

重力式コンクリートダム断面

1 型の分類と記号

1-1 外力による型の分類

堤体に作用する水圧及び土圧は、堤体背後の堆砂と湛水の状態によって異なるので、これを次に掲げる5つの型に分類する。

なお、外力の想定はダム完成時とする。

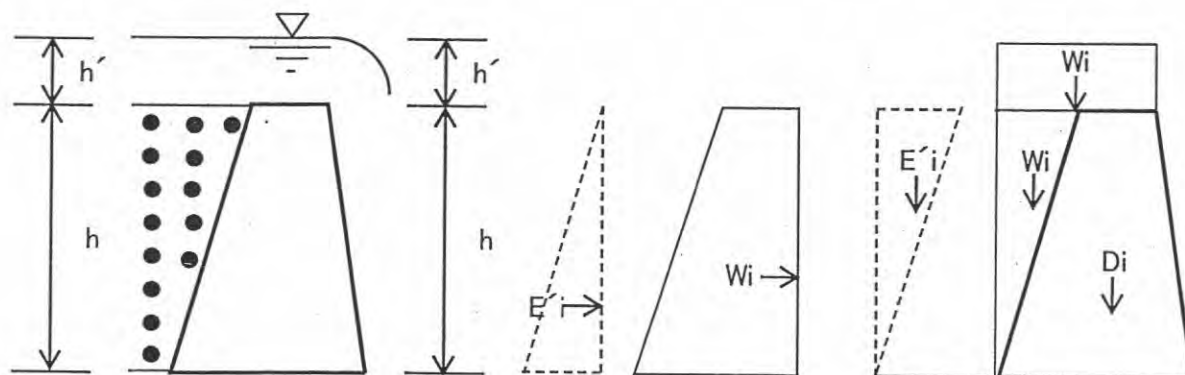
型の分類

分類	外力形の略称	外力の想定
1型	水圧($h+h'$) + 水中土圧(h)	堆砂層がルーズな状態で、礫同士の間隙を満たす水が連続して自由に動くことができ、堤体に水圧が働くと見なせ、水圧及び土圧(水中土圧)が堤体の全体に作用すると予想される場合。
2型	水圧($h+h'$)	ほとんど堆砂せず、水圧が堤体の全体に作用すると予想される場合。
3型	水圧($2/3h+h'$) + 土圧($1/3h$)	ダムの規模、背面の堆砂敷の状態、掘削土砂による埋め戻し計画等から、堤体の1/3程度まで堆砂層が締ることにより水圧が働かない状態と見なせ、この部分の土圧と、その上部の水圧が堤体に作用すると予想される場合。
4型	水圧($1/2h+h'$) + 土圧($1/2h$)	ダムの規模、背面の堆砂敷の状態、掘削土砂による埋め戻し計画等から、堤体の1/2程度まで堆砂層が締ることにより水圧が働かない状態と見なせ、この部分の土圧と、その上部の水圧が堤体に作用すると予想される場合。
5型	水圧(h') + 土圧(h)	ダムの規模、背面の堆砂敷の状態、掘削土砂による埋め戻し計画等から、堤体の天端まで堆砂し、堆砂層が締ることにより水圧が働かない状態と見なせ、土圧が堤体の全体に作用すると予想される場合。

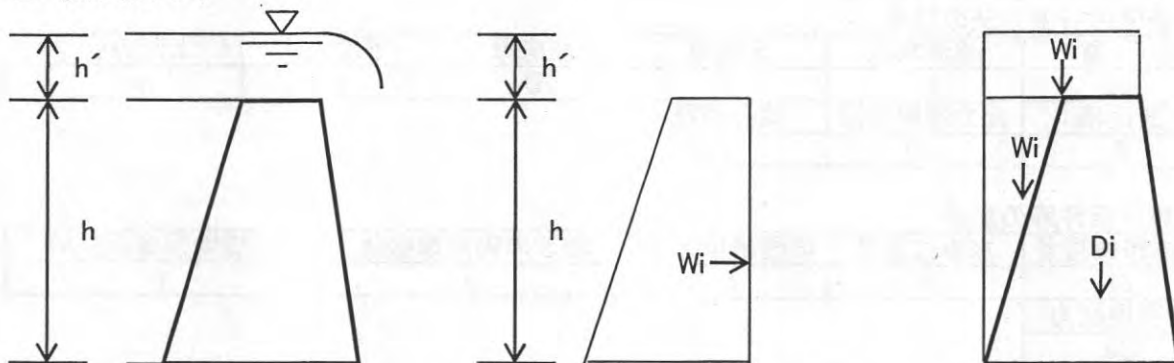
h : 堤体高さ h' : 越流水深

型の分類と荷重の模式図

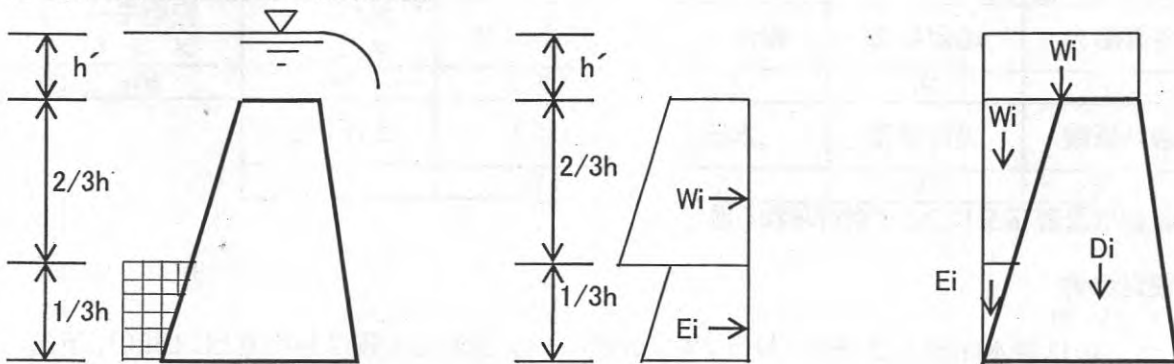
1 水圧($h+h'$) + 水中土圧(h)



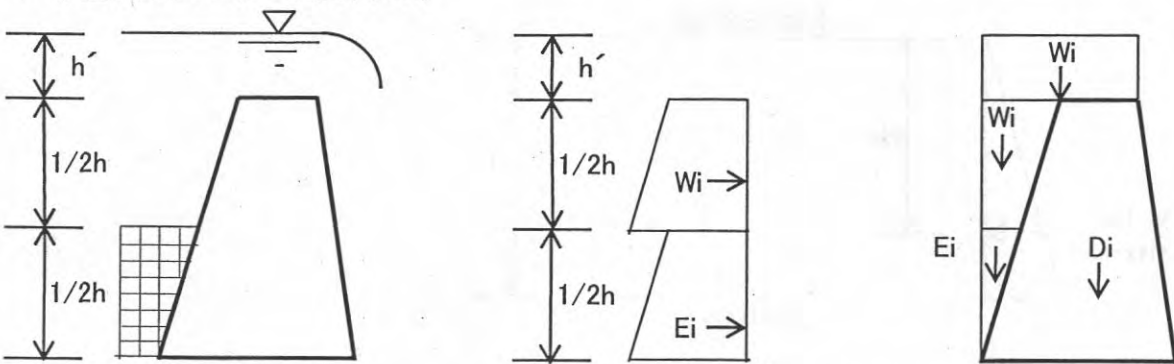
2 水圧($h+h'$)



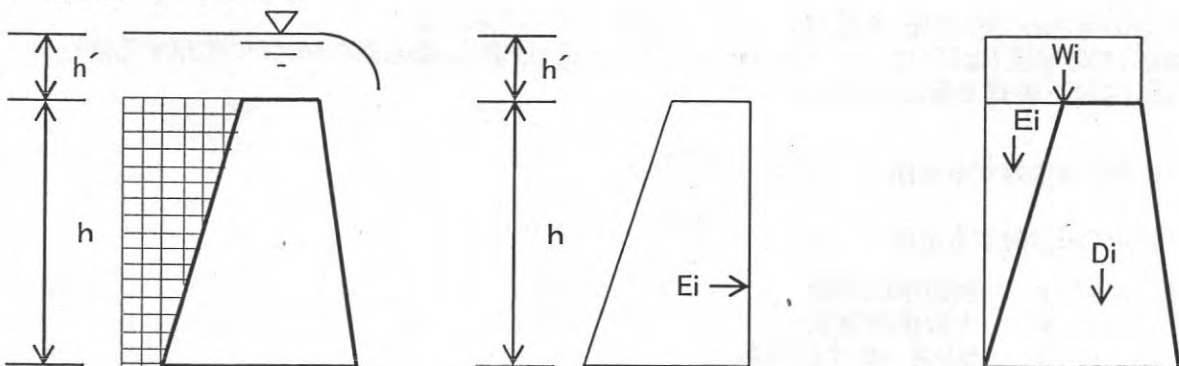
3 水圧($2/3h+h'$) + 土圧($1/3h$)



4 水圧($1/2h+h'$) + 土圧($1/2h$)



5 水圧(h') + 土圧(h)



- Di : 堤体重量
- Wi : 水圧
- Ei : 土圧
- E'i : 水中土圧 但し、数字iは計算区分によって付けられる数

1-2 計算例等に用いた記号

断面の各部寸法の記号

堤高	越流水深	天端厚	堤底厚	下流のり	上流のり
h	h'	b	B	n	m
断面積	合力作用位置	偏心距離			
A	d	e			

設計条件等の記号

堤体単位重量	水単位重量	堆砂単位重量	堆砂の内部摩擦角	基礎地盤摩擦係数
ω	γ	s	ϕ	f
許容地耐力				
Qa				

応力その他の記号

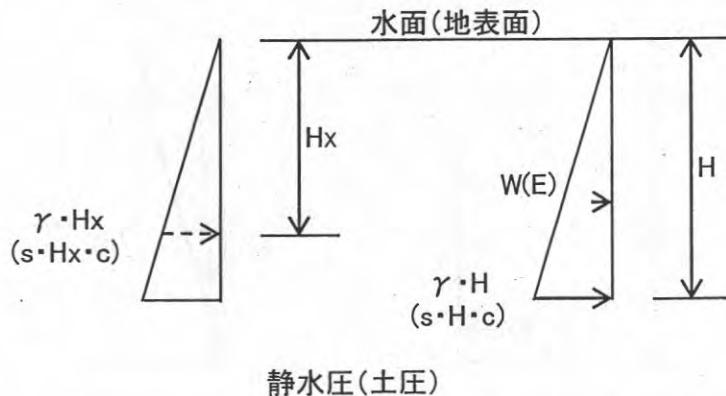
内部応力	地盤反力	鉛直分力	水平分力	抵抗モーメント	転倒モーメント
σ_i	Pi	Σv	ΣH	Mv	MH
滑動係数	堤体自重	水圧	土圧	土圧係数	
$\Sigma H / \Sigma v$	Di	Wi	Ei	c	

※添字iは計算区分によって付けられる数。

2 設計条件

2-1 外力

水圧(Wi)は静水圧とし、土圧(Ei)はランキン公式による。水圧と土圧は静荷重として扱い、下記の計算により算出する。



任意の深さHxでの水圧(土圧)は、 $\gamma \cdot Hx (s \cdot Hx \cdot c)$ で与えられる。

深さHでの水圧(土圧)は、 $\gamma \cdot H (s \cdot H \cdot c)$ となり、水面(地表面)から深さHの間に作用する水圧(土圧)は以下の式で与えられる。

・作用高Hに対する水圧 $W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2}$

・作用高Hに対する土圧 $E = \frac{s \cdot H^2}{2} \cdot c$

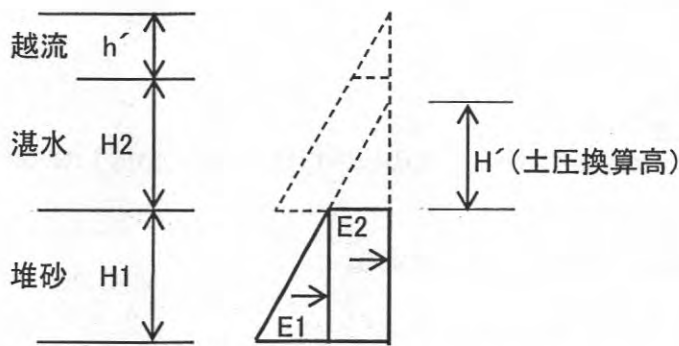
ここに γ : 水の単位重量
 s : 土の単位重量
 c : ランキンの土圧係数

土圧係数cは以下の式で求める。

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

ここに ϕ : 土の内部摩擦角
 (ただし、堆砂勾配を水平とみなした場合)

堆積した土砂の上部に湛水している場合の土圧は、次のようになる。



越流部と湛水部を載荷重と考えて、作用高 H' の土圧に換算する。

$$(h' + H2) * \gamma = H' * s$$

$$H' = \frac{(h' + H2) * \gamma}{s}$$

ここに γ : 水の単位重量
 s : 土砂の単位重量

$$E1 = H1^2 * \frac{1}{2} * s * c$$

$$E2 = \frac{(h' + H2) * \gamma}{s} * H1 * s * c \quad c : \text{土圧係数}$$

となる。

また、水中土圧の単位重量は水中重量となるので、「堆砂の単位重量－水の単位重量」として算出する。

重力式治山ダム安定計算に用いる荷重は、洪水時を想定して、堤体の自重、静水圧及び堆砂圧を標準とする。

堤高15m以上の重力式治山ダムは、揚圧力を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。

堤高15m以上の重力式治山ダムは、地震時を考慮した安定計算により安定性を確認しなければならない。

(平成21年版治山技術基準解説 総則・山地治山編3-9-1-3 解説)

2-2 設計因子

(1) 単位重量

名称	記号	区分	単位体積重量
堤体単位重量	ω	コンクリート	23.0 KN/m ³
水単位重量 (静水・越流水)	γ	流路工内で土砂等の混入が少ないと想定される箇所	9.8 KN/m ³
		山腹斜面からの土砂の生産があまり想定されず溪床に不安定土砂が比較的少ない一般溪流	10.8 KN/m ³
		流域に山腹崩壊箇所が多く、溪床には不安定土砂が多く堆積している箇所	11.8 KN/m ³
堆砂単位重量	s	堆砂礫	18.0 KN/m ³

(平成21年版治山技術基準解説 総則・山地治山編3-9-1-3 解説)

- (2) 堆砂の内部摩擦角(ϕ) 30°
- (3) 合力の作用位置
堤底前端から1/3の点とする($d=B/3$)

- (4) 断面の上、下流のり勾配
下流(1:n) 堤高6.0m未満 $n=0.3$
堤高6.0m以上 $n=0.2$
但し、堤高6.0m未満であっても、上流のりが直、下流のりが1:0.20あるいは1:0.25で安定するときはこれによる。

上流(1:m) $m=0\sim$ 但し、 m は0.05括約とする。

- (5) 内部応力および地盤反力
内部応力の最大値は、次式によって求める。

$$\sigma_i = \frac{\sum V}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \quad \text{※但し、}i\text{は1または2}$$

地盤反力は、次式によって求める。

$$P_i = \sigma_i$$

- (6) 滑動係数
滑動係数は、水平分力と鉛直分力との比($\sum H/\sum V$)であらわす。

- (7) コンクリートの許容応力度

区 分	許容応力度(KN/m ²)
許容圧縮応力度	4.5×10^{-3}
許容曲げ引張応力度	0.22×10^{-3}
許容支圧応力度	5.4×10^{-3}

(平成21年版治山技術基準解説 総則・山地治山編3-9-1-4 参考)

- (8) 基礎の許容支持力・摩擦係数
基礎の許容支持力は、地盤が構造物の基礎を支持できる限界の支持力(極限支持力)に対して、設計上必要な安全度を見込んだものである。

$$Q(\text{許容支持力}) = \text{極限支持力}(q) / \text{安全率}(S)$$

安全率(S) 短期荷重の場合(地震時、土石流時など) 2倍
長期荷重の場合(常時) 3倍

重力式治山ダムは、経験的に次のような値とする。(長期荷重の場合)
なお、砂質地盤は、現場状況により下記値以下となることがあるため、箇所毎に検証し基礎工等の検討を行うこと。

隣接既設ダム構築時の許容支持力を把握している場合は、当該許容支持力を比較検討のうえ決定する。また、既設ダムの資料もなく想定により決定する場合は、各区分とも最小の値とする。

区 分	許容支持力	摩擦係数	備 考
岩 盤	700KN/m ²	0.7	
礫 層	300KN/m ²	0.6	密でないもの
	~ 600KN/m ²	0.7	密なもの
砂質地盤	200KN/m ²	0.5	中位のもの
	~ 300KN/m ²	0.6	密なもの
粘性土地盤	100KN/m ²	0.45	堅いもの
	200KN/m ²	0.5	非常に堅いもの

(平成21年版治山技術基準解説 総則・山地治山編3-9-1-4 参考)

3 断面形を求める手順

3-1 事前に決定すべき事項

- (1) ダムの設置目的、及び現地状況等から設置箇所を決定すると共に、設置目的に即したダム高の決定を行う。
- (2) ダムの規模、背面の堆砂敷の状態、掘削土砂による埋め戻し計画等から、ダム完成時の背面状況を想定し、予想される堤体への外力の種別を求め「1型の分類と記号の1-1外力による型の分類」に示す外力形を決定する。
- (3) ダム設置箇所における、最大洪水流量を合理式法(ラショナル式)により求める。
- (4) 荒廃状況の分析を行うと共に、洪水痕跡等から求められる溪流等の断面積を求める。
- (5) (2)により求めた最大洪水流量に基づく放水路断面積と、(3)から求めた断面積を用い、補正係数、及び計画高水流量を算定する。
- (6) ダム設置箇所の上下流の溪流の状態、流水の方向等を考慮し放水路の位置を決定すると共に、溪流の状況等を考慮し放水路下長の決定を行う。
- (7) ダム完成時の予想背面状況に基づき、縮流ぜきによる方法、又は開水路による方法を用い、(4)計画高水流量、及び(5)放水路下長から、放水路高さ、形状の決定を行うと共に、越流水深の算定を行う。
- (8) 流域面積・流出量、溪流及び流域内の荒廃状況、洪水時の出水状況、予想される流送砂礫の大きさ・形状から、天端厚を決定する。

3-2 重力式治山ダムの安定条件

重力式治山ダムの断面は、次の条件のすべてを満たすものでなければならない。

- 1 転倒に対する安定
堤体が転倒を引き起こさないこと。
 - 2 滑動に対する安定
堤体が滑動を引き起こさないこと。
 - 3 堤体の破壊に対する安定
堤体の最大応力に対して破壊を引き起こさないこと。
 - 4 基礎地盤に対する安定
堤体の最大応力に対して基礎地盤の地耐力が十分であること。
- (平成21年版治山技術基準解説 総則・山地治山編3-9-1-4)

1 転倒に対する安定

荷重による応力又は反力が、堤体及び基礎地盤の許容値を越えない範囲では、堤体の自重及び諸外力の合力作用位置が堤底内にあれば、転倒に対して安全である。

$$0 < d < B \quad d = M / \Sigma v$$

d : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の下流端までの距離(m)

B : 堤底厚(m)

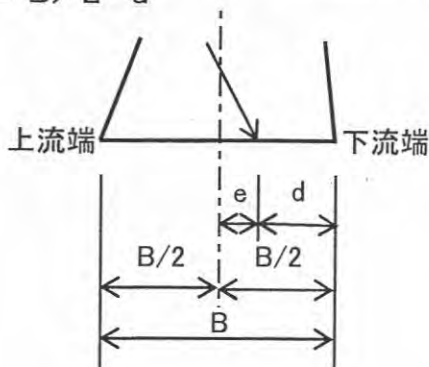
M : 堤底下流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重モーメントの合計(KN・m/m)

Σv : 単位幅当たり断面に作用する垂直分力の合計(KN/m)

ΣH : 単位幅当たり断面に作用する水平分力の合計(KN/m)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から、堤底の中央までの距離(m)

$$e = B/2 - d$$



2 滑動に対する安定

堤体が滑動に対して安定であるためには、次の条件が必要である。

$$\Sigma v \cdot f > \Sigma H$$

Σv : 単位幅当たり断面に作用する垂直分力の合計(KN/m)

f : 基礎地盤の摩擦係数

ΣH : 単位幅当たり断面に作用する水平分力の合計(KN/m)

3 堤体の破壊に対する安定

堤体の断面内に生じる最大応力が、堤体の許容応力度を越えなければ破壊に対して安定である。ただし、重力式コンクリートダムの場合には、引張応力を生じさせないことを原則とする。鉛直分力 V が堤底 AB の中心から e の距離に作用している場合、堤底における応力分布は $P2 \sim P1$ のようになる。

堤底の上・下流端応力 $P1$ 、 $P2$ は次式のとおりである。

$$P1 = \frac{\Sigma v}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right]$$

$$P2 = \frac{\Sigma v}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right]$$

$$e = B/6 \quad \text{であれば、} P1 = 2\Sigma v/B \quad P2 = 0$$

$e < B/6$ では、下図(a)のような応力分布

$e = B/6$ では、下図(b)のような応力分布

$e > B/6$ では、下図(c)のような応力分布

下図(c)における堤体上流端は引張応力となる。

堤体に負応力を生じさせないためには、原則として $e \leq B/6$ とする。

すなわち、合力の作用線と堤底との交点が、堤底(AB)の中央 $1/3$ (middle third)内にあれば、重力式コンクリートダムの堤体は引張応力を生じないので破壊に対して安定である。

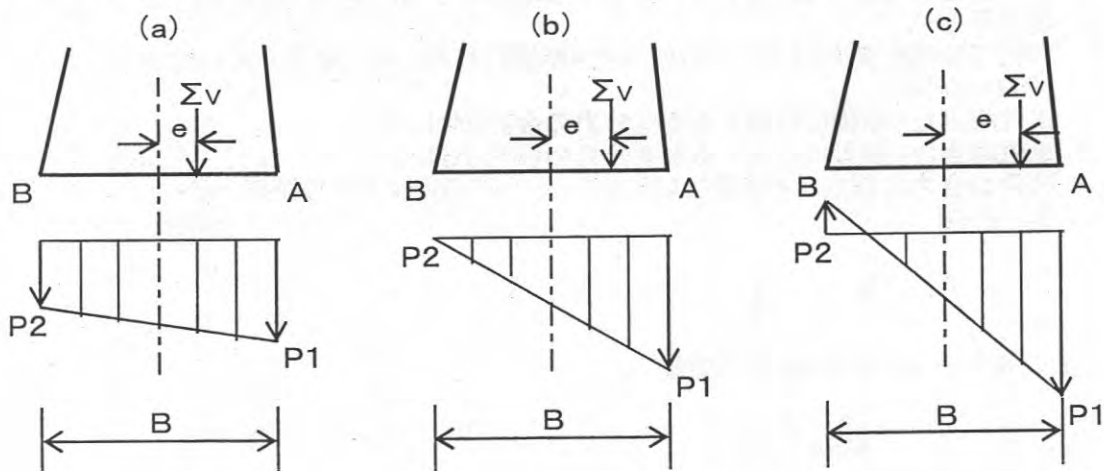
$P1$: 下流端地盤反力(KN/m²)

$P2$: 上流端地盤反力(KN/m²)

Σv : 単位幅当たり断面に作用する垂直分力の合計(KN/m)

B : 堤底厚(m)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から、堤底の中央までの距離(m)



4 基礎地盤に対する安定

堤底における応力(P)は基礎地盤の反力でもあり、最大反力(P1)が基礎地盤の許容支持力より小であれば地盤は安定である。

ただし、この応力分布(P1~P2)のうち、負数となる部分(-P)があれば、その部分は地盤反力の最大は次式で求める。

$$P = \frac{2\sum V}{3d} \quad \text{ただし、} \quad d = \frac{B}{2} - e$$

d : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の下流端までの距離(m)

※堤体には、負の応力を発生させないことが原則であるため、負数となる(P)の設定は行わないこと。

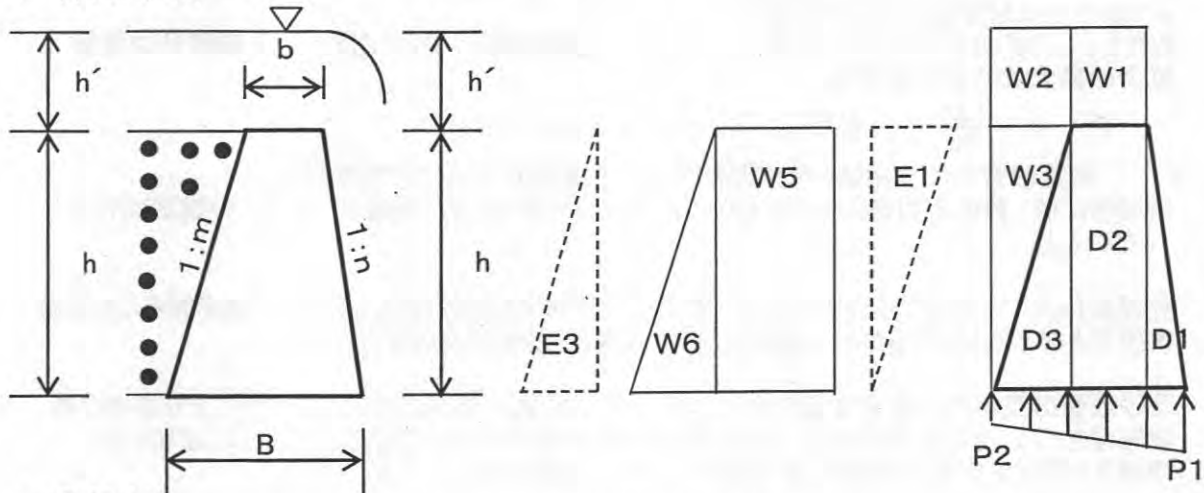
許容支持力が不足することを理由に、安易に下流のり勾配を緩くし応力の分散を図ることは過大設計となることがあるため、基礎工(基礎処理)との比較検討を行うこと。

基礎地盤の支持力が不足する場合は、3-10-4「治山ダムの基礎の処理」により適切に基礎処理を行うことが必要である。なお、基礎地盤は沈下に対しても安定でなければならない。

(平成21年版治山技術基準解説 総則・山地治山編3-9-1-4)

1型の安定計算例

1 荷重区分図



2 各部寸法

堤高	越流水深	天端厚	下流のり	上流のり
h	h'	b	n	m
8.00	0.50	2.00	0.20	0.40

3 設計条件

堤体 単位重量	水 単位重量	越流水 単位重量	堆砂 単位重量	水中土 単位重量	堆砂の 内部摩擦角	基礎地盤 摩擦係数
ω	γ	γ'	s	s'	ϕ	f
23.0	11.8	11.8	18.0	6.2	30	0.7
土圧 係数	許容 地耐力					
c	Qa					
0.333	700(岩盤)					

4 計算表

計算 区分	荷重の計算式	荷重 KN	アームの計算式	アーム m	モーメント KN・m
D1	$\frac{n \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.20 \cdot 8.00 \cdot 8.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	147.200	$\frac{2/3 \cdot n \cdot h}{2/3 \cdot 0.20 \cdot 8.00}$	1.067	157.062
D2	$\frac{b \cdot h \cdot \omega}{2.00 \cdot 8.00 \cdot 23.0}$	368.000	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.20 \cdot 8.00 + 1/2 \cdot 2.00}$	2.600	956.800
D3	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.40 \cdot 8.00 \cdot 8.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	294.400	$\frac{n \cdot h + b + 1/3 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 8.00 + 2.00 + 1/3 \cdot 0.40 \cdot 8.00}$	4.667	1,373.965
W1	$\frac{b \cdot h \cdot \gamma}{2.00 \cdot 0.50 \cdot 11.8}$	11.800	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.20 \cdot 8.00 + 1/2 \cdot 2.00}$	2.600	30.680
W2	$\frac{m \cdot h \cdot h' \cdot \gamma}{0.40 \cdot 8.00 \cdot 0.50 \cdot 11.8}$	18.880	$\frac{n \cdot h + b + 1/2 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 8.00 + 2.00 + 1/2 \cdot 0.40 \cdot 8.00}$	5.200	98.176
W3	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \gamma}{0.40 \cdot 8.00 \cdot 8.00 \cdot 1/2 \cdot 11.8}$	151.040	$\frac{n \cdot h + b + 2/3 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 8.00 + 2.00 + 2/3 \cdot 0.40 \cdot 8.00}$	5.733	865.912
E1	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot s'}{0.40 \cdot 8.00 \cdot 8.00 \cdot 1/2 \cdot 6.2}$	79.360	$\frac{n \cdot h + b + 2/3 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 8.00 + 2.00 + 2/3 \cdot 0.40 \cdot 8.00}$	5.733	454.971
計	鉛直分力 (Σv)	1,070.680	抵抗モーメント (Mv)		3,937.566
W5	$\frac{h' \cdot h \cdot \gamma}{0.50 \cdot 8.00 \cdot 11.8}$	47.200	$\frac{1/2 \cdot h}{1/2 \cdot 8.00}$	4.000	188.800
W6	$\frac{h^2 \cdot 1/2 \cdot \gamma}{8.00 \cdot 8.00 \cdot 1/2 \cdot 11.8}$	377.600	$\frac{1/3 \cdot h}{1/3 \cdot 8.00}$	2.667	1,007.059
E3	$\frac{h^2 \cdot 1/2 \cdot s' \cdot c}{8.00 \cdot 8.00 \cdot 1/2 \cdot 6.2 \cdot 0.333}$	66.067	$\frac{1/3 \cdot h}{1/3 \cdot 8.00}$	2.667	176.201
計	水平分力 (ΣH)	490.867	転倒モーメント (MH)		1,372.060

5 堤底厚及び断面積

$$\begin{aligned} \text{堤底厚 (B)} &= (n+m) \times h + b \\ &= (0.20+0.40) \times 8.00 + 2.00 = 6.800 \text{ m} \\ \text{断面積 (A)} &= (b+B) \times h \times 1/2 \\ &= (2.00+6.80) \times 8.00 \times 1/2 = 35.20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

6 合力の作用位置及び偏心距離

$$\begin{aligned} \text{合力の作用位置 (d)} &= (M_v - M_H) / \Sigma v \\ &= (3,937.566 - 1,372.060) / 1,070.680 \\ &= 2.396 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{偏心距離 (e)} = B/2 - d = 6.800/2 - 2.396 = 1.004 \text{ m}$$

$B/6 = 1.133 \text{ m} \geq e = 1.004$ となり、合力の作用線と堤底との交点がmiddle third内にあるので、上流端に引張応力を生じない。

7 内部応力及び地盤反力

$$\sigma = \frac{\Sigma v}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{1,070.680}{6.800} \left[1 + \frac{6 \times 1.004}{6.800} \right] = 296.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1,070.680}{6.800} \left[1 - \frac{6 \times 1.004}{6.800} \right] = 17.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P1)} = 296.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P2)} = 17.97 \text{ KN/m}^2$$

8 滑動係数

$$\begin{aligned} \text{滑動係数} &= \Sigma H / \Sigma v = 490.867 / 1,070.680 \\ &= 0.46 \end{aligned}$$

9 安定の検討

1 転倒に対する安定 安定

$$M_v \text{ (} 3,937.566 \text{ KN/m}^2 \text{) } > M_H \text{ (} 1,372.060 \text{ KN/m}^2 \text{) }$$

2 滑動に対する安定 安定

$$f \text{ (} 0.7 \text{) } > \Sigma H / \Sigma v \quad 0.46$$

3 堤体の破壊に対する安定 安定

$$\sigma_1 \text{ (} 296.94 \text{ KN/m}^2 \text{) }$$

$$\sigma_2 \text{ (} 17.97 \text{ KN/m}^2 \text{) }$$

に対し、コンクリートの許容応力度はかなり大きいので安定
負の応力は発生しない

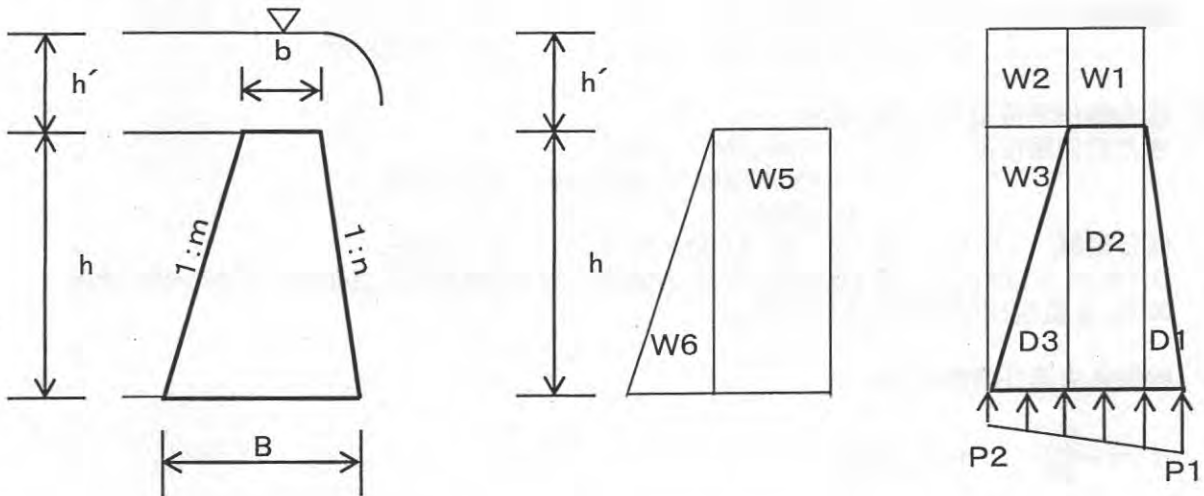
コンクリートの許容圧縮応力度は 4.5 N/mm^2 ($4,500 \text{ KN/m}^2$)

4 基礎地盤に対する安定 安定

$$Q_a \text{ (} 700 \text{ KN/m}^2 \text{) } > P_1 \text{ (} 296.94 \text{ KN/m}^2 \text{) }$$

2型の安定計算例

1 荷重区分図



2 各部寸法

堤高	越流水深	天端厚	下流のり	上流のり
h	h'	b	n	m
10.00	1.00	2.50	0.20	0.40

3 設計条件

堤体 単位重量	水 単位重量	越流水 単位重量	基礎地盤 摩擦係数	許容 地耐力
ω	γ	γ'	f	Qa
23.0	10.8	10.8	0.7	700(岩盤)

4 計算表

計算 区分	荷重の計算式	荷重 KN	アームの計算式	アーム m	モーメント KN・m
D1	$\frac{n \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.20 \cdot 10.00 \cdot 10.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	230.000	$\frac{2/3 \cdot n \cdot h}{2/3 \cdot 0.20 \cdot 10.00}$	1.333	306.590
D2	$\frac{b \cdot h \cdot \omega}{2.50 \cdot 10.00 \cdot 23.0}$	575.000	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.20 \cdot 10.00 + 1/2 \cdot 2.50}$	3.250	1,868.750
D3	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.40 \cdot 10.00 \cdot 10.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	460.000	$\frac{n \cdot h + b + 1/3 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 10.00 + 2.50 + 1/3 \cdot 0.40 \cdot 10.00}$	5.833	2,683.180
W1	$\frac{b \cdot h' \cdot \gamma'}{2.50 \cdot 1.00 \cdot 10.8}$	27.000	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.20 \cdot 10.00 + 1/2 \cdot 2.50}$	3.250	87.750
W2	$\frac{m \cdot h \cdot h' \cdot \gamma'}{0.40 \cdot 10.00 \cdot 1.00 \cdot 10.8}$	43.200	$\frac{n \cdot h + b + 1/2 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 10.00 + 2.50 + 1/2 \cdot 0.40 \cdot 10.00}$	6.500	280.800
W3	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \gamma'}{0.40 \cdot 10.00 \cdot 10.00 \cdot 1/2 \cdot 10.8}$	216.000	$\frac{n \cdot h + b + 2/3 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 10.00 + 2.50 + 2/3 \cdot 0.40 \cdot 10.00}$	7.167	1,548.072
計	鉛直分力 (Σv)	1,551.200	抵抗モーメント (Mv)		6,775.142
W5	$\frac{h' \cdot h \cdot \gamma}{1.00 \cdot 10.00 \cdot 10.8}$	108.000	$\frac{1/2 \cdot h}{1/2 \cdot 10.00}$	5.000	540.000
W6	$\frac{h^2 \cdot 1/2 \cdot \gamma}{10.00 \cdot 10.00 \cdot 1/2 \cdot 10.8}$	540.000	$\frac{1/3 \cdot h}{1/3 \cdot 10.00}$	3.333	1,799.820
計	水平分力 (ΣH)	648.000	転倒モーメント (MH)		2,339.820

5 堤底厚及び断面積

堤底厚 (B) = $(n+m) \times h + b$
 = $(0.20 + 0.40) \times 10.00 + 2.50$ = 8.500 m

断面積 (A) = $(b+B) \times h \times 1/2$
 = $(2.50 + 8.50) \times 10.00 \times 1/2$ = 55.00 m²

6 合力の作用位置及び偏心距離

$$\begin{aligned} \text{合力の作用位置 (d)} &= (M_v - M_H) / \Sigma v \\ &= (6,775.142 - 2,339.820) / 1,551.200 \\ &= 2.859\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{偏心距離 (e)} = B/2 - d = 8.500/2 - 2.859 = 1.391\text{m}$$

$B/6 = 1.417\text{m} \geq e = 1.391$ となり、合力の作用線と堤底との交点がmiddle third内にあるので、上流端に引張応力を生じない。

7 内部応力及び地盤反力

$$\sigma = \frac{\Sigma v}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{1,551.200}{8.500} \left[1 + \frac{6 \times 1.391}{8.500} \right] = 361.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1,551.200}{8.500} \left[1 - \frac{6 \times 1.391}{8.500} \right] = 3.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P1)} = 361.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P2)} = 3.31 \text{ KN/m}^2$$

8 滑動係数

$$\begin{aligned} \text{滑動係数} &= \Sigma H / \Sigma v = 648.000 / 1,551.200 \\ &= 0.42 \end{aligned}$$

9 安定の検討

1 転倒に対する安定 安定

$$M_v \text{ (} 6,775.142 \text{ KN/m}^2 \text{) } > M_H \text{ (} 2,339.820 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

2 滑動に対する安定 安定

$$f \text{ (} 0.7 \text{) } > \Sigma H / \Sigma v \quad 0.42$$

3 堤体の破壊に対する安定 安定

$$\sigma_1 \text{ (} 361.68 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

$$\sigma_2 \text{ (} 3.31 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

に対し、コンクリートの許容応力度はかなり大きいので安定
負の応力は発生しない

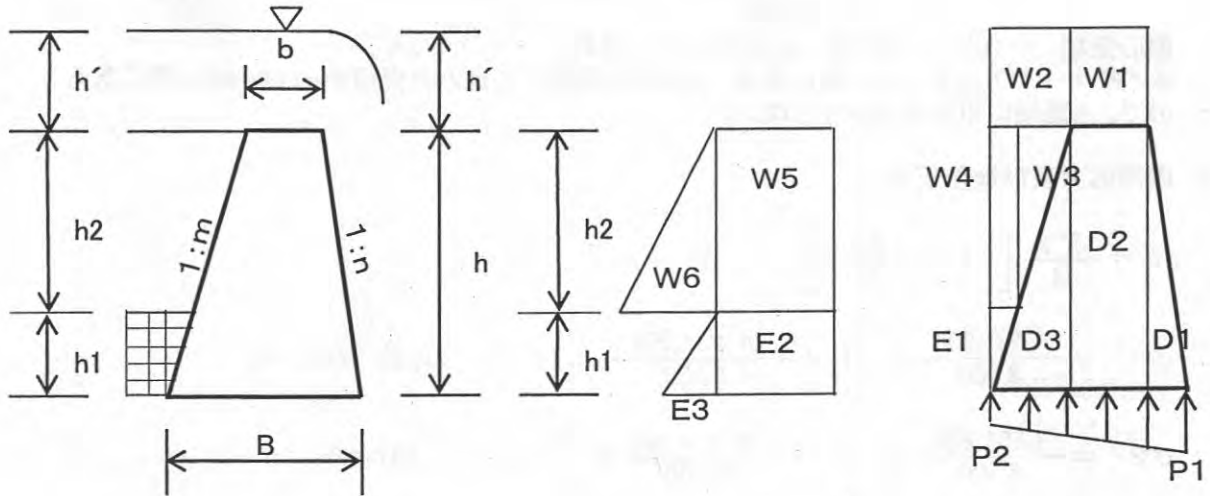
コンクリートの許容圧縮応力度は 4.5 N/mm^2 ($4,500 \text{ KN/m}^2$)

4 基礎地盤に対する安定 安定

$$Q_a \text{ (} 700 \text{ KN/m}^2 \text{) } > P_1 \text{ (} 361.68 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

3型の安定計算例

1 荷重区分図



2 各部寸法

堤高	背土深	背水深	越流水深	天端厚	下流のり	上流のり
h	h1	h2	h'	b	n	m
7.00	2.33	4.67	1.50	2.00	0.20	0.35

3 設計条件

堤体 単位重量	水 単位重量	越流水 単位重量	堆砂 単位重量	堆砂の 内部摩擦角	基礎地盤 摩擦係数	土圧 係数
ω	γ	γ'	s	ϕ	f	c
23.0	10.8	10.8	18.0	30	0.7	0.333

許容 地耐力
Qa
700(岩盤)

4 計算表

計算 区分	荷重の計算式	荷重 KN	アームの計算式	アーム m	モーメント KN・m
D1	$n \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega$ $0.20 \cdot 7.00^2 \cdot 1/2 \cdot 23.0$	112.700	$2/3 \cdot n \cdot h$ $2/3 \cdot 0.20 \cdot 7.00$	0.933	105.149
D2	$b \cdot h \cdot \omega$ $2.00 \cdot 7.00 \cdot 23.0$	322.000	$n \cdot h + 1/2 \cdot b$ $0.20 \cdot 7.00 + 1/2 \cdot 2.00$	2.400	772.800
D3	$m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega$ $0.35 \cdot 7.00^2 \cdot 1/2 \cdot 23.0$	197.225	$n \cdot h + b + 1/3 \cdot m \cdot h$ $0.20 \cdot 7.00 + 2.00 + 1/3 \cdot 0.35 \cdot 7.00$	4.217	831.698
W1	$b \cdot h' \cdot \gamma'$ $2.00 \cdot 1.50 \cdot 10.8$	32.400	$n \cdot h + 1/2 \cdot b$ $0.20 \cdot 7.00 + 1/2 \cdot 2.00$	2.400	77.760
W2	$m \cdot h \cdot h' \cdot \gamma'$ $0.35 \cdot 7.00 \cdot 1.50 \cdot 10.8$	39.690	$n \cdot h + b + 1/2 \cdot m \cdot h$ $0.20 \cdot 7.00 + 2.00 + 1/2 \cdot 0.35 \cdot 7.00$	4.625	183.566
W3	$m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \gamma'$ $0.35 \cdot 4.67^2 \cdot 1/2 \cdot 10.8$	41.219	$n \cdot h + b + 2/3 \cdot m \cdot h$ $0.20 \cdot 7.00 + 2.00 + 2/3 \cdot 0.35 \cdot 4.67$	4.490	185.073
W4	$m \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot \gamma'$ $0.35 \cdot 2.33 \cdot 4.67 \cdot 10.8$	41.131	$n \cdot h + b + m \cdot h_2 + 1/2 \cdot m \cdot h_1$ $0.20 \cdot 7.00 + 2.00 + 0.35 \cdot 4.67 + 1/2 \cdot 0.35 \cdot 2.33$	5.442	223.835
E1	$m \cdot h_1^2 \cdot 1/2 \cdot s$ $0.35 \cdot 2.33^2 \cdot 1/2 \cdot 18.0$	17.101	$n \cdot h + b + m \cdot h_2 + 2/3 \cdot m \cdot h_1$ $0.20 \cdot 7.00 + 2.00 + 0.35 \cdot 4.67 + 2/3 \cdot 0.35 \cdot 2.33$	5.578	95.389
計	鉛直分力 (Σv)	803.466	抵抗モーメント (Mv)		2,475.270

計算区分	荷重の計算式	荷重 KN	アームの計算式	アーム m	モーメント KN・m
W5	$\frac{h' \cdot h^2 \cdot r}{1.50 \cdot 4.67 \cdot 10.8}$	75.654	$\frac{h1+1/2 \cdot h2}{2.33+1/2 \cdot 4.67}$	4.665	352.926
W6	$\frac{h^2 \cdot 1/2 \cdot r}{4.67 \cdot 4.67 \cdot 1/2 \cdot 10.8}$	117.768	$\frac{h1+1/3 \cdot h2}{2.33+1/3 \cdot 4.67}$	3.887	457.764
E2	$\frac{(h' + h2) \cdot r \cdot 1/s \cdot h1 \cdot s \cdot c}{(1.50+4.67) \cdot 10.8 \cdot 1/18.0 \cdot 2.33 \cdot 18.0 \cdot 0.333}$	51.702	$\frac{1/2 \cdot h1}{1/2 \cdot 2.33}$	1.165	60.233
E3	$\frac{h1^2 \cdot 1/2 \cdot s \cdot c}{2.33 \cdot 2.33 \cdot 1/2 \cdot 18.0 \cdot 0.333}$	16.270	$\frac{1/3 \cdot h1}{1/3 \cdot 2.33}$	0.777	12.642
計	水平分力 (ΣH)	261.394	転倒モーメント (MH)		883.565

5 堤底厚及び断面積

$$\begin{aligned} \text{堤底厚 (B)} &= (n+m) \times h + b \\ &= (0.20+0.35) \times 7.00 + 2.00 = 5.850 \text{ m} \\ \text{断面積 (A)} &= (b+B) \times h \times 1/2 \\ &= (2.00+5.85) \times 7.00 \times 1/2 = 27.48 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

6 合力の作用位置及び偏心距離

$$\begin{aligned} \text{合力の作用位置 (d)} &= (M_v - M_H) / \Sigma v \\ &= (2,475.270 - 883.565) / 803.466 \\ &= 1.981 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{偏心距離 (e)} = B/2 - d = 5.850/2 - 1.981 = 0.944 \text{ m}$$

$B/6 = 0.975 \text{ m} \geq e = 0.944$ となり、合力の作用線と堤底との交点が middle third 内にあるので、上流端に引張応力を生じない。

7 内部応力及び地盤反力

$$\sigma = \frac{\Sigma v}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{803.466}{5.850} \left[1 + \frac{6 \times 0.944}{5.850} \right] = 270.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{803.466}{5.850} \left[1 - \frac{6 \times 0.944}{5.850} \right] = 4.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P1)} = 270.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P2)} = 4.37 \text{ KN/m}^2$$

8 滑動係数

$$\begin{aligned} \text{滑動係数} &= \Sigma H / \Sigma v = 261.394 / 803.466 \\ &= 0.33 \end{aligned}$$

9 安定の検討

1 転倒に対する安定 M_v (2,475.270 KN/m²) > M_H (883.565 KN/m²) 安定

2 滑動に対する安定 f (0.7) > $\Sigma H / \Sigma v$ 0.33 安定

3 堤体の破壊に対する安定 σ_1 (270.32 KN/m²) σ_2 (4.37 KN/m²) 安定

$$\sigma_1 \text{ (270.32 KN/m}^2 \text{)}$$

$$\sigma_2 \text{ (4.37 KN/m}^2 \text{)}$$

に対し、コンクリートの許容応力度はかなり大きいので安定

負の応力は発生しない

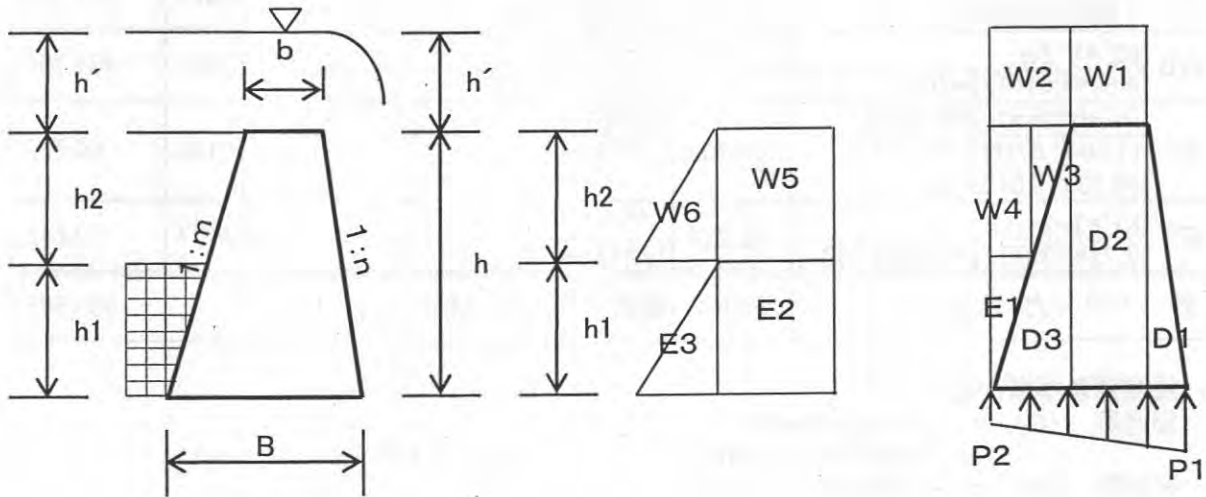
コンクリートの許容圧縮応力度は 4.5 N/mm^2 (4,500 KN/m²)

4 基礎地盤に対する安定 Q_a (700 KN/m²) > P_1 (270.32 KN/m²) 安定

$$Q_a \text{ (700 KN/m}^2 \text{)} > P_1 \text{ (270.32 KN/m}^2 \text{)}$$

4型の安定計算例

1 荷重区分図



2 各部寸法

堤高	背土深	背水深	越流水深	天端厚	下流のり	上流のり
h	h1	h2	h'	b	n	m
6.00	3.00	3.00	1.00	1.50	0.20	0.30

3 設計条件

堤体 単位重量	水 単位重量	越流水 単位重量	堆砂 単位重量	堆砂の 内部摩擦角	基礎地盤 摩擦係数	土圧 係数
ω	γ	γ'	s	ϕ	f	c
23.0	11.8	11.8	18.0	30	0.7	0.333

許容 地耐力
Qa
600(礫層)

4 計算表

計算 区分	荷重の計算式	荷重 KN	アームの計算式	アーム m	モーメント KN・m
D1	$\frac{n \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.20 \cdot 6.00 \cdot 6.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	82.800	$\frac{2/3 \cdot n \cdot h}{2/3 \cdot 0.20 \cdot 6.00}$	0.800	66.240
D2	$\frac{b \cdot h \cdot \omega}{1.50 \cdot 6.00 \cdot 23.0}$	207.000	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.20 \cdot 6.00 + 1/2 \cdot 1.50}$	1.950	403.650
D3	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.30 \cdot 6.00 \cdot 6.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	124.200	$\frac{n \cdot h + b + 1/3 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 6.00 + 1.50 + 1/3 \cdot 0.30 \cdot 6.00}$	3.300	409.860
W1	$\frac{b \cdot h' \cdot \gamma'}{1.50 \cdot 1.00 \cdot 11.8}$	17.700	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.20 \cdot 6.00 + 1/2 \cdot 1.50}$	1.950	34.515
W2	$\frac{m \cdot h \cdot h' \cdot \gamma'}{0.30 \cdot 6.00 \cdot 1.00 \cdot 11.8}$	21.240	$\frac{n \cdot h + b + 1/2 \cdot m \cdot h}{0.20 \cdot 6.00 + 1.50 + 1/2 \cdot 0.30 \cdot 6.00}$	3.600	76.464
W3	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \gamma'}{0.30 \cdot 3.00 \cdot 3.00 \cdot 1/2 \cdot 11.8}$	15.930	$\frac{n \cdot h + b + 2/3 \cdot m \cdot h^2}{0.20 \cdot 6.00 + 1.50 + 2/3 \cdot 0.30 \cdot 3.00}$	3.300	52.569
W4	$\frac{m \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot \gamma'}{0.30 \cdot 3.00 \cdot 3.00 \cdot 11.8}$	31.860	$\frac{n \cdot h + b + m \cdot h_2 + 1/2 \cdot m \cdot h_1}{0.20 \cdot 6.00 + 1.50 + 0.30 \cdot 3.00 + 1/2 \cdot 0.30 \cdot 3.00}$	4.050	129.033
E1	$\frac{m \cdot h_1^2 \cdot 1/2 \cdot s}{0.30 \cdot 3.00 \cdot 3.00 \cdot 1/2 \cdot 18.0}$	24.300	$\frac{n \cdot h + b + m \cdot h_2 + 2/3 \cdot m \cdot h_1}{0.20 \cdot 6.00 + 1.50 + 0.30 \cdot 3.00 + 2/3 \cdot 0.30 \cdot 3.00}$	4.200	102.060
計	鉛直分力 (Σv)	525.030	抵抗モーメント (M_v)		1,274.391

計算区分	荷重の計算式	荷重 KN	アームの計算式	アーム m	モーメント KN・m
W5	$\frac{h' \cdot h^2 \cdot r}{1.00 \cdot 3.00 \cdot 11.8}$	35.400	$\frac{h1 + 1/2 \cdot h2}{3.00 + 1/2 \cdot 3.00}$	4.500	159.300
W6	$\frac{h^2 \cdot 1/2 \cdot r}{3.00 \cdot 3.00 \cdot 1/2 \cdot 11.8}$	53.100	$\frac{h1 + 1/3 \cdot h2}{3.00 + 1/3 \cdot 3.00}$	4.000	212.400
E2	$\frac{(h' + h2) \cdot r \cdot 1/s \cdot h1 \cdot s \cdot c}{(1.00 + 3.00) \cdot 11.8 \cdot 1/18.0 \cdot 3.00 \cdot 18.0 \cdot 0.333}$	47.153	$\frac{1/2 \cdot h1}{1/2 \cdot 3.00}$	1.500	70.730
E3	$\frac{h1^2 \cdot 1/2 \cdot s \cdot c}{3.00 \cdot 3.00 \cdot 1/2 \cdot 18.0 \cdot 0.333}$	26.973	$\frac{1/3 \cdot h1}{1/3 \cdot 3.00}$	1.000	26.973
計	水平分力 (ΣH)	162.626	転倒モーメント (MH)		469.403

5 堤底厚及び断面積

$$\begin{aligned} \text{堤底厚 (B)} &= (n+m) \times h + b \\ &= (0.20 + 0.30) \times 6.00 + 1.50 = 4.500 \text{ m} \\ \text{断面積 (A)} &= (b+B) \times h \times 1/2 \\ &= (1.50 + 4.50) \times 6.00 \times 1/2 = 18.00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

6 合力の作用位置及び偏心距離

$$\begin{aligned} \text{合力の作用位置 (d)} &= (Mv - MH) / \Sigma v \\ &= (1,274.391 - 469.403) / 525.030 \\ &= 1.533 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{偏心距離 (e)} = B/2 - d = 4.500/2 - 1.533 = 0.717 \text{ m}$$

$B/6 = 0.750 \text{ m} \geq e = 0.717$ となり、合力の作用線と堤底との交点が middle third 内にあるので、上流端に引張応力を生じない。

7 内部応力及び地盤反力

$$\sigma = \frac{\Sigma v}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{525.030}{4.500} \left[1 + \frac{6 \times 0.717}{4.500} \right] = 228.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{525.030}{4.500} \left[1 - \frac{6 \times 0.717}{4.500} \right] = 5.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P1)} = 228.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力 (P2)} = 5.13 \text{ KN/m}^2$$

8 滑動係数

$$\begin{aligned} \text{滑動係数} &= \Sigma H / \Sigma v = 162.626 / 525.030 \\ &= 0.31 \end{aligned}$$

9 安定の検討

1 転倒に対する安定 安定

$$Mv \text{ (} 1,274.391 \text{ KN/m}^2 \text{) } > MH \text{ (} 469.403 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

2 滑動に対する安定 安定

$$f \text{ (} 0.7 \text{) } > \Sigma H / \Sigma v \quad 0.31$$

3 堤体の破壊に対する安定 安定

$$\sigma_1 \text{ (} 228.21 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

$$\sigma_2 \text{ (} 5.13 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

に対し、コンクリートの許容応力度はかなり大きいので安定

負の応力は発生しない

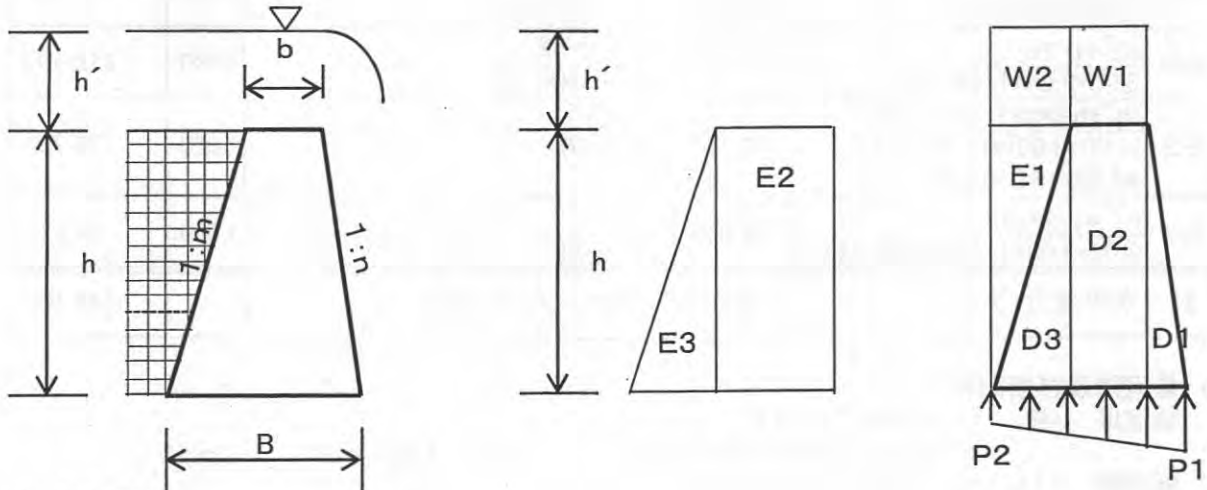
コンクリートの許容圧縮応力度は 4.5 N/mm^2 ($4,500 \text{ KN/m}^2$)

4 基礎地盤に対する安定 安定

$$Qa \text{ (} 300 \text{ KN/m}^2 \text{) } > P1 \text{ (} 228.21 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

5型の安定計算例

1 荷重区分図



2 各部寸法

堤高	越流水深	天端厚	下流のり	上流のり
h	h'	b	n	m
5.00	1.00	1.50	0.25	0.00

3 設計条件

堤体 単位重量	越流水 単位重量	堆砂 単位重量	堆砂の 内部摩擦角	基礎地盤 摩擦係数	土圧 係数	許容 地耐力
ω	γ'	s	ϕ	f	c	Qa
23.0	11.8	18.0	30	0.6	0.333	300(礫層)

4 計算表

計算 区分	荷重の計算式	荷重 KN	アームの計算式	アーム m	モーメント KN・m
D1	$\frac{n \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.25 \cdot 5.00 \cdot 5.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	71.875	$\frac{2/3 \cdot n \cdot h}{2/3 \cdot 0.25 \cdot 5.00}$	0.833	59.872
D2	$\frac{b \cdot h \cdot \omega}{1.50 \cdot 5.00 \cdot 23.0}$	172.500	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.25 \cdot 5.00 + 1/2 \cdot 1.50}$	2.000	345.000
D3	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot \omega}{0.00 \cdot 5.00 \cdot 5.00 \cdot 1/2 \cdot 23.0}$	0.000	$\frac{n \cdot h + b + 1/3 \cdot m \cdot h}{0.25 \cdot 5.00 + 1.50 + 1/3 \cdot 0.00 \cdot 5.00}$	2.750	0.000
W1	$\frac{b \cdot h \cdot \gamma'}{1.50 \cdot 1.00 \cdot 11.8}$	17.700	$\frac{n \cdot h + 1/2 \cdot b}{0.25 \cdot 5.00 + 1/2 \cdot 1.50}$	2.000	35.400
W2	$\frac{m \cdot h \cdot h' \cdot \gamma'}{0.00 \cdot 5.00 \cdot 1.00 \cdot 11.8}$	0.000	$\frac{n \cdot h + b + 1/2 \cdot m \cdot h}{0.25 \cdot 5.00 + 1.50 + 1/2 \cdot 0.00 \cdot 5.00}$	2.750	0.000
E1	$\frac{m \cdot h^2 \cdot 1/2 \cdot s}{0.00 \cdot 5.00 \cdot 5.00 \cdot 1/2 \cdot 18.0}$	0.000	$\frac{n \cdot h + b + 2/3 \cdot m \cdot h}{0.25 \cdot 5.00 + 1.50 + 2/3 \cdot 0.00 \cdot 5.00}$	2.750	0.000
計	鉛直分力(Σv)	262.075	抵抗モーメント(M_v)		440.272
E2	$\frac{h' \cdot \gamma' \cdot 1/s \cdot h \cdot s \cdot c}{1.00 \cdot 11.8 \cdot 1/18.0 \cdot 5.00 \cdot 18.0 \cdot 0.333}$	19.647	$\frac{1/2 \cdot h}{1/2 \cdot 5.00}$	2.500	49.118
E3	$\frac{h^2 \cdot 1/2 \cdot s \cdot c}{5.00 \cdot 5.00 \cdot 1/2 \cdot 18.0 \cdot 0.333}$	74.925	$\frac{1/3 \cdot h}{1/3 \cdot 5.00}$	1.667	124.900
計	水平分力(ΣH)	94.572	転倒モーメント(M_H)		174.018

5 堤底厚及び断面積

$$\begin{aligned} \text{堤底厚 (B)} &= (n+m) \times h + b \\ &= (0.25+0.00) \times 5.00 + 1.50 = 2.750 \text{ m} \\ \text{断面積 (A)} &= (b+B) \times h \times 1/2 \\ &= (1.50+2.75) \times 5.00 \times 1/2 = 10.63 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

6 合力の作用位置及び偏心距離

$$\begin{aligned} \text{合力の作用位置 } (d) &= (M_v - M_H) / \Sigma v \\ &= (440.272 - 174.018) / 262.075 \\ &= 1.016\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{偏心距離 } (e) = B/2 - d = 2.750/2 - 1.016 = 0.359\text{m}$$

$B/6 = 0.458\text{ m} \geq e = 0.359$ となり、合力の作用線と堤底との交点がmiddle third内にあるので、上流端に引張応力を生じない。

7 内部応力及び地盤反力

$$\sigma = \frac{\Sigma v}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{262.075}{2.750} \left[1 + \frac{6 \times 0.359}{2.750} \right] = 169.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{262.075}{2.750} \left[1 - \frac{6 \times 0.359}{2.750} \right] = 20.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力}(P1) = 169.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地盤反力}(P2) = 20.65 \text{ KN/m}^2$$

8 滑動係数

$$\begin{aligned} \text{滑動係数} &= \Sigma H / \Sigma v = 94.572 / 262.075 \\ &= 0.36 \end{aligned}$$

9 安定の検討

1 転倒に対する安定

$$M_v \text{ (} 440.272 \text{ KN/m}^2 \text{) } > M_H \text{ (} 174.018 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

安定

2 滑動に対する安定

$$f \text{ (} 0.6 \text{) } > \Sigma H / \Sigma v \text{ } 0.36$$

安定

3 堤体の破壊に対する安定

$$\sigma_1 \text{ (} 169.95 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

$$\sigma_2 \text{ (} 20.65 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

安定

に対し、コンクリートの許容応力度はかなり大きいので安定

負の応力は発生しない

コンクリートの許容圧縮応力度は 4.5 N/mm^2 ($4,500 \text{ KN/m}^2$)

4 基礎地盤に対する安定

$$Q_a \text{ (} 300 \text{ KN/m}^2 \text{) } > P1 \text{ (} 169.95 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

安定