



S3



擁壁の構造計算



3-1 設計条件の設定方法

現在、擁壁の安定計算のほとんどは、パソコンにより行われている。ソフトが適用する技術基準に準拠していれば、計算方法や計算自体は正確なものとなっている。

このような状況で一番重要となるのは、入力条件となる設計条件である。設計条件はよく理解してないと、安全性や経済性に大きな影響を与えることとなる。

ここでは、土地改良事業計画設計基準を適用基準として、設計条件の設定方法を解説する。

1) 材料の単位体積重量

自重等の計算には、以下の単位体積重量を用いることができる。

表1.1 材料の単位体積重量 (kN/m ³)			
材 料	単位体積重量	材 料	単位体積重量
鋼、鋳鋼	77.0	木材	8.0
鋳鉄	71.0	舗装用アスファルト	22.5
鉄筋コンクリート	24.5	舗装用アスファルト	23.0
無筋コンクリート	23.0	コンクリートブロック練積	22.5
セメントモルタル	21.0	コンクリートブロック空積	19.5
水	9.8		

出典：土地改良事業計画設計基準 農道P430より

2) 土の単位体積重量

土の単位体積重量は、土の密度試験による値を基本とする。土質試験を行うことが困難な場合は、設計基準による以下の値を用いてもよい。

表1.2 土の単位体積重量 (kN/m ³)			
地 盤 区 分	土 質 区 分	緩いもの	密なもの
自然地盤	礫 質 土	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	礫 質 土	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土(ただし、WL<50%)	18	

出典：土地改良事業計画設計基準 農道P521より

【ポイント】

1. 土の密度試験を含む土質調査を行っている場合は、その調査報告書による各地層ごとの土の単位体積重量を用いる。
2. ボーリング及び標準貫入試験のみの土質調査の場合は、柱状図から土質区分、N値から密または緩の判定を行い、上記表の値を用いる。
3. 盛土は、一般に良質土としているため、発生土または購入土の区分なしに、土質により上記表の値を用いる。発生土が軟弱の場合は、購入土を検討する。
4. 土質調査を全く行っていない場合は、目視では土質の判断ができないため近傍の調査資料を参考に推定し、上記の要領で数値を決定する。
5. 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの値から9kN/m³を差し引く。

3) 裏込土の土質定数

裏込土の内部摩擦角や粘着力等の土質定数は、土の力学試験による値を基本とする。土質試験を行うことが困難な場合は、設計基準による以下の値を用いてもよい。

表1.3 土の種類と土質定数

裏込土の種類	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
礫質土	35	-----
砂質土	30	-----
粘性土(ただし、WL<50%)	25	-----

出典：土地改良事業計画設計基準 農道P521より

【ポイント】

1. 土の力学試験を含む土質調査を行っている場合は、その調査報告書による各地層ごとの土質定数を用いる。
2. ボーリング及び標準貫入試験のみの土質調査の場合は、柱状図から土質区分、N値から別記「N値からの土質定数推定方法」を参考に推定する。
3. 盛土は、一般に良質土としているため、発生土または購入土の区分なしに、土質により上記表の値を用いる。発生土が軟弱の場合は、購入土を検討する。
4. 土質調査を全く行っていない場合は、目視では土質の判断ができないため近傍の調査資料を参考に推定し、上記の要領で数値を決定する。
5. クーロン及び試行くさび法の土圧計算では粘着力を無視するため、粘性土については上記値を用いる。

4) 支持地盤の許容応力度

基礎地盤の許容支持力度は、土質調査資料からテルツアギーの修正公式を用いて算定する。設計基準では簡便な場合、一般的な下表の値を用いてよいとされているが、表の値では擁壁基礎の安全性に配慮ができないため、計算で求めることを進める。

また、擁壁底版と地盤の摩擦係数 μ は、設計基準による下表の値を用いる。付着力 C_B は、施工時の地盤の乱れ等があるため考慮しないものとする。

表1.4 支持地盤の許容支持力度（常時）

基礎地盤の種類と状態		許容支持力度 q_a (kN/m ²)	摩擦係数 μ ($=\tan \phi$)	付着力 C_B	備考 (調査数値の目安)	
					q_u (kN/m ²)	N値
岩盤	岩盤(亀裂少)	1,000	0.7	考慮しない	10,000以上	—
	岩盤(亀裂多)	600			10,000以上	—
	軟岩	300			1,000以上	—
礫層	密なもの	600	0.6	考慮しない	—	—
	密でないもの	300			—	—
砂質地盤	密なもの	300	0.6	考慮しない	—	30～50
	中位なもの	200			—	15～30
粘性地盤	非常に堅いもの	200	0.5	考慮しない	200～400	15～30
	堅いもの	100	0.5		100～200	8～15
	中位なもの	50	—		50～100	4～8

出典：土地改良事業計画設計基準 農道P522及び道路土工擁壁工指針P21より

地盤の許容支持力の算定式（テルツァギーの修正公式）

① 長期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha C N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \right)$$

② 短期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{2} \left(\alpha C N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \right)$$

ここに、 q_a : 許容支持力度 (kN/m²)

C : 基礎面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下は、水中重量とする。

γ_2 : 基礎面より上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下は、水中重量とする。

$\alpha \cdot \beta$: 形状係数（擁壁の場合、連続として $\alpha=1.0$, $\beta=0.5$ とする）

$N_c \cdot N_r \cdot N_q$: 表3.5に示す支持力係数の修正値

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

B : 基礎面の最小幅 (m)

表1.5 支持力係数

	せん断抵抗角 ϕ (°)								
	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N_r	0.0	0.2	0.6	1.4	3.2	6.9	15.3	35.2	86.5
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.2

【ポイント】

基礎地盤の許容支持力は、安定計算の照査事項となるためテルツァギーの修正公式を用いて計算で算定することが賢明である。この場合、粘性土は粘着力を考慮した計算ができる。摩擦係数 μ は通常地盤では0.5か0.6となる。摩擦係数は、基礎地盤のせん断抵抗角 ϕ より導かれ、現場打ちコンクリートでは $\phi_B = \phi$ となる。
せん断抵抗角 $\phi = 30^\circ$ の場合、 $\phi_B = 30^\circ$ となり、摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B = \tan 30^\circ = 0.577 \approx 0.6$ となる。基礎地盤が粘性土の場合、本来、付着力 C_B を考慮することとなるが、基礎地盤を過大評価することとなるため一般には考慮していない。このため、粘性土であっても200kN/m² の許容支持力が得られ、せん断抵抗角 ϕ 換算で30° 以上の評価ができれば摩擦係数 $\mu = 0.6$ としても問題ないと言える。

5) 壁面摩擦角

壁面摩擦角 δ は、擁壁の場合、設計基準による下表の値を用いるものとする。
ブロック積擁壁や重力式擁壁の場合、常時で $\delta = 2\phi/3$ 、地震時で $\delta = \phi/2$ となる。

表1.6 壁面摩擦角 δ の値

擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁	逆T型擁壁 L型擁壁	
計算の種類		安定計算	安定計算	部材計算
摩擦角の種類		土とコンクリート	土と土	土とコンクリート
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	注1) β	$\frac{2}{3}\phi$
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	注2) $\tan \delta = \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi}$	$\frac{1}{2}\phi$

注1) $\beta > \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。

2) $\beta + \theta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。

θ : 地震合成角 ($= \tan^{-1} K_H$)

出典：土地改良事業計画設計基準 農道P529より

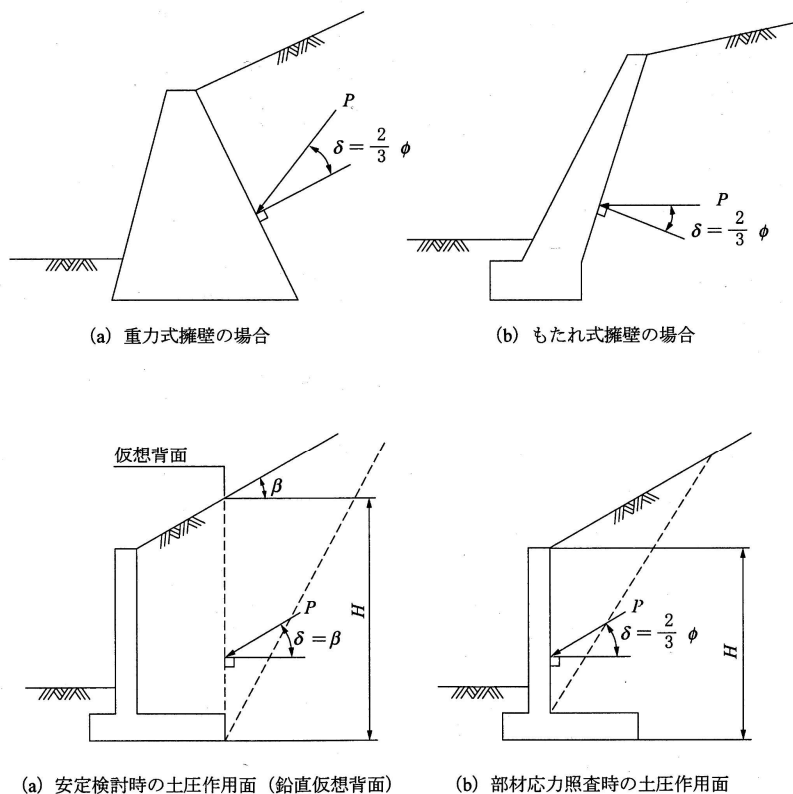


図1.1 土圧の作用面と内部摩擦角

出典：土地改良事業計画設計基準 農道P530より

【ポイント】

ブロック積擁壁や重力式擁壁の場合、土圧の作用面が土とコンクリートなり斜面の傾斜角 β は関係ない。片持ばり式の場合、安定計算では仮想背面があるため土と土となり、傾斜角 β を考慮しなければならない。壁面摩擦角 δ は大きい方が安全性が高い状態となる。本設の鋼矢板土留などは背面の排水が十分でないため、安全性から $\delta = 0$ としている。

6) 活荷重

擁壁背面に道路がある場合、自動車荷重を考慮しなければならない。一般に認定の市町村道以上の規模の一般道路は、T-25(245kN)を考慮しなければならない。農道や林道については道路幅員を目安に、道路幅員5.5m(2車線)以上はT-25(245kN)、道路幅員5.5m(2車線)未満はT-14(137kN)とする。

活荷重の載荷方法は、輪荷重とし車輪を載荷させる方法と、等分布荷重として道路全体に載荷させる方法がある。橋梁の上部工など直接車輪が載荷する場合は、輪荷重とする方が構造物にかかる荷重が大きいため安全側となる。擁壁など直接載荷しない場合は、等分布荷重とする方が影響力が大きく安全側である。

$$\text{自動車荷重の等分布荷重} \quad T-25 = 10\text{kN/m}^2 \quad T-14 = 7\text{kN/m}^2$$

7) 地震力

設計基準によると、「擁壁は高さ8m以下擁壁は地震時の安定検討を省略してよい」とされている。逆に言えば、擁壁高8mを超える場合は、地震時の安定検討は必ず行う必要があるということである。擁壁高8m以下であっても、以下の場合は検討を要する。

- ① 鉄道や道路（交通量の少ない道路は除く）に隣接して設けられる場合。
- ② 家屋に接するか、近い将来接する可能性のある場合。
- ③ 万一擁壁が倒壊した場合に、周辺へ与える影響が大きい場合。

3-2 ブロック積擁壁の計算例

ブロック積の安定計算は、土地改良事業計画設計基準 農道 (P588) に準拠して示力線法により行う。ブロック積は、一体的なコンクリート擁壁とは異なりブロック相互のかみ合わせにより安定を保つため、転倒や滑り出しを生じないためには自重と土圧との合力の示す線（示力線）がミドルサード（擁壁中央1/3の外側位置）の内側であれば安全となる。よって、安定計算は、この示力線法の転倒照査と基礎の支持力照査となる。

1 設計条件

擁壁の形式	ブロック積擁壁（練積）
擁壁高	4.00m（壁高は、基礎コンクリートを含む）
前面法勾配	1:0.5
ブロックの厚さ	0.35m（A種）
裏込コンクリート厚	0.15m
盛土高	1.00m
盛土法勾配	1:1.0
活荷重（一般道路）	T-25（10kN/m ² ）
裏込土の土質	砂質土
裏込土の単位体積重量	$\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$
裏込土の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
基礎地盤の土質	砂質土
基礎地盤の単位体積重量	$\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$
基礎地盤の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$

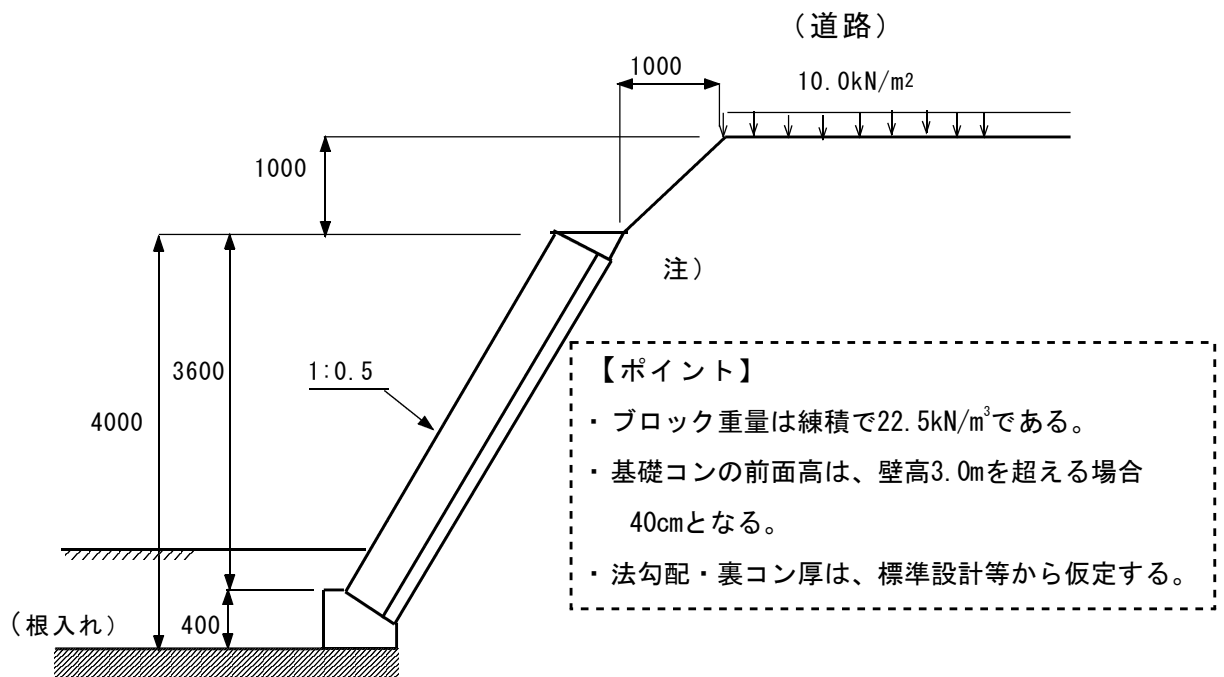
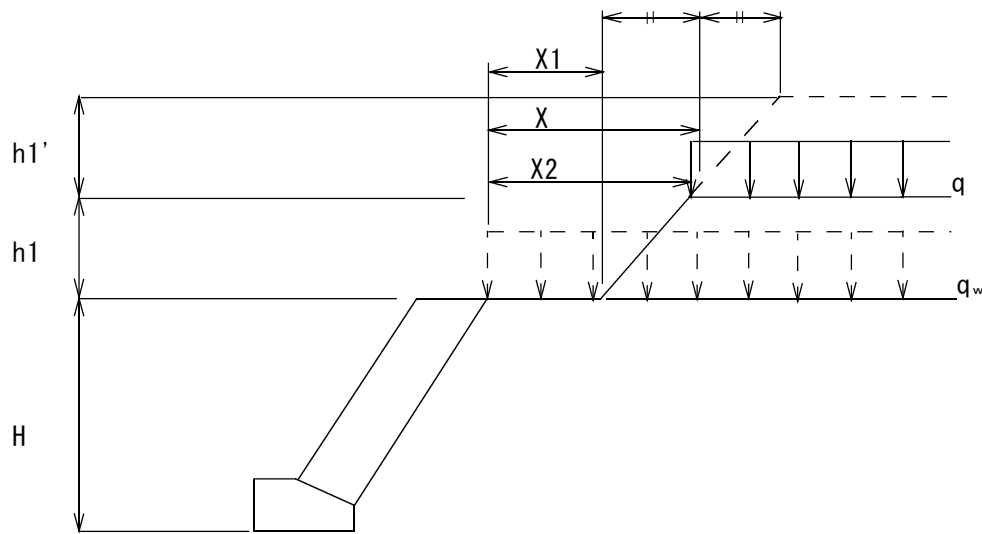


図2.1 ブロック積計算断面図

2 安定計算

2-1 上載荷重の換算

上載荷重は盛土高に換算し、盛土荷重として扱う。さらに、この盛土荷重を等分布荷重へ換算する。



盛土高 $h_1 = 1.000$ m、擁壁全高 $H = 4.000$ m

【ポイント】

ブロック積の土圧計算は、設計基準ではクーロンを基本としている。このため、盛土面が一様でない場合、盛土荷重及び活荷重を等分布荷重に換算するのが一般的な手法である。

換算盛土高

$$h_1' = \frac{q}{\gamma} = \frac{10.00}{19.00} = 0.526 \text{ m}$$

$$\text{かさ上げ盛土高比 } (h_1 + h_1') / H = 0.382 \leq 1$$

ここに、 h_1' : 換算盛土高 (m)

q : 上載荷重 (kN/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

仮想距離

$$X = X_1 + \frac{(X_2 - X_1) \cdot (h_1 + h_1')}{2 \cdot h_1} = 0.000 + \frac{(1.000 - 0.000) \times (1.000 + 0.526)}{2 \times 1.000} = 0.763 \text{ m}$$

$$\frac{X}{H} = \frac{0.763}{4.000} = 0.191$$

ここに、 X : 仮想距離 (m)

X_1 : 盛土のり尻までの水平距離 (m)

X_2 : 盛土のり肩までの水平距離 (m)

台形荷重換算係数

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left[\frac{X}{H} \right]^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left[\frac{X}{H} \right]^2 \right\} \tan^{-1} \left[\frac{X}{H} \right] - \frac{2}{\pi} \left[\frac{X}{H} \right] \\
 &= 1 + 0.191^2 - 0.637 \times (1 + 0.191^2) \times \tan^{-1}(0.191) - 0.637 \times 0.191 \\
 &= 0.791
 \end{aligned}$$

注) この計算は、ラジアン計算モードで行う

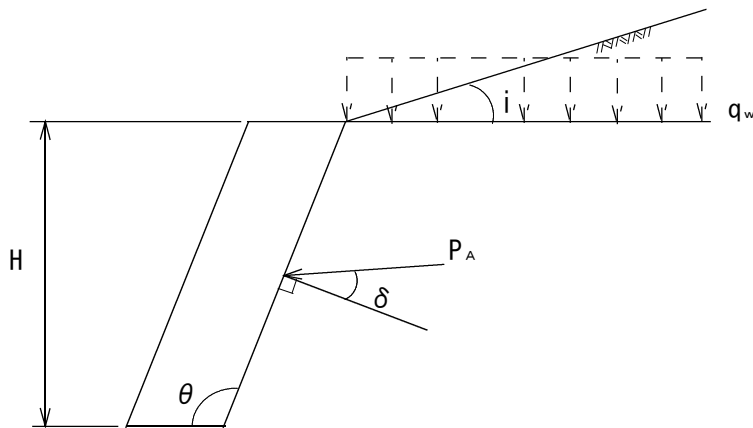
換算等分布荷重

$$\begin{aligned}
 q_w &= \gamma \cdot (h_1 + h_1') \cdot I_w \\
 &= 19.00 \times (1.000 + 0.526) \times 0.791 = 22.93 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2-2 転倒に対する検討

(1) 主働土圧係数

土圧計算は、クーロン公式により行う。



$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \sin(\theta - \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\sin^2(146.565^\circ)}{\sin^2(116.565^\circ) \times \sin(96.565^\circ) \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(50.000^\circ) \times \sin(30.000^\circ)}{\sin(96.565^\circ) \times \sin(116.565^\circ)}} \right\}^2} \\
 &= 0.1392
 \end{aligned}$$

ここに、 K_A : 主働土圧係数

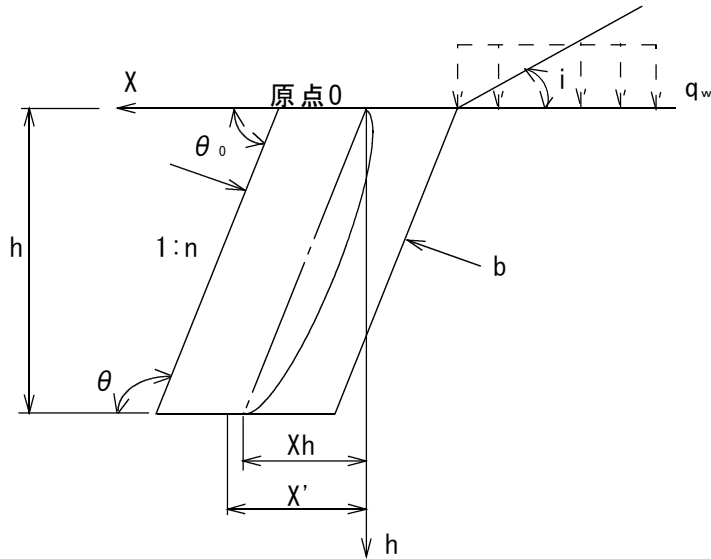
$$\begin{aligned}
 \phi &: \text{土の内部摩擦角} &= 30.000 \text{ (度)} \\
 \delta &: \text{ブロック積と土の壁面摩擦角} &= 2/3 \phi = 20.000 \text{ (度)} \\
 \theta &: \text{ブロック積の傾斜角} &= 116.565 \text{ (度)} \\
 i &: \text{盛土傾斜角} &= 0.000 \text{ (度)}
 \end{aligned}$$

【ポイント】

盛土傾斜角は実際あるが、盛土と活荷重を等分布荷重換算したためゼロとする。
 一様法面の場合は、換算しないで盛土傾斜角を入れて計算する。
 また、クーロン土圧では、すべり角による作用土圧は関係ない。

(2) 安定計算

示力線法による転倒の検討を行う。



示力線 X_h は

$$\begin{aligned}
 X_h &= \frac{K_A \cdot \gamma}{6 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} \cdot h^2 + \left\{ \frac{K_A \cdot q_w \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)}}{2 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} + \frac{\cot \theta_0}{2} \right\} \cdot h \\
 &= \frac{0.1392 \times 19.00}{6 \times 22.50 \times 0.500 \times \operatorname{cosec}(63.435^\circ)} \times 4.000^2 \\
 &\quad + \left\{ \frac{0.1392 \times 22.93 \times \frac{\sin(116.565^\circ)}{\sin(116.565^\circ + 0.000^\circ)}}{2 \times 22.50 \times 0.500 \times \operatorname{cosec}(63.435^\circ)} + \frac{\cot(63.435^\circ)}{2} \right\} \times 4.000 \\
 &= 2.068 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ここに、 X_h : 深さ h における示力線の位置 (m)

K_A : 主働土圧係数

q_w : 換算等分布荷重 (kN/m²)

h : 壁天端からの深さ (m)

b : ブロック積の厚さ (m)

θ : ブロック積の傾斜角 (度)

θ_0 : ブロックの傾斜面が水平面となす角 (度)

i : 盛土傾斜角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

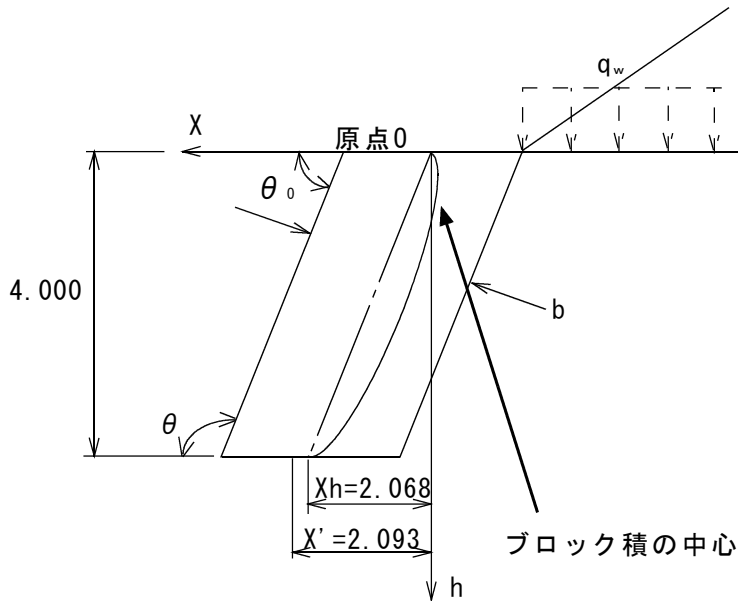
γ_b : ブロック積の単位体積重量 (kN/m³)

ミドルサード X' は

$$\begin{aligned}
 X' &= h \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} \\
 &= 4.000 \times \cot(63.435^\circ) + \frac{0.500 \times \operatorname{cosec}(63.435^\circ)}{6} = 2.093 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ゆえに、 $X' (2.093\text{m}) \geq X_h (2.068\text{m})$ となり、転倒に対して安定である。

(3) 示力線とミドルサードの関係



【ポイント】

示力線がミドルサードより内側であっても数値の差が大きい場合は、ブロック積の法勾配がもっと急勾配にできる、裏コン厚を薄くできる又は不要である、など経済断面へ再検証する必要がある。

2-3 ブロック積の限界高さの算定

ブロック積の限界高さ h_a は、示力線 X_h がミドルサード X' と交わった点の鉛直高さとなり、 $X_h = X'$ とおくと、次の2次方程式が得られる。

$$\frac{K_A \cdot \gamma}{6 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} \cdot h_a^2 + \frac{K_A \cdot q_w \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta+i)} - \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0 \cdot \cot \theta_0}{2 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} \cdot h_a - \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = 0$$

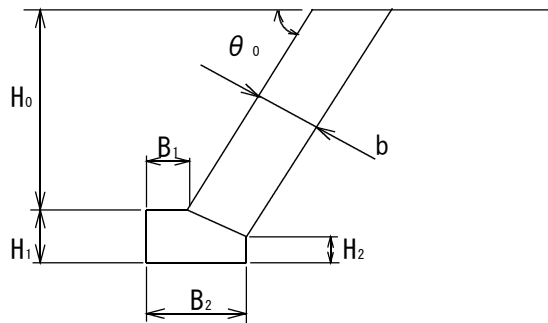
$$\frac{0.1392 \times 19.00}{6 \times 22.50 \times 0.500 \times \operatorname{cosec}(63.435^\circ)} \times h_a^2 + \frac{0.1392 \times 22.93 \times \frac{\sin(116.565^\circ)}{\sin(116.565^\circ + 0.000^\circ)} - 22.50 \times 0.500 \times \operatorname{cosec}(63.435^\circ) \times \cot(63.435^\circ)}{2 \times 22.50 \times 0.500 \times \operatorname{cosec}(63.435^\circ)} \times h_a - \frac{0.500 \times \operatorname{cosec}(63.435^\circ)}{6} = 0$$

$$0.035 \times h_a^2 - 0.123 \times h_a - 0.093 = 0$$

これを解いて、 $h_a = 4.154 \text{ m}$ となり、最大高4.154mとすることができる。

2-4 基礎地盤に対する検討

基礎地盤の支持力を次の式により算定し、基礎地盤の許容支持力以下になれば直接基礎となる。



$$q_{\max} = \frac{b \cdot \gamma_b \cdot H_0 \cdot \operatorname{cosec} \theta_0 + \gamma \times \left\{ B_1 \cdot H_1 + \frac{1}{2} (H_1 + H_2) \cdot (B_2 - B_1) \right\}}{B_2}$$

$$= \frac{0.500 \times 22.50 \times 3.600 \times \operatorname{cosec} (63.435^\circ) + 23.00 \times \left\{ 0.100 \times 0.400 + \frac{1}{2} (0.400 + 0.176) \times (0.547 - 0.100) \right\}}{0.547}$$

$$= 89.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 200.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

∴ 最大地盤反力は、基礎地盤の許容支持力度以下となり安定するため、直接基礎とする。

ここに、 q_a :	基礎地盤の許容支持力度	(kN/m ²)
$q_{\max}$:	最大地盤反力	(kN/m ²)
γ :	基礎コンクリートの単位体積重量	(kN/m ³)
γ_b :	ブロックの単位体積重量	(kN/m ³)
b :	ブロック積の厚さ	(m)
B_1 :	基礎コンクリート天端幅	(m)
B_2 :	基礎コンクリート底面幅	(m)
H_0 :	ブロック積直高	(m)
H_1 :	基礎コンクリート前面高	(m)
H_2 :	基礎コンクリート後面高	(m)
θ_0 :	ブロックの傾斜面が水平面となす角	(度)

【ポイント】

基礎地盤の支持力は、先に記したテルツァギーの修正支持力公式により算定した値で検証するものとする。なお、安定計算では根入れ（受働土圧）を考慮しないが、基礎地盤の支持力算定では根入れ効果は考慮する必要があるので、注意すること。

3-3 重力式擁壁の計算例

重力式擁壁の安定計算は、土地改良事業計画設計基準 農道 (P531～551) に準拠して行う。土圧算定法は、法面が変化しているため試行くさび法により行う。

1 設計条件

擁壁の形式	重力式擁壁
擁壁高	3.00m
前面法勾配	1:0.2
背面法勾配	1:0.5
天端幅	0.50m
盛土高	1.50m
盛土法勾配	1:1.0
活荷重（一般道路）	T-25 (10kN/m ²)
裏込土の土質	砂質土
裏込土の単位体積重量	$\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$
裏込土の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
基礎地盤の土質	砂質土
基礎地盤の単位体積重量	$\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$
基礎地盤の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$

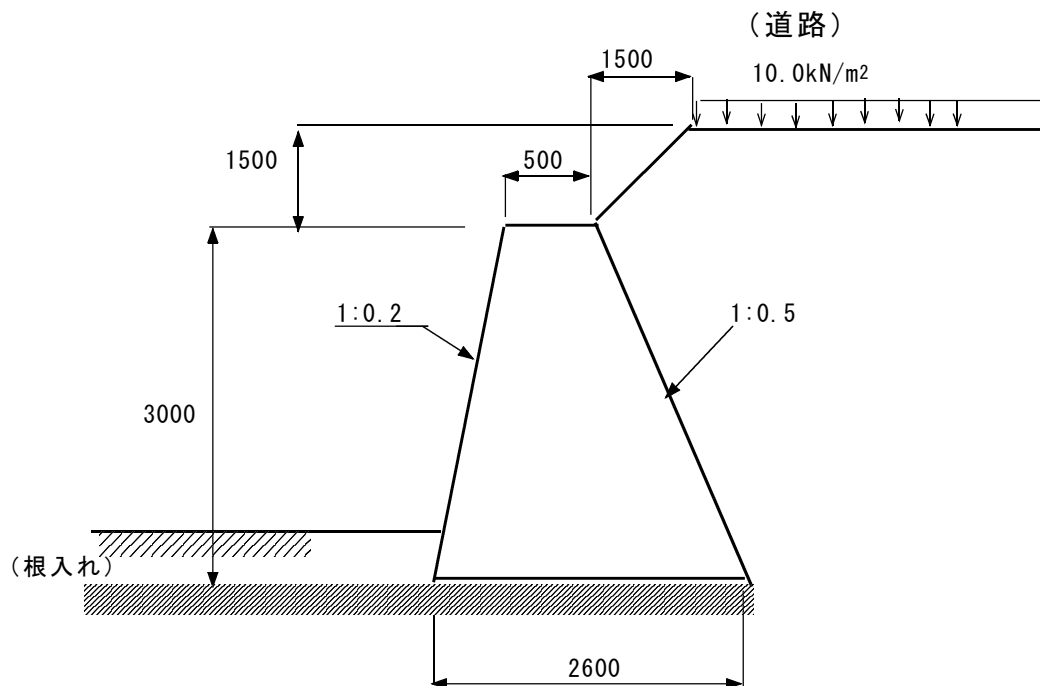


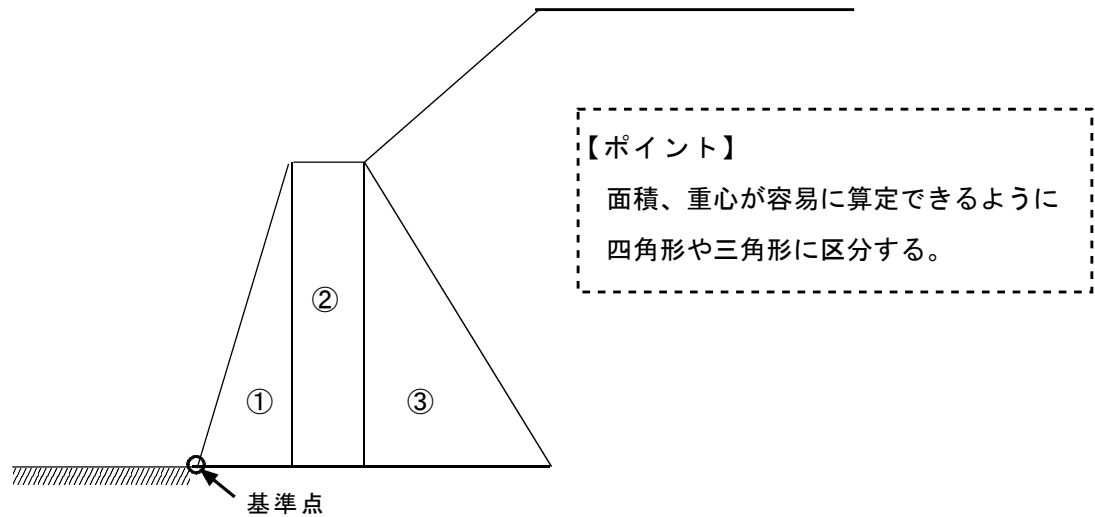
図3.1 重力式擁壁計算断面図

2 安定計算

2-1 荷重計算

(1) 重量計算

1) ブロック割



2) 躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位重量	鉛直力 V (kN)
1	$0.600 \times 3.000 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	20.70
2	$0.500 \times 3.000 \times 1.000 \times 23.00$	34.50
3	$1.500 \times 3.000 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	51.75
	合計	106.95

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	20.70	0.400	1.000	8.28	20.70
2	34.50	0.850	1.500	29.33	51.75
3	51.75	1.600	1.000	82.80	51.75
計	106.95			120.41	124.20

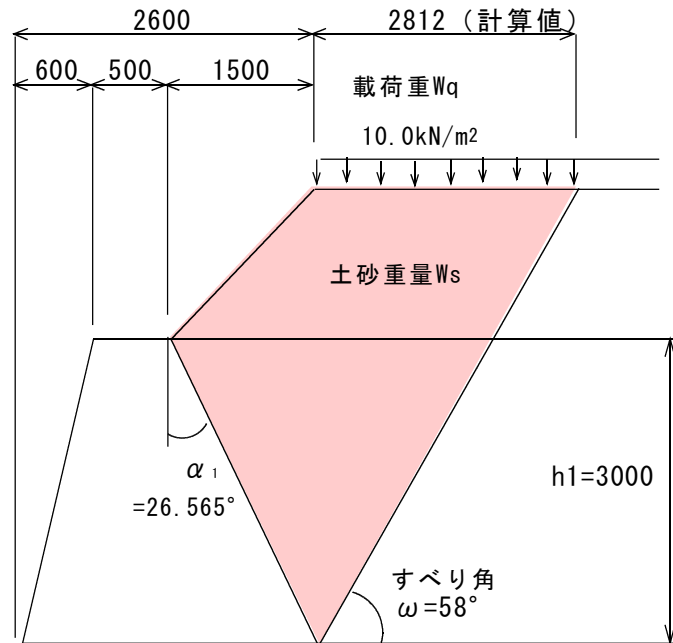
重心位置（前フーチング先端下面より）

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{120.41}{106.95} = 1.126 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{124.20}{106.95} = 1.161 \text{ (m)}$$

(2) 土圧

試行くさび法の土圧計算は、土圧力が最大となるすべり角 ω （オメガ）で計算する。なお、壁高が8.0m以下であり周辺への影響も少ないため、計算は常時のみで行う。



奥行き方向土圧作用幅	$B = 1.000 \text{ (m)}$
一段目の土圧作用高さ	$h_1 = 3.000 \text{ (m)}$
裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
裏込め土砂の内部摩擦角	$\phi = 30.000 \text{ (度)}$
土圧作用面と鉛直面のなす角度	$\alpha_1 = 26.565 \text{ (度)}$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000 \text{ (度)}$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)} \quad (\text{土圧力算定式})$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)	備 考
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)		
57.000	189.05	29.22	218.28	105.17	
58.000	184.33	28.12	212.45	105.22	最大土圧
59.000	179.72	27.04	206.75	105.14	

土圧力が最大となるのは、すべり角 $\omega=58^\circ$ の時 $P_1=105.22\text{kN}$ である。

$$P_1 = \frac{212.45 \times \sin(58^\circ - 30^\circ)}{\cos(58^\circ - 30^\circ - 26.565^\circ - 20^\circ)} = 105.22\text{kN}$$

【ポイント】

試行くさび法の計算では、土圧が最大となるすべり角を算定する必要がある。
すべり角は、一般的に内部摩擦角以上から90°未満の範囲で最大土圧となる角度を見つけるもので、手計算の場合は容易でない。土砂重と載荷重は、このすべり角の外側の範囲（着色部）を見込むものである。

最大土圧力の水平力、鉛直力、作用位置は次のようになる。

土圧水平力

$$P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 105.22 \times \cos(46.565^\circ) = 72.34 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$P_Y = 1.000 \text{ (m)} \text{ --- 基準点からの鉛直距離}$$

土圧鉛直力

$$P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 105.22 \times \sin(46.565^\circ) = 76.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$P_X = 2.100 \text{ (m)} \text{ --- 基準点からの水平距離}$$

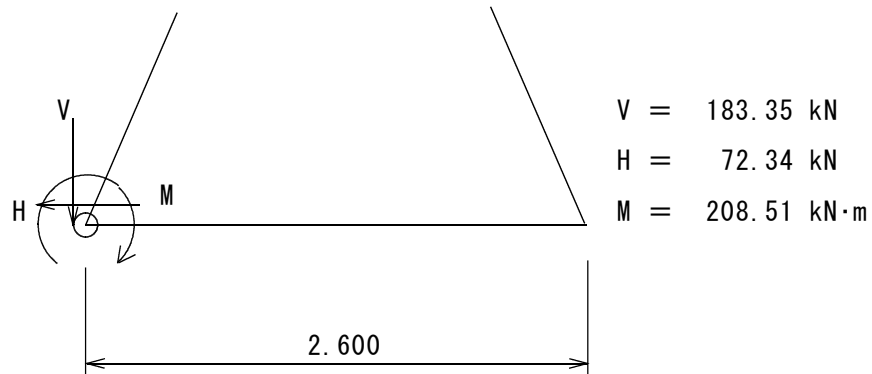
2-2 荷重計算

自重及び土圧力を集計すると次のようになる。

項 目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	106.95	----	1.126	----	120.41	----
裏込土砂土圧	76.40	72.34	2.100	1.000	160.45	72.34
合計	183.35	72.34			280.85	72.34
					Mx - My = 208.51	

3 安定照査

重力式擁壁について、転倒、滑動、地盤反力度の照査を行う。



3-1 転倒に対する安定の照査

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$|e| \leq \frac{B}{n}$$

ここに、

- e : 荷重の偏心距離 (m)
 B : 基礎幅 (m)
 M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
 n : 安全率 6.0

上記式に算定した値を代入すると

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.600}{2} - \frac{208.51}{183.35} = 0.163 \text{ m} \\ &\leq \frac{B}{6.0} = \frac{2.600}{6.0} = 0.433 \text{ m} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

∴ 転倒に対して安全である。

3-2 滑動に対する安定の照査

$$R_H = V \cdot \tan \delta + C_B \cdot A$$

$$F_s = \frac{R_H}{H} \geq F_a$$

ここに、

R_H : 滑動抵抗力 (kN)

V : 擁壁底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$\tan \delta$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

C_B : 基礎底面と地盤との間の粘着力 (付着力) (kN/m²)

A : 底面積 (m²)

H : 擁壁底面に作用する水平荷重 (kN)

F_s : 滑動安全率

F_a : 滑動安全率の許容値 1.500

摩擦係数を設計基準農道P522より、内部摩擦角30°の安定した砂地盤として
 $\tan \delta = 0.6$ とすると、滑動安全率は次のようになる。

なお、付着力 C_B は、考慮しない。

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{V \cdot \tan \delta + C_B \cdot A}{H} \\ &= \frac{183.35 \times 0.600 + 0.00 \times 2.600}{72.34} = 1.521 \geq F_a = 1.500 \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

$$A = B \cdot L = 2.600 \times 1.000 = 2.600 \text{ m}^2$$

∴ 滑動に対して安全である。

【ポイント】

重力式擁壁は、滑動安全率が許容値に最も近い状態となるように天端幅と法勾配をトライアルして経済断面を決定することが大切である。天端幅は10cm単位で、法勾配は、0.1単位で裏表とも変化させる。

3-3 地盤反力度の照査

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

① 台形分布の場合 ($e < B/6$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

② 三角形分布の場合 ($e \geq B/6$)

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{L \cdot X}$$

ここに、

$q_{\max}$: 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

$q_{\min}$: 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

e : 荷重の偏心距離 (m)

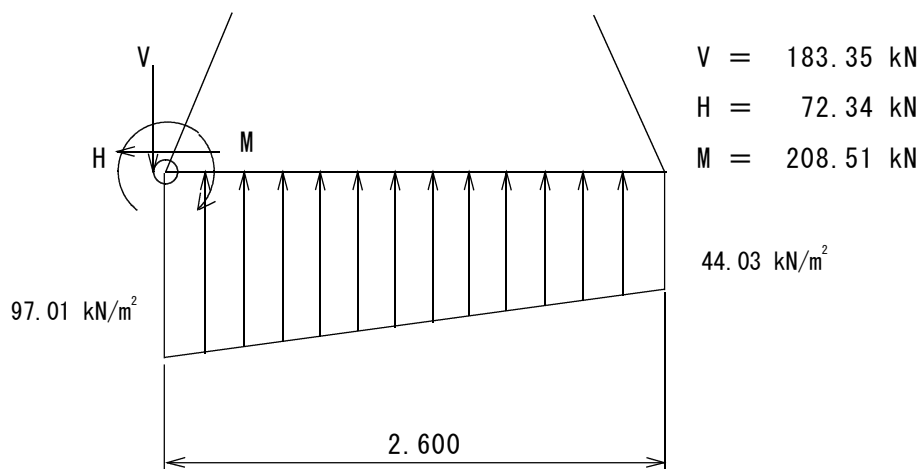
B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

X : 底面反力の作用幅 (m)

L : 基礎の奥行き (m)



$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.600}{2} - \frac{208.51}{183.35} = 0.163 \text{ m}$$

$e < B/6$ なので、台形分布となる。

$$q = \frac{V}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$= \frac{183.35}{1.000 \times 2.600} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.163}{2.600} \right)$$

$$= \frac{97.01 \text{ kN/m}^2}{44.03 \text{ kN/m}^2} \leq q_a = 200.00 \text{ kN/m}^2 \text{ ----- OK}$$

∴ 基礎地盤の支持力以内であるため、直接基礎とする。

【ポイント】

基礎地盤の支持力は、先に記したテルツァギーの修正支持力公式により算定した値で検証するものとする。なお、安定計算では根入れ（受働土圧）を考慮しないが、基礎地盤の支持力算定では根入れ効果は考慮する必要があるので、注意すること。

3-4 もたれ式擁壁の計算例

もたれ式擁壁の安定計算は、土地改良事業計画設計基準 農道 (P531～551) に準拠して行う。土圧算定法は、法面が変化しているため試行くさび法により行う。

1 設計条件

擁壁の形式	もたれ式擁壁
擁壁高	7.00m
前面法勾配	1:0.5
背面法勾配	1:0.3
天端幅	1.200m
盛土高	1.000m
盛土法勾配	1:1.0
活荷重 (一般道路)	T-25 (10kN/m ²)
裏込土の土質	砂質土
裏込土の単位体積重量	$\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$
裏込土の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
基礎地盤の土質	砂質土
基礎地盤の単位体積重量	$\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$
基礎地盤の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$

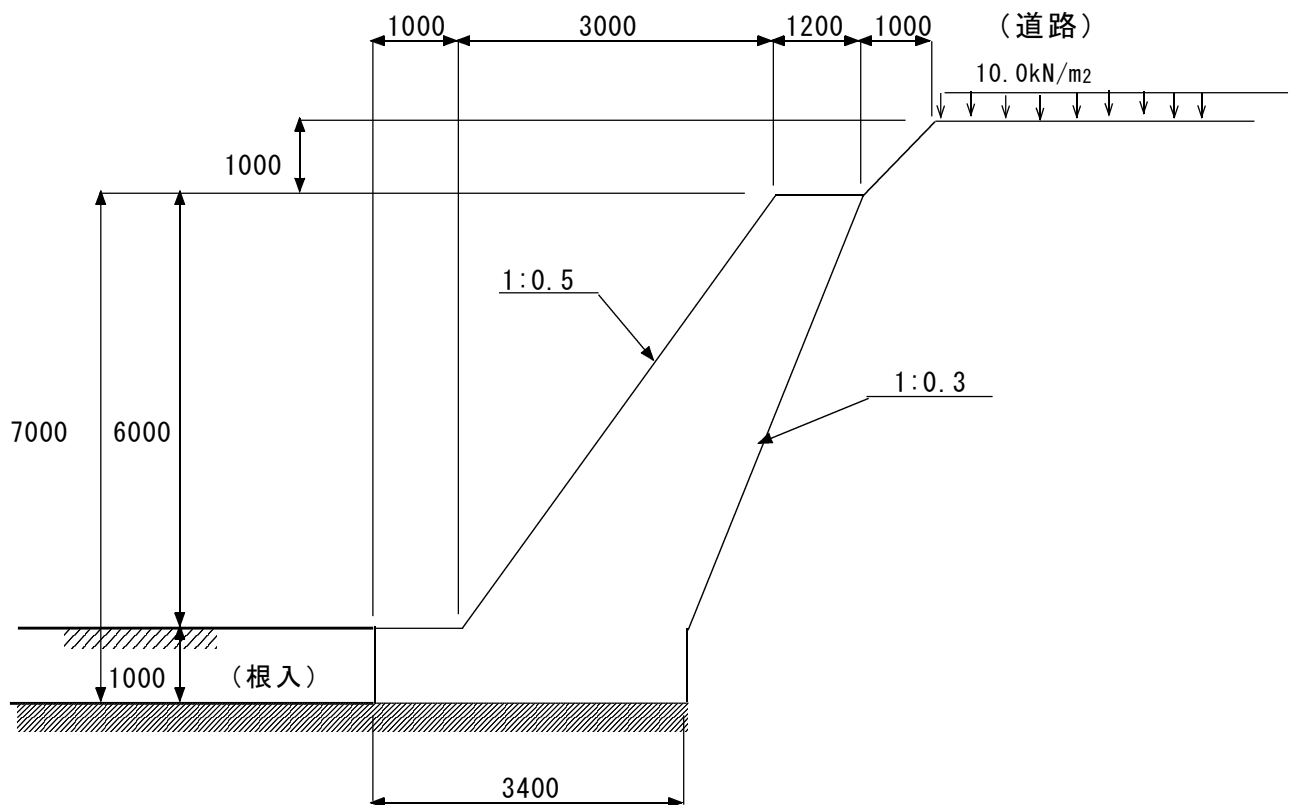


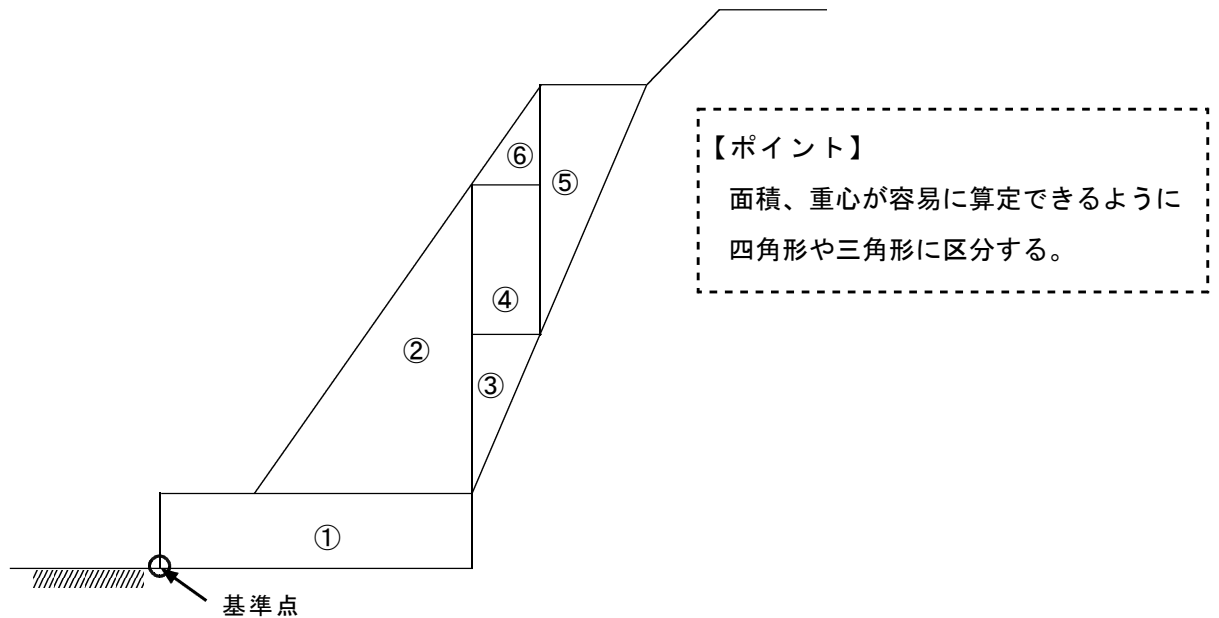
図4.1 もたれ式擁壁計算断面図

2 安定計算

2-1 荷重計算

(1) 重量計算

1) ブロック割



2) 躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位重量	鉛直力 V (kN)
1	$3.400 \times 1.000 \times 1.000 \times 23.00$	78.20
2	$2.400 \times 4.800 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	132.48
3	$0.600 \times 2.000 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	13.80
4	$0.600 \times 2.800 \times 1.000 \times 23.00$	38.64
5	$1.200 \times 4.000 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	55.20
6	$0.600 \times 1.200 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	8.28
合計		326.60

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	78.20	1.700	0.500	132.94	39.10
2	132.48	2.600	2.600	344.45	344.45
3	13.80	3.600	2.333	49.68	32.20
4	38.64	3.700	4.400	142.97	170.02
5	55.20	4.400	5.667	242.88	312.80
6	8.28	3.800	6.200	31.46	51.34
計	326.60			944.38	949.90

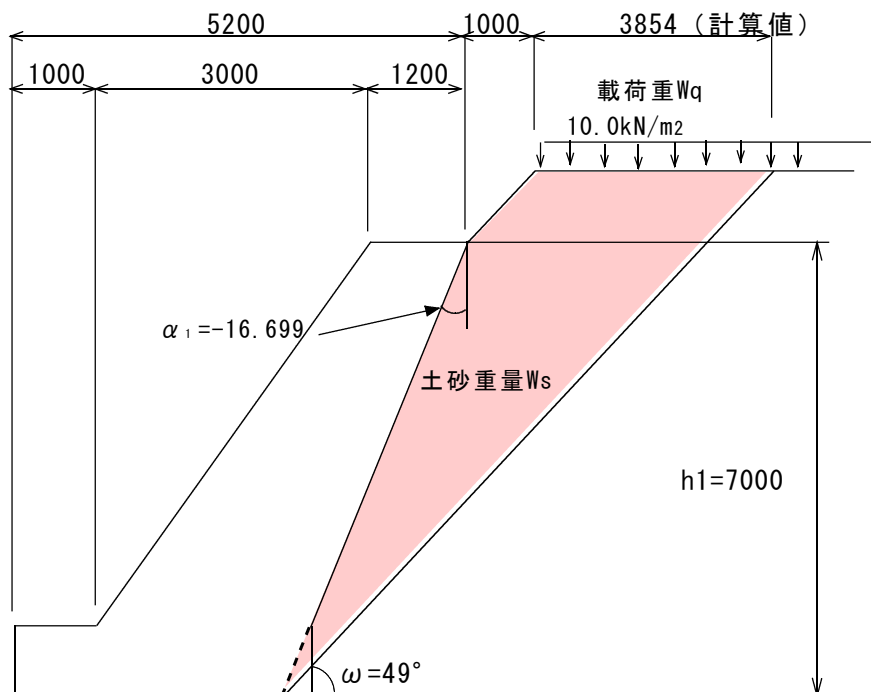
重心位置（前フーチング先端下面より）

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{944.38}{326.60} = 2.892 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{949.90}{326.60} = 2.908 \text{ (m)}$$

(2) 土圧

試行くさび法の土圧計算は、土圧力が最大となるすべり角 ω （オカ）で計算する。なお、壁高が8.0m以下であり周辺への影響も少ないため、計算は常時のみで行う。



奥行き方向土圧作用幅	$B = 1.000$ (m)
一段目の土圧作用高さ	$h_1 = 7.000$ (m)
裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.00$ (kN/m ³)
裏込め土砂の内部摩擦角	$\phi = 30.000$ (度)
土圧作用面と鉛直面のなす角度	$\alpha_1 = -16.699$ (度)
壁面摩擦角	$\delta = 20.000$ (度)

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)} \quad (\text{土圧力算定式})$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P_1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	合計 W (kN)	
48.000	358.40	41.03	399.43	127.61
49.000	339.48	38.54	378.02	127.84
50.000	321.12	36.13	357.25	127.57

土圧力が最大となるのは、すべり角 $\omega=49^\circ$ の時 $P_1=127.84\text{kN}$ である。

$$P_1 = \frac{378.02 \times \sin(49^\circ - 30^\circ)}{\cos(49^\circ - 30^\circ - (-16.699^\circ) - 20^\circ)} = 127.84\text{kN}$$

【ポイント】

もたれ式擁壁の場合は、土圧作用面と鉛直面のなす角度 α_1 がマイナス角度となるので、注意すること。

最大土圧力の水平力、鉛直力、作用位置は次のようになる。

土圧水平力

$$P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 127.84 \times \cos(3.301^\circ) = 127.63 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$P_Y = 2.333 \text{ (m)} \text{ --- 基準点からの鉛直距離}$$

土圧鉛直力

$$P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 133.88 \times \sin(3.301^\circ) = 7.36 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$P_X = 3.800 \text{ (m)} \text{ --- 基準点からの水平距離}$$

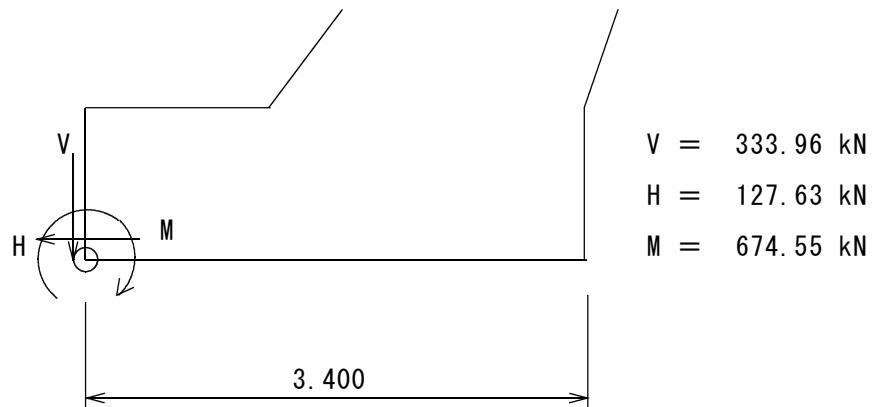
2-2 荷重計算

自重及び土圧力を集計すると次のようになる。

項 目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	326.60	----	2.892	----	944.38	----
裏込土砂土圧	7.36	127.63	3.800	2.333	27.97	297.80
合計	333.96	127.63			972.35	297.80
					Mx - My = 674.55	

3 安定照査

重力式擁壁について、転倒、滑動、地盤反力度の照査を行う。



3-1 転倒に対する安定の照査

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$|e| \leq \frac{B}{n}$$

ここに、

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

n : 安全率

上記式に算定した値を代入すると

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.400}{2} - \frac{674.55}{333.96} = -0.320 \\ &\leq \frac{B}{6.0} = \frac{3.400}{6.0} = 0.567 \text{ m} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

∴ 転倒に対して安全である。

3-2 滑動に対する安定の照査

$$R_H = V \cdot \tan \delta + C_B \cdot A$$

$$F_s = \frac{R_H}{H} \geq F_a$$

ここに、

R_H : 滑動抵抗力 (kN)

V : 擁壁底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$\tan \delta$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

C_B : 基礎底面と地盤との間の粘着力 (付着力) (kN/m²)

A : 底面積 (m²)

H : 擁壁底面に作用する水平荷重 (kN)

F_s : 滑動安全率

F_a : 滑動安全率の許容値 1.500

摩擦係数を設計基準農道P522より、内部摩擦角30°の安定した砂地盤として
 $\tan \delta = 0.6$ とすると、滑動安全率は次のようになる。

なお、付着力 C_B は、考慮しない。

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{V \cdot \tan \delta + C_B \cdot A}{H} \\ &= \frac{333.96 \times 0.600 + 0.00 \times 3.400}{127.63} = 1.570 \geq F_a = 1.500 \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

$$A = B \cdot L = 3.400 \times 1.000 = 3.400 \text{ m}^2$$

∴ 滑動に対して安全である。

3-3 地盤反力度の照査

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

①台形分布の場合 ($e < B/6$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

②三角形分布の場合 ($e \geq B/6$)

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{L \cdot X}$$

ここに、

$q_{\max}$: 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

$q_{\min}$: 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

e : 荷重の偏心距離 (m)

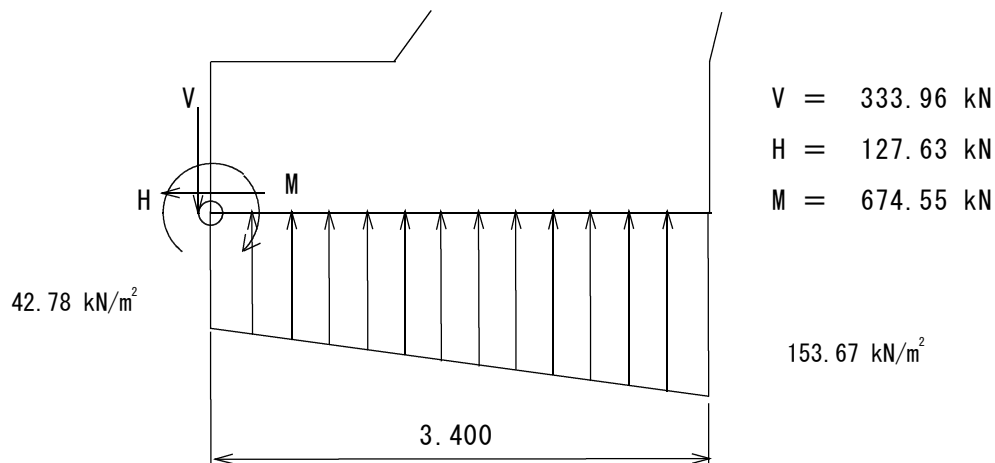
B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

X : 底面反力の作用幅 (m)

L : 基礎の奥行き (m)



$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.400}{2} - \frac{674.55}{333.96} = -0.320 \text{ m}$$

$e < B/6$ なので、台形分布となる。

$$q = \frac{V}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$= \frac{333.96}{1.000 \times 3.400} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.320}{3.400} \right)$$

$$= \frac{42.78 \text{ kN/m}^2}{153.37 \text{ kN/m}^2} \leq q_a = 159.88 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{計算値 : 3-4参照}) \quad \text{---- OK}$$

∴ 基礎地盤の支持力以内であるため、直接基礎とする。

3-4 基礎地盤の支持力の検討

基礎地盤の許容支持力度について、テルツァギーの修正公式により算定する。

① 長期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha C N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \right)$$

② 短期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{2} \left(\alpha C N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \right)$$

ここに、 q_a : 許容支持力度 (kN/m²)

C : 基礎面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下は、水中重量とする。

γ_2 : 基礎面より上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下は、水中重量とする。

$\alpha \cdot \beta$: 形状係数 (擁壁の場合、連続として $\alpha=1.0$, $\beta=0.5$ とする)

$N_c \cdot N_r \cdot N_q$: 表3.5に示す支持力係数の修正値

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

B : 基礎面の最小幅 (m)

表4.1 支持力係数

	せん断抵抗角 ϕ (°)								
	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N_r	0.0	0.2	0.6	1.4	3.2	6.9	15.3	35.2	86.5
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.2

計画のもたれ式擁壁は、高さから常時の検討のみとしているため、①長期許容支持力度を算定する。

設計条件から、せん断抵抗角は $\phi = 30^\circ$ であるため支持力係数は $N_c=30.1$, $N_r=15.3$, $N_q=18.4$ となり、 $B=3.40\text{m}$, $D_f=1.00\text{m}$ により計算を行う。なお、地下水位は、基礎面とし $\gamma_1=9.0\text{kN/m}^3$, $\gamma_2=19.0\text{kN/m}^3$ とする。

長期許容支持力度

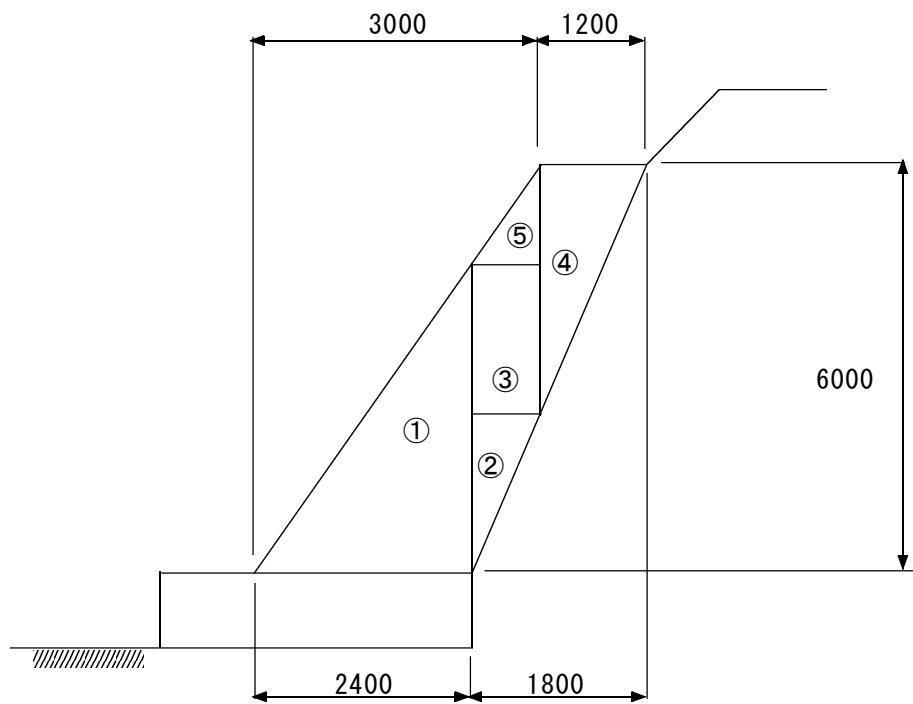
$$\begin{aligned}
 q_a &= \frac{1}{3} \left(\alpha C N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \right) \\
 &= \frac{1}{3} \left(1.0 \times 0 \times 30.1 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 10.0 \times 3.4 \times 15.3 + 19.0 \times 1.0 \times 18.4 \right) \\
 &= 159.88\text{kN/m}^2 \text{ ----- 基礎地盤の許容支持力度}
 \end{aligned}$$

4 たて壁の断面計算

もたれ式擁壁は、重力式擁壁の一種であるため無筋コンクリートが原則である。
ただし、断面がたて壁と底版の付根で急変するため、躯体応力をチェックすることが必要である。

4-1 断面力

1) 躯体自重と重心位置算定



躯体自重および重心位置（照査断面図心位置より）

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	鉛直力 V (kN)
1	$2.400 \times 4.800 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	132.48
2	$0.600 \times 2.000 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	13.80
3	$0.600 \times 2.800 \times 1.000 \times 23.00$	38.64
4	$1.200 \times 4.000 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	55.20
5	$0.600 \times 1.200 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	8.28
	合計	248.40

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	132.48	-0.400	1.600	-52.99	211.97
2	13.80	-1.400	1.333	-19.32	18.40
3	38.64	-1.500	3.400	-57.96	131.38
4	55.20	-2.200	4.667	-121.44	257.60
5	8.28	-1.600	5.200	-13.25	43.06
計	248.40			-264.96	662.40

重心位置

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{-264.96}{248.40} = -1.067 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{662.40}{248.40} = 2.667 \text{ (m)}$$

2) 土圧

・土圧係数

$$\begin{aligned} K_H &= \frac{P_H}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2} \\ &= \frac{127.63}{\frac{1}{2} \times 19.00 \times 7.000^2} \\ &= 0.274 \end{aligned}$$

ここに、 K_H : 土圧係数

P_H : 安定計算で求めた土圧の水平成分 (kN)

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)

H : たて壁高さ (m)

・土圧水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma_s \cdot K_H = \frac{1}{2} \times 6.000^2 \times 19.00 \times 0.274 = 93.77 \text{ kN}$$

・作用位置

$$P_Y = \frac{1}{3} \cdot H = \frac{1}{3} \times 6.000 = 2.000 \text{ m}$$

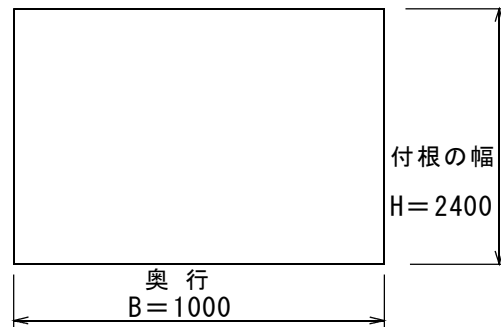
3) 荷重の集計

項 目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
裏込め土砂土圧	----	93.77	----	2.000	----	187.54
合計	0.00	93.77			0.00	187.54

4-3 応力度計算

無筋コンクリートの応力度照査は、曲げ応力度とせん断応力度で行う。

1) 照査断面（たて壁付根）



2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	M (kN・m)	中立軸 (mm)	$\sigma_{c1}(\sigma_{ca})$ (N/mm ²)	$\sigma_{c2'}(\sigma_{cat'})$ (N/mm ²)
常時	187.54	----	0.20 (4.50)	-0.20 (0.25)

$$\sigma_c, \sigma_{c'} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

$\sigma_c, \sigma_{c'}$: コンクリートの応力度 (N/mm²)

A : 部材断面積 (mm²)

W : 部材断面の断面係数 (mm³)

$$W = \frac{B \cdot H^2}{6}$$

N : 部材断面に作用する軸方向力 (= 0 N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

∴ $\sigma_c \leq \sigma_{ca}$ により許容応力度内となり、安全である。

3) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 S (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)	
			τ_c	τ_{ca}
常時	背面引張	93.77	0.0391	0.3000

$$\tau = \frac{S}{B \cdot h}$$

ここに、

τ : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

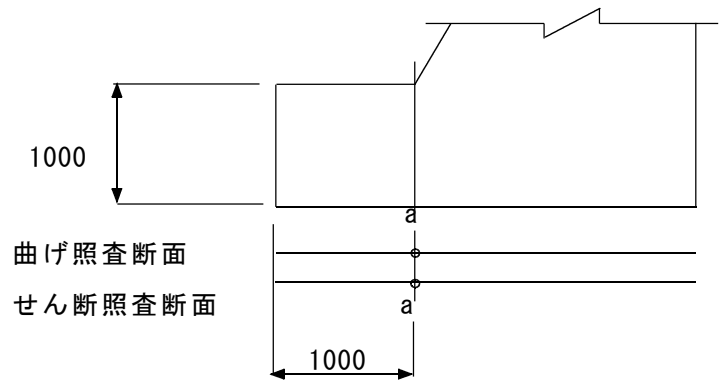
B : 部材断面積 (mm)

H : 部材断面高さ (mm)

∴ $\tau_c \leq \tau_{ca}$ により許容応力度内となり、安全である。

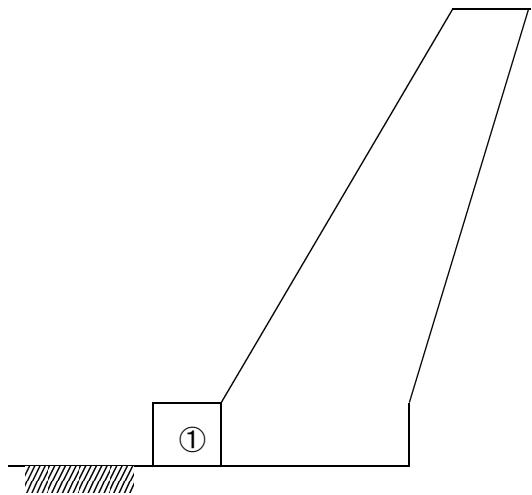
5 底版の断面計算

底版の照査は、つま先版付根で行う。



5-1 断面力

1) つま先版自重

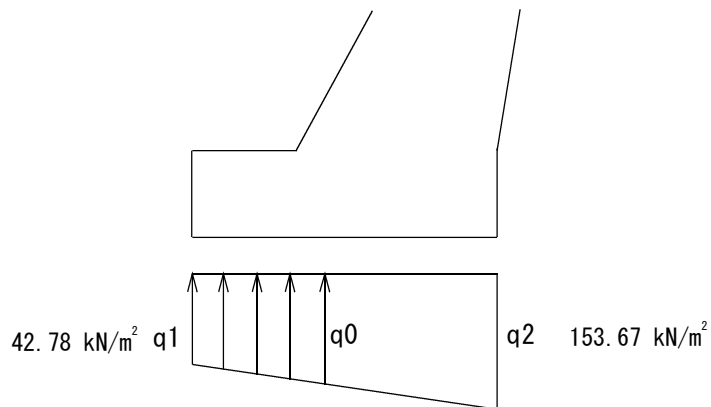


自重および重心位置(照査断面図心位置より)

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 x(m)	モーメント M(kN・m)
1	$1.000 \times 1.000 \times 1.000 \times 23.00$	23.00	0.500	11.50
	合計	23.00		11.50

2) 地盤反力度

付根部分の地盤反力度は、安定計算で求めた値を比例配分算定する。



照査位置における荷重強度	$q_0 = 75.39$ (kN/m ²)
先端部における荷重強度	$q_1 = 42.78$ (kN/m ²)
作用幅	$L = 1.000$ (m)
鉛直力	$S = -59.09$ (kN)
作用位置	$x = 0.454$ (m)
モーメント	$M = -26.83$ (kN・m)

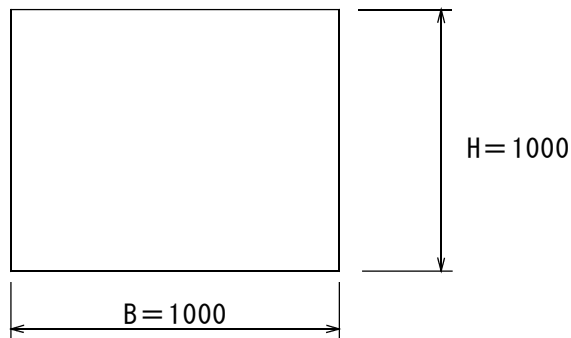
3) 荷重集計

・つま先版

項 目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	23.00	0.500	11.50
地盤反力	-59.09	0.454	-26.83
合計	-36.09		-15.33

5-2 応力度計算

1) 計算断面



2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m)	中立軸 (mm)	$\sigma_{c1}(\sigma_{ca})$ (N/mm ²)	$\sigma_{c2}(\sigma_{cat})$ (N/mm ²)
常時	下側引張	-15.33	----	0.09 (4.50)	0.09 (0.25)

$$\sigma_c, \sigma_{c'} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

$\sigma_c, \sigma_{c'}$: コンクリートの応力度 (N/mm²)

A : 部材断面積 (mm²)

W : 部材断面の断面係数 (mm³)

$$W = \frac{B \cdot H^2}{6}$$

N : 部材断面に作用する軸方向力 (= 0 N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

∴ $\sigma_c \leq \sigma_{ca}$ により許容応力度内となり、安全である。

3) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 S (kN)	中立軸 x (mm)	せん断応力度 (N/mm ²)	
				τ_c	τ_{ca}
常時	背面引張	-36.09	----	0.0361	0.3000

$$\tau = \frac{S}{B \cdot h}$$

ここに、

τ : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

B : 部材断面幅 (mm)

H : 部材断面高さ (mm)

∴ $\tau_c \leq \tau_{ca}$ により許容応力度内となり、安全である。

【ポイント】

先の土圧計算の概念図では、盛土法面が一様な場合はクローン式が採用できると記述した。しかしながら、土地改良設計基準や道路土工擁壁工指針では、ブロック積擁壁を除くほとんどの擁壁が試行くさび法又は改良試行くさび法によるものとされている。計算例に示したとおり試行くさび法は、土圧が最大となるすべり角を決定し、その範囲の土圧や載荷重を作用力とするもので、長大盛土面の場合や切土面（地山）と接する場合等は、どうなのかと疑問生じる。このようなケースの場合、設計基準等では以下の条件を付している。

① 長大盛土法面（ $H \leq H_1$ ）の場合

擁壁高 H より法面高 H_1 が大きい長大盛土法面の場合は、盛土高比（ H_1/H ）1の範囲を最大として、土圧が最大となるすべり角を決定してよいとされている。

（土地改良事業計画設計基準 農道P537より）

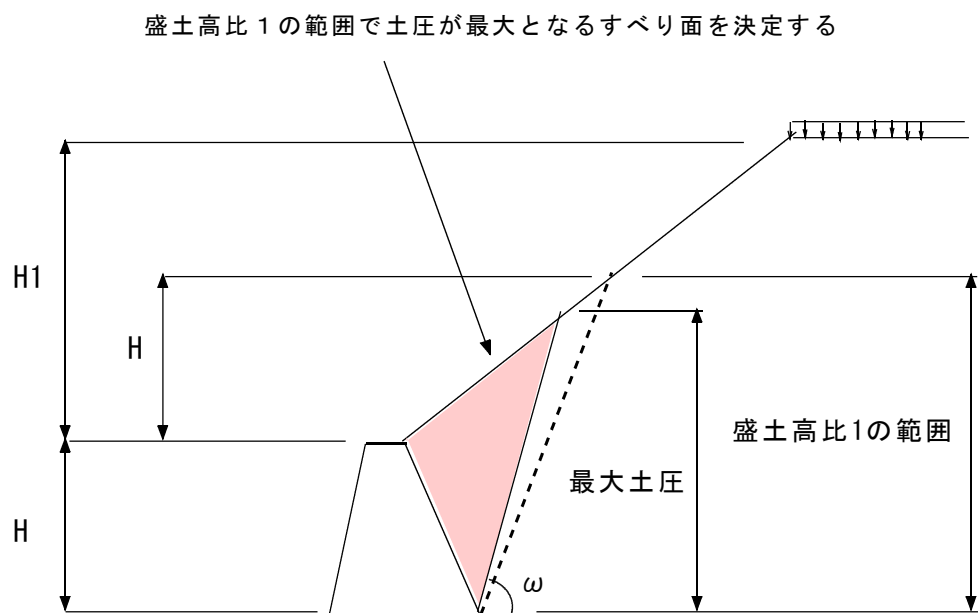


図4.2 長大盛土法面（ $H \leq H_1$ ）の場合の土圧範囲

② 切土面（地山）が隣接している場合

切土面又は地山部分に設ける擁壁は切土擁壁と呼ばれ、このような場合、地山は安定している考え、その部分の土圧は考慮する必要がないと考えることが一般的である。つまり、すべり面は切土面又は地山面を最大とする盛土（腹付盛土、又は埋戻）内に発生するということである。

切土擁壁は、盛土内の範囲で土圧が最大となるすべり面を決定する

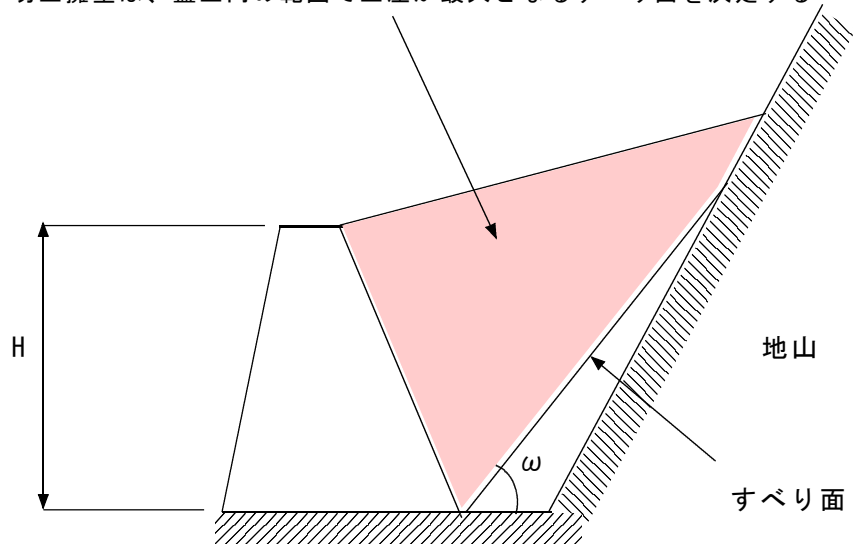


図4.3 切土面（地山）が隣接している場合の土圧範囲