する。

壁面摩擦角 δ は、式(6.1)式を満たすように決定する。

$$\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta)\sin\phi}{\cos\delta}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2q}{\gamma H}} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin\phi}{\cos\delta}} - 1 = 0 \quad (6.1)$$

$=22.4^\circ$ と仮定する次により式(6.1)の条件が満たされる。

$$\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 - 22.4)\sin 30}{\cos 22.4}} \right\} \sqrt{1 + \frac{2 \times 10}{19 \times 1.5}} - \sqrt{\frac{\sin(30 + 22.4)\sin 30}{\cos 22.4}} - 1 = 0.00$$

主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin\phi}{\cos\delta}} \right\}^2} = \frac{\cos^2 30}{\cos 22.4 \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 22.4)\sin 30}{\cos 22.4}} \right\}^2} = 0.296$$

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma \cdot H} \right) = \frac{1}{2} \times 19 \times 1.5^2 \times 0.296 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{19 \times 1.5} \right) = 10.77 \text{ kN/m}$$

[参考] 仮想背面後方載荷における K_A と δ を求めるグラフ

土の内部摩擦角 ϕ が 30° あるいは 35° である場合には、図 6.5 で K_A を、図 6.6 で δ を求めることができる。

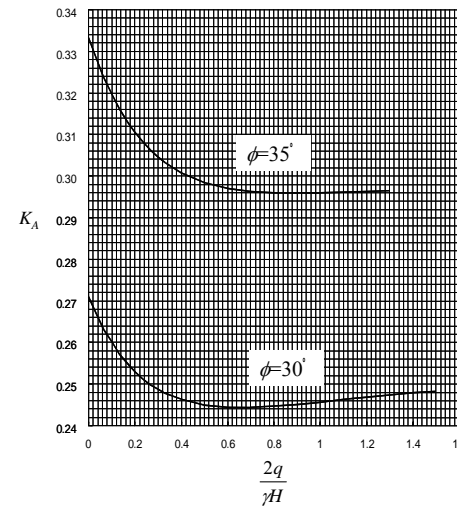


図 6.5 K_A を求めるグラフ

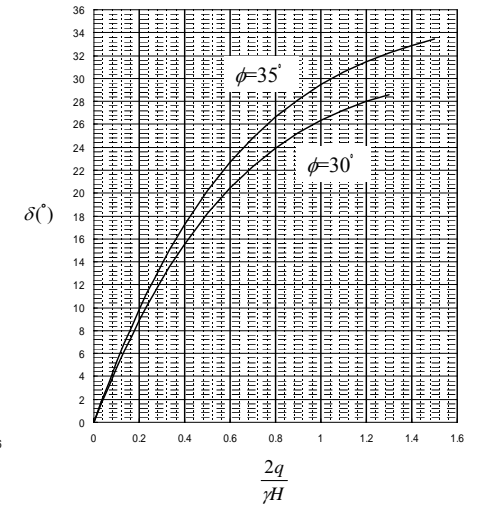


図 6.6 δ を求めるグラフ

土圧の鉛直成分 $P_{AV} = P_A \sin \delta = 10.78 \times \sin 22.4 = 4.11 \text{ kN/m}$

土圧の水平成分 $P_{AH} = P_A \cos \delta = 10.78 \times \cos 22.4 = 9.97 \text{ kN/m}$

土圧合力の作用位置

道路土工 - 擁壁工指針では土圧分布を三角形と仮定するものとしているが、理論的には道路橋示方書に規定しているような台形分布となる。ここでは、台形分布として計算する。

$$y_A = \frac{H}{3} \cdot \frac{3q + \gamma H}{2q + \gamma H} = \frac{1.5}{3} \times \frac{3 \times 10 + 19 \times 1.5}{2 \times 10 + 19 \times 1.5} = 0.60 \text{ m}$$

$$x_A = B = 1.10\text{m}$$

【予備知識 13】地表面に載荷重があるときの土圧分布

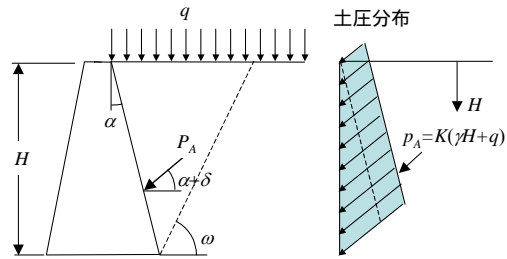


図 6.7

壁面に作用する主働土圧合力は式(6.2)で表されます。

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} W \quad (6.2)$$

図 6.7 のように地表面が水平な場合、壁面とすべり面に挟まれた土塊の重量および土塊上の載荷重の重量は、式(6.3)で求められます。

$$W = \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan \omega} \right) \left(\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) \quad (6.3)$$

式(6.2)と式(6.3)より、主働土圧合力は式(6.4)のように表されます。

$$P_A = K \left(\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) \quad (6.4)$$

土圧強度は土圧合力の高さ方向の変化率であるので式(6.5)で表されます。

$$p_A = \frac{dP_A}{dH} = K(\gamma H + q) \quad (6.5)$$

式(6.5)は、土圧が台形分布することを示しています。

(5)荷重の集計

a)活荷重を満載の場合

表 6.2 活荷重を満載の場合

荷重	V	H	x	y	V・x	H・y
自重	6.71	0	0.27	-	1.81	0
土砂	26.14	0	0.61	-	15.95	0
活荷重	10.00	0	0.60	-	6.00	0
土圧	0.00	12.11	-	0.60	0	7.27
	42.85	12.11	-	-	23.76	7.27

底面における合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{23.76 - 7.27}{42.85} = 0.38\text{m}$$

底面における合力の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.1}{2} - 0.38 = 0.17\text{m}$$

b)活荷重を後方載荷の場合

表 6.3 活荷重を後方載荷の場合

荷重	V	H	x	y	V・x	H・y
自重	6.71	0	0.27	-	1.81	0
土砂	26.14	0	0.61	-	15.95	0
活荷重	0	0	-	-	0	0
土圧	4.11	9.97	1.10	0.60	4.52	5.98
	36.96	9.97	-	-	22.28	5.98

底面における合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{22.28 - 5.98}{36.96} = 0.44\text{m}$$

底面における合力の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.1}{2} - 0.44 = 0.11\text{m}$$

6.3安定計算

(1) 転倒に対する検討

$$\text{許容偏心量 } e_a = \frac{B}{6} = \frac{1.1}{6} = 0.18\text{m}$$

活荷重を満載の場合

$$e=0.17\text{m} < e_a=0.18\text{m} \quad (\text{OK})$$

$$F_t = \frac{B}{2e} = \frac{1.1}{2 \times 0.17} = 3.24 > 3.0 \quad (\text{OK})$$

活荷重を後方載荷の場合

$$e=0.11\text{m} < e_a=0.18\text{m} \quad (\text{OK})$$

$$F_t = \frac{B}{2e} = \frac{1.1}{2 \times 0.11} = 5.00 > 3.0 \quad (\text{OK})$$

(2) 滑動に対する検討

底面と支持地盤の摩擦係数は $\mu=0.6$ とする。

活荷重を満載の場合

$$F_s = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \mu = \frac{42.85}{12.11} \times 0.6 = 2.12 > 1.5 \quad (\text{O.K.})$$

活荷重を後方載荷の場合

$$F_s = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \mu = \frac{36.96}{9.97} \times 0.6 = 2.22 > 1.5 \quad (\text{O.K.})$$

(3) 地盤支持力に対する検討

活荷重を満載，後方載荷のいずれも合力が底面のミドルサード内にあるので，地盤反力は台形分布となる。

活荷重を満載の場合

$$\left. \begin{aligned} q_1 \\ q_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{42.85}{1.1} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.17}{1.1} \right) = \left\{ \begin{aligned} 75.08\text{kN/m}^2 \\ 2.83\text{kN/m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$q_{\max} = 75.08\text{kN/m}^2 < q_a = 150\text{kN/m}^2 \quad (\text{O.K.})$$

活荷重を後方載荷の場合

$$\left. \begin{aligned} q_1 \\ q_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{36.96}{1.1} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.11}{1.1} \right) = \left\{ \begin{aligned} 53.76\text{kN/m}^2 \\ 13.44\text{kN/m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$q_{\max} = 53.76\text{kN/m}^2 < q_a = 150\text{kN/m}^2 \quad (\text{O.K.})$$

6.4たて壁の断面検討

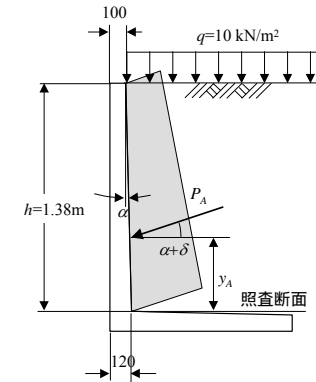


図 6.8 たて壁に作用する土圧

(1)土圧の計算

主働土圧係数

クーロンの土圧公式による。

$$\phi=30^\circ, \quad \delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3} \times 30 = 20^\circ, \quad \alpha = \tan^{-1} \frac{0.02}{1.38} = 0.8^\circ$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha} \right\}^2} = \frac{\cos^2(30 - 0.8)}{\cos^2(0.8) \times \cos(0.8 + 20) \times \left\{ 1 + \frac{\sin(30 + 20) \sin 30}{\cos(0.8 + 20)} \right\}^2} = 0.303$$

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma h} \right) = \frac{1}{2} \times 19 \times 1.38^2 \times 0.303 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{19 \times 1.38} \right) = 9.66 \text{ kN/m}$$

主働土圧合力の水平成分

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 9.66 \times \cos(0.8 + 20) = 9.03 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$y_A = \frac{h}{3} \cdot \frac{3q + \gamma h}{2q + \gamma h} = \frac{1.38}{3} \times \frac{3 \times 10 + 19 \times 1.38}{2 \times 10 + 19 \times 1.38} = 0.56 \text{ m}$$

(2)断面力

$$\text{せん断力 } S = P_{AH} = 9.03 \text{ kN/m}$$

$$\text{曲げモーメント } M = P_{AH} y_A = 9.03 \times 0.56 = 5.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3)応力度の照査

単鉄筋長方形断面として計算する。

$$\text{有効幅 } b = 1,000 \text{ mm} \quad \text{有効高 } d = 120 - 50 = 70 \text{ mm}$$

使用鉄筋

$$A_s = D10@125 \text{ mm} = 71.33 \times \frac{1,000}{125} = 570.6 \text{ mm}^2$$

$$np = n \frac{A_s}{bd} = 15 \times \frac{570.6}{1,000 \times 70} = 0.122$$

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = \sqrt{0.122^2 + 2 \times 0.122} - 0.122 = 0.387$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.387}{3} = 0.871$$

コンクリートの曲げ圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjbd^2} = \frac{2 \times 5.06 \times 10^6}{0.387 \times 0.871 \times 1,000 \times 70^2} = 6.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{O.K.})$$

鉄筋の引張応力

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s jd} = \frac{5.06 \times 10^6}{570.6 \times 0.871 \times 70} = 145 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{O.K.})$$

コンクリートの平均せん断応力

$$\tau_c = \frac{S}{bd} = \frac{9.03 \times 10^3}{1,000 \times 70} = 0.13 \text{ N/mm}^2 < \tau_{sa} = 0.39 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{O.K.})$$

(4)断面変化位置

たて壁の天端から下方へ $z=1.0 \text{ m}$ の位置で鉄筋量を 1/2 に段落とするものとして照査する。

土圧合力

$$P_{Az} = \frac{1}{2} \gamma z^2 K_A \left(1 + \frac{2q}{\gamma z} \right) = \frac{1}{2} \times 19 \times 1.0^2 \times 0.303 \times \left(1 + \frac{2 \times 10}{19 \times 1.0} \right) = 5.91 \text{ kN/m}$$

主働土圧合力の水平成分

$$P_{AHz} = P_{Az} \cos \delta = 5.91 \times \cos(0.8 + 20) = 5.52 \text{ kN/m}$$

作用位置

$$y_z = \frac{z}{3} \cdot \frac{3q + \gamma z}{2q + \gamma z} = \frac{1.0}{3} \times \frac{3 \times 10 + 19 \times 1.0}{2 \times 10 + 19 \times 1.0} = 0.42 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$M_z = P_{AHz} y_z = 5.52 \times 0.42 = 2.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

有効高

$$d_z = d_0 + z \tan \alpha = 50 + 1,000 \times \tan 0.8 = 64 \text{ mm}$$

抵抗曲げモーメント

$$j = \frac{7}{8} \text{ として計算する。}$$

$$M_r = \sigma_{sa} A_s j d_z = 160 \times \frac{570.6}{2} \times \frac{7}{8} \times 64 = 2.55 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 2.55 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_z = 2.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

鉄筋は段落とし位置より上へ(有効高+定着長)だけ伸ばすものとする。

定着長

$$l_0 = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi = \frac{180}{4 \times 1.6} \times 10 = 281 \text{ mm}$$

天端から段落とし鉄筋までの距離

$$\eta = z - l_0 - d_z = 1,000 - 281 - 64 = 655 \text{ mm} \quad 0.6 \text{ m とする。}$$

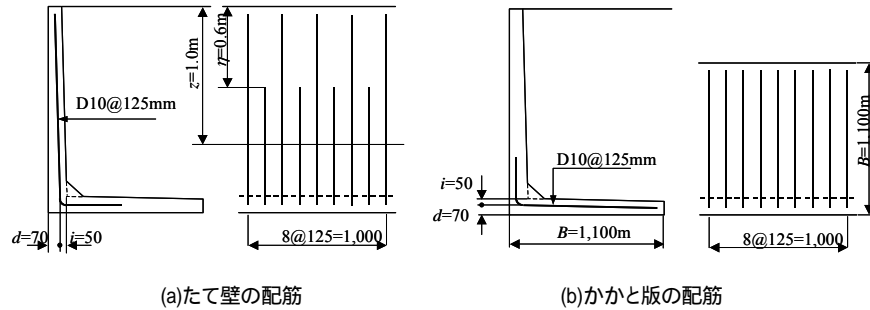


図 6.9 配筋図

6.5 かかと版の断面検討

活荷重満載の場合について検討する。

(1) 断面力の計算

a) かかと版自重

$$W_c = \frac{1}{2} \times (0.1 + 0.12) \times 0.98 \times 24.5 = 2.64 \text{ kN/m}$$

$$x_c = \frac{0.98}{3} \times \frac{2 \times 0.1 + 0.12}{0.1 + 0.12} = 0.48 \text{ m}$$

b) 上載土砂

6.2(2)より $W_s = 26.14 \text{ kN/m}$, $x_s = 0.61 - 0.12 = 0.49 \text{ m}$

c) 活荷重

6.2(3)より $W_q = 10.00 \text{ kN/m}$, $x_q = 0.6 - 0.12 = 0.48 \text{ m}$

d) 地盤反力

6.3(3)より $q_1 = 75.08 \text{ kN/m}^2$, $q_2 = 2.83 \text{ kN/m}^2$

$$q_3 = 75.08 - \frac{75.08 - 2.83}{1.1} \times 0.12 = 67.20 \text{ kN/m}^2$$

$$R = \frac{1}{2} \times (2.83 + 67.20) \times 0.98 = 34.31 \text{ kN/m}$$

$$x_R = \frac{0.98}{3} \times \frac{2 \times 2.83 + 67.20}{2.83 + 67.20} = 0.34 \text{ m}$$

表 6.4 かかと版つけ根の断面力

荷重	鉛直力 V(kN/m)	アーム x(m)	モーメント M(kN· m/m)
自重	2.64	0.48	1.27
上載土	26.14	0.49	12.81
活荷重	10.0	0.48	4.80
地盤反力	-34.31	0.34	-11.67
	4.47	-	7.21

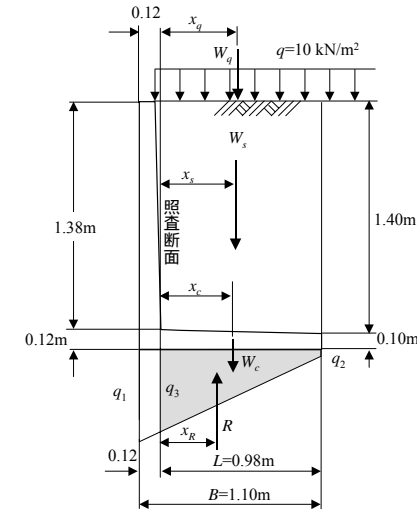


図 6.10 かかと版に作用する力

せん断力 $S = 4.47 \text{ kN/m}$

曲げモーメント $M = 7.21 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > 5.41 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

上記の方法で計算したかかと版つけ根の曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメントよりも大きい。したがって、応力照査にはたて壁つけ根の曲げモーメントを採用する。

(2) 応力度の照査

曲げ応力度はたて壁と同じになるので照査を省略する。