

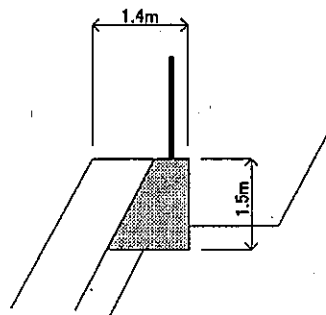
### 2.3.3 安定性の検討

仮定した断面での上部重力式部だけの衝撃力作用時の安定計算結果は下表に示すとおり、安定条件を満足しない。安定計算の詳細は重力式擁壁の安定計算に準じることから省略する。

表 2-5 安定計算結果一覧（上部重力式擁壁のみ）

安定計算結果一覧表											
常時		転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.17	≦	0.21	28.97	≧	1.50	44	≦	300	
○			○			○					
衝撃力作用時	衝撃力 (kN/m <sup>2</sup> )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		89.20	>	0.42	0.52	<	1.00	-58	≦	450	
×			×			○					
堆積土圧作用時	堆積高 (m)	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		1.59	≦	0.42	1.90	≧	1.20	27	≦	450	
○			○			○					

天端幅を増して上部重力式擁壁のみで安定となるようにしたときの必要な天端幅は  $t=1.4\text{m}$  となる。現実的にこのような施工は難しいことから、別途対策が必要となる。



### 2.3.4 対策工の検討

壁高10m 全体での衝撃力作用時の安定計算結果は下表のとおりとなっており、安定条件は満たしているが、コンクリートの断面破壊が起こる結果となっている。安定計算の詳細については巻末資料3.1に示す。なお、常時の安定性検討については、自立した地山に補強アンカー等とともに設置されており、明らかに安定であることから省略する。また、衝撃力作用時の安定計算において、斜面側に偏心する結果となった場合も常時と同様と考えられることから、転倒・支持の安定性は無視する。

表 2-6 安定計算結果一覧（全体構造）

衝撃力作用時	安定計算結果一覧表										断面破壊の照査	総合判定
	衝撃力 (kN/m <sup>2</sup> )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定			支持圧力の支持力 に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )				
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値		
89.20	0.52	>	0.50	2.68	≧	1.0	45.1	>	4.50		×	×
	×注1)			○			×注1)					

注1) 斜面側に偏心していることより無視する。

表 1-8よりコンクリート張工の断面破壊に対する対策としては下記が上げられる。

- ①鉄筋コンクリート（新設）
- ②鋼材による補強（既設）

ここでは、新設擁壁であることから、鉄筋を配筋し鉄筋コンクリートとして設計を行う。

②鉄筋コンクリートとしたときの必要な鉄筋径とピッチはφ16ctc25cmとなり一般的な鉄筋量となっている。

鉄筋径 φ16  
ピッチ 25cm

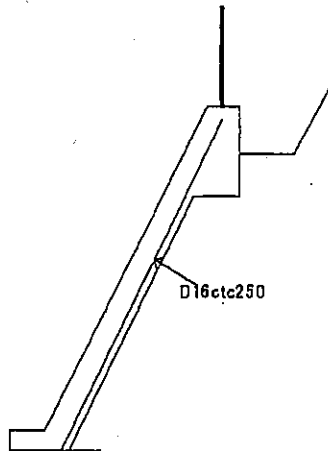


図 2-6 鉄筋コンクリートとしたときの必要な鉄筋量

### 3. 既設擁壁の補強設計例

#### 3.1 重力式擁壁の設計計算例

##### 3.1.1 設計条件

###### (1) 検討断面

検討断面を下図に示す。

擁壁高	$H_w=4.0\text{m}$
斜面下端から擁壁までの距離	$X=2.0\text{m}$
空きポケット高さ	$H_p=1.0\text{m}$
落石防護柵の高さ	$H_{sg}=1.5\text{m}$

構造形式 重力式擁壁

天端幅  $b=0.5\text{m}$

表法勾配 1:0.5

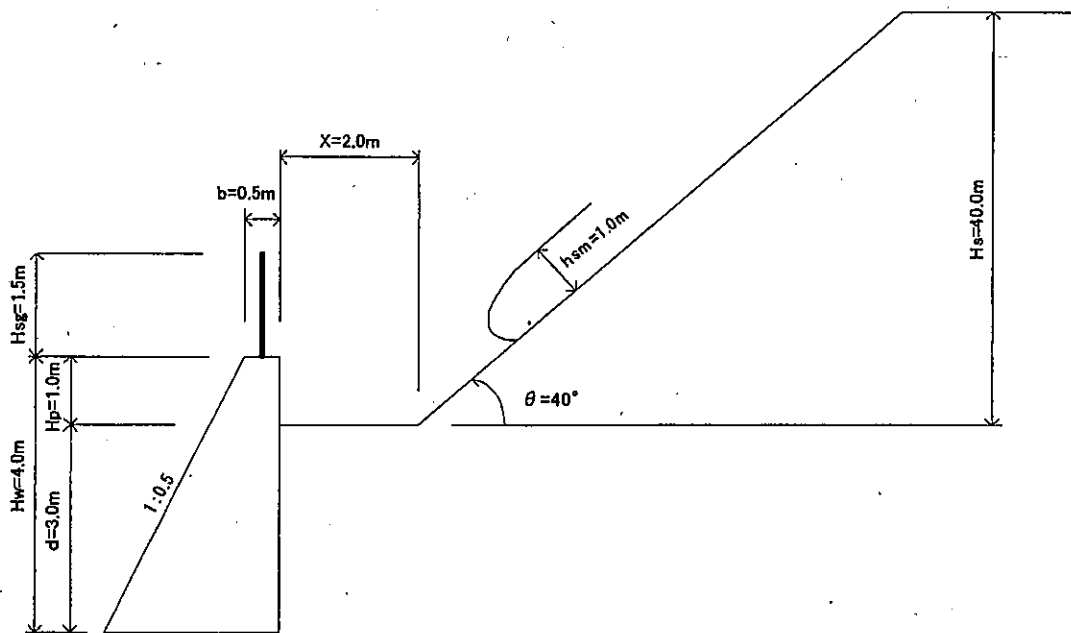


図 3-1 検討断面

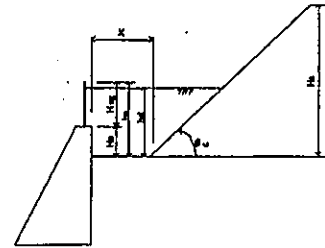
###### (2) 設計条件の整理

設計定数は1.2(3)と同じとする。

### 3.1.2 崩壊土砂補足容量の検討

#### 1). 設計条件

斜面高	$H_s =$	<input type="text" value="40.0"/> m
斜面勾配	$\theta u =$	<input type="text" value="40.0"/> °
斜面下端から 擁壁までの距離	$X =$	<input type="text" value="2.0"/> m
擁壁の空き高さ	$H_p =$	<input type="text" value="1.0"/> m (移動の高さ $h_{sm}$ 以上とする)
落石防護柵の高さ	$H_{sg} =$	<input type="text" value="1.5"/> m



#### 2). 崩壊土砂量 V

全国の斜面崩壊データでの斜面高さ毎に区分した崩壊土量(下表参照)より求める。

$$\begin{aligned} \text{斜面高 } H_s &= 40 \text{ mより } V = \text{  m}^3 \\ \text{崩壊幅 } W &= \text{  m} \\ \text{単位幅当たり崩壊土量 } v &= V/W = \text{  m}^3/\text{m} \end{aligned}$$

表 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量V (m <sup>3</sup> )	崩壊幅W (m)	V/W (m <sup>3</sup> /m)
$5 \leq H_s < 10$	40	14	2.9
$10 \leq H_s < 15$	80	17	4.7
$15 \leq H_s < 20$	100	19	5.3
$20 \leq H_s < 25$	150	21	7.1
$25 \leq H_s < 30$	210	24	8.8
$30 \leq H_s < 40$	240	25	9.6
$40 \leq H_s < 50$	370	29	12.8
$50 \leq H_s$	500	32	15.6

#### 3). 土砂捕捉容量の検討

$$\text{落石防護柵を含めた空き高さ } h_a = H_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 = \text{  m}$$

$$\begin{aligned} \text{土砂捕捉容量(擁壁単位長さ当たり)} \quad V_h &= (2 \cdot X + h_a / \tan \theta u) \times h_a / 2 \\ &= (2 \times 2.00 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 = \text{  m}^2 < V = \text{  m}^3 \end{aligned}$$

したがって、 $V_h < V$ より崩壊土砂量が溢れる結果となっており、  
捕捉容量を多くする対策工が必要となる。

#### 4). 崩壊土砂の堆積高

崩壊土砂の堆積高( $h_d$ )は、擁壁単位長さ当たりの土砂捕捉容量( $V_d$ )が、崩壊土砂量に等しくなる堆積高さを求める

台形の面積より

$$\text{土砂堆積容量(擁壁単位長さ当たり)} \quad V_d = (2 \cdot X + h_d / \tan \theta u) \times h_d / 2$$

$h_d$ について解くと

$$h_d = \frac{2 \tan \theta u \left( -X + \sqrt{X^2 + \frac{2V_d}{\tan \theta u}} \right)}{2} \quad V_d = V \text{より}$$

$$h_d = \text{  m} \text{となる。}$$

以上より、現況の空き高さでは崩壊土砂の捕捉容量が足りないことから、崩壊土砂の捕捉量を確保する対策が必要となる。

### 3.1.3 現況擁壁の安定計算結果

衝撃力作用時の安定計算結果は下表のとおりとなり、衝撃力作用時に不安定となる。  
 なお、安定計算の詳細については省略する。(巻末資料1.1に準じて計算する)

表 3-1 衝撃力作用時安定計算結果一覧 (既設擁壁)

安定計算結果一覧表											
常時		転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.28	≤	0.42	3.85	≥	1.5	19.2	≤	300	
○			○			○					
衝撃力作用時	衝撃力 (kN/m <sup>2</sup> )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
	127.00	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		1.24	>	0.83	1.02	≥	1.0	9752.0	>	450	
×			○			×					
堆積土圧作用時	堆積高 (m)	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
	3.24	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.46	≤	0.83	1.08	<	1.2	146.5	≤	450	
○			×			○					

### 3.1.4 対策工の検討

前項までの検討より、現況の擁壁は崩壊土砂量に対して十分な空き容量がなく、崩壊土砂が擁壁背面より溢れる結果となっている。したがって、崩壊土砂の捕捉容量を増すか崩壊土砂量を低減させる対策が必要となる。また、現況断面では衝撃力作用時に不安定となることから、合わせて衝撃力作用時にも安定となるような対策工法について検討する。

崩壊土砂の捕捉容量を増す対策としては、表 1-5より

- ① 壁高増
- ② 落石防護柵の高さ増し

崩壊土砂量を低減させる対策としては、

- ③ 斜面を法枠などで直接抑える方法が考えられる。

以下にそれぞれの工法での擁壁の対策工法を検討する。

①壁高増による対策

1) 必要な壁高

1.1.1項の検討より、崩壊土砂の堆積高  $h_d=3.27\text{m}$  となることから

現在の空き高さ（落石防護柵を含めた高さ） $h_s=2.5\text{m}$  より必要な嵩上げ高 $\Delta h$ は

$\Delta h = h_d - h_s = 3.27 - 2.5 = 0.77\text{m}$  となり。

擁壁の壁高は  $H_w = 4.0\text{m} + 0.77\text{m} = 4.77\text{m} \rightarrow 5.0\text{m}$  となる。

2) 安定計算結果一覧

壁高 5.0m に嵩上げたときの衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時の安定計算結果は下表に示すとおり安定となっている。安定計算の詳細は省略する。

表 3-2 安定計算結果一覧（壁高増のとき）

安定計算結果一覧表											
常時		転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 ( $\text{kN/m}^2$ )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.41	≤	0.50	5.52	≥	1.5	127.1	≤	300	
		○		○		○					
衝撃力作用時	衝撃力 ( $\text{kN/m}^2$ )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 ( $\text{kN/m}^2$ )			総合判定
	127.00	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.65	≤	1.00	1.46	≥	1.0	164.3	≤	450	
		○		○		○					
堆積土圧作用時	堆積高 (m)	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 ( $\text{kN/m}^2$ )			総合判定
	3.24	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.12	≤	1.00	1.48	≥	1.2	97.6	≤	450	
		○		○		○					

②落石防護柵の高さ増しによる対策

(1) 必要な落石防護柵高

前項の検討より必要な嵩上げ高 $\Delta h=0.74\text{m}$ となることから、  
落石防護柵の高さは  $H_{sg}=1.5\text{m}+0.74\text{m}=2.24\text{m}\rightarrow 2.5\text{m}$  必要となる。

(2) 擁壁対策工の検討

現況形状では衝撃力作用時に安定とならないことから、擁壁の安定性を増す対策工が必要となる。擁壁の対策工としては表 1-6より以下の方法が考えられる。

- 1) 擁壁躯体の天端幅を増す方法
- 2) アンカー工、杭工などを設置する方法等

ここでは、擁壁躯体の天端幅を増す方法での設計法とし、天端幅を繰り返し計算により求めた結果、天端幅を0.85mとすると安定計算結果は下表に示すとおり安定となる。  
なお、計算の詳細は巻末資料に示す。

したがって、必要天端幅  $t=0.85\text{m}$  (+0.35m)  
となり現行の擁壁に35cmのコンクリート増厚が必要となる。

表 3-3 安定計算結果一覧 (天端幅増厚)

安定計算結果一覧表											
常時		転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.33	≤	0.48	4.70	≥	1.5	106.1	≤	300	
○			○			○					
衝撃力作用時	衝撃力 (kN/m <sup>2</sup> )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		127.00	0.92	≤	0.95	1.24	≥	1.0	233.3	≤	
○			○			○					
堆積土圧作用時	堆積高 (m)	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 (kN/m <sup>2</sup> )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		3.24	0.28	≤	0.95	1.29	≥	1.2	114.3	≤	
○			○			○					

③斜面对策による対策

(1) 必要な斜面对策高

崩壊土砂量の低減を図るため、法枠工などによる斜面对策を行う。現況の擁壁空き容量で捕捉可能な量は  $V_h=8.79\text{m}^3/\text{m}$  より、残斜面の高さを  $20\text{m} \leq H_s < 25\text{m}$  とすれば、

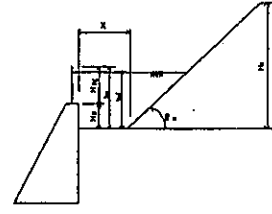
$V_h=8.79\text{m}^3/\text{m} < V=7.1\text{m}^3/\text{m}$  となる。

以上より、残斜面高 = 24m とする。

したがって、斜面高  $40\text{m} - 24.0\text{m} = 16\text{m}$  となり、最低でも 16m の区間は法枠工などによる斜面对策を行う必要がある。

1). 設計条件

- 斜面高  $H_s =$   m
- 斜面勾配  $\theta u =$   °
- 斜面下端から擁壁までの距離  $X =$   m
- 擁壁の空き高さ  $H_p =$   m (移動の高さ  $h_{sm}$  以上とする)
- 落石防護柵の高さ  $H_{sg} =$   m



2). 崩壊土砂量 V

全国の斜面崩壊データでの斜面高さ毎に区分した崩壊土量 (下表参照) より求める。

斜面高  $H_s =$  24 m より  $V =$    $\text{m}^3$

崩壊幅  $W =$   m

単位幅当たり崩壊土量  $v = V/W =$    $\text{m}^3/\text{m}$

表 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量 V ( $\text{m}^3$ )	崩壊幅 W (m)	V/W ( $\text{m}^3/\text{m}$ )
$5 \leq H_s < 10$	40	14	2.9
$10 \leq H_s < 15$	80	17	4.7
$15 \leq H_s < 20$	100	19	5.3
$20 \leq H_s < 25$	120	21	5.7
$25 \leq H_s < 30$	210	24	8.8
$30 \leq H_s < 40$	240	25	9.6
$40 \leq H_s < 50$	370	29	12.8
$50 \leq H_s$	500	32	15.6

3). 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めた空き高さ  $h_a = H_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 =$   m

土砂捕捉容量 (擁壁単位長さ当たり)  $V_h = (2 \cdot X + h_a / \tan \theta u) \times h_a / 2$

$= (2 \times 2.0 + 2.50 / \tan 40^\circ) \times 2.50 / 2 =$    $\text{m}^2 \geq V =$    $\text{m}^2$

したがって、 $V_h \geq V$  より崩壊土砂の捕捉容量が確保されている。

4). 崩壊土砂の堆積高

崩壊土砂の堆積高 ( $h_d$ ) は、擁壁単位長さ当たりの土砂捕捉容量 ( $V_d$ ) が、崩壊土砂量に等しくなる堆積高さを求める  
台形の面積より

土砂堆積容量 (擁壁単位長さ当たり)  $V_d = (2 \cdot X + h_d / \tan \theta u) \times h_d / 2$   
 $h_d$  について解くと

$$h_d = \frac{2 \tan \theta u \left( -X - \sqrt{X^2 - \frac{2V_d}{\tan \theta u}} \right)}{2} \quad V_d = V \text{ より}$$

$h_d =$   m となる。



(2) 擁壁対策工の検討

現況形状では衝撃力作用時に安定とならないことから、擁壁の安定性を増す対策工が必要となる。擁壁の対策工としては②落石防護柵の高さを増したときと同様に、天端幅を0.85mとすると安定計算結果は下表に示すとおり安定となる。計算の詳細は省略する。

必要天端幅  $t=0.85\text{m}$  (+0.35m)

となり現行の擁壁に35cmのコンクリートの増厚が必要となる。

表 3-4 安定計算結果一覧 (天端幅増厚)

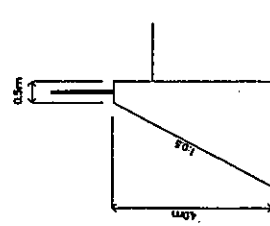
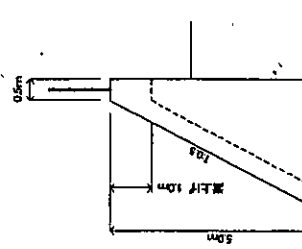
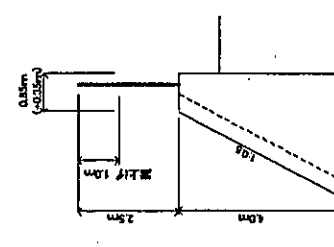
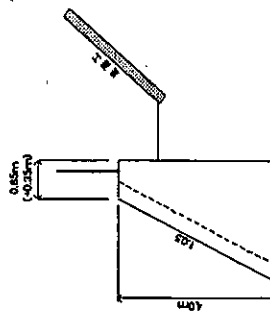
安定計算結果一覧表											
常時		転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 ( $\text{kN/m}^2$ )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		0.33	≤	0.48	4.70	≥	1.5	106.1	≤	300	
○			○			○					
衝撃力作用時	衝撃力 ( $\text{kN/m}^2$ )	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 ( $\text{kN/m}^2$ )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		127.00	0.92	≤	0.95	1.24	≥	1.0	233.3	≤	
○			○			○					
堆積土圧作用時	堆積高 (m)	転倒に対する安定 (m)			滑動に対する安定 (安全率)			支持地盤の支持力に対する安定 ( $\text{kN/m}^2$ )			総合判定
		計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	計算値	符号	許容値	
		2.17	-0.03	≤	0.95	1.77	≥	1.2	63.8	≤	
○			○			○					

### 3.1.5 対策工の選定

前項までの検討をまとめると以下のとおりとなる。

対策工は下表の比較表より、①壁高増し、②落石防護柵の高さ増し比較的施工も容易で、安価となる。

表 3-5 対策工比較表

形状寸法 (現行形状)	①壁高増し	②落石防護柵の高さ増し	③斜面対策
			
工種概要	崩壊土砂捕捉容量の不足する分を躯体を高上げた方法	崩壊土砂捕捉容量の不足する分を落石防護柵の高さを増した方法	崩壊土砂量を低減させるために斜面対策を行い、安定となるように天端幅を厚くして補強した工法
施工性	○ 躯体コンクリートの打設と落石防護柵の撤去、設置が必要となる。	○ 躯体コンクリートの打設と落石防護柵の継ぎ足しが必要となる	△ 躯体コンクリートの打設と法砕工などの工種が必要となる。
経済性	○ コンクリート + 2.75m <sup>3</sup> /m + 落石防護柵撤去・設置	○ コンクリート + 1.40m <sup>3</sup> /m + 落石防護柵継ぎ足し H=1.0m	○ コンクリート + 1.4m <sup>3</sup> /m + 法砕工などの施工 (H=16.0m)
総合判定	○	○	△

2) 重力式擁壁、もたれ式擁壁、コンクリート張工の場合

1. 重力式擁壁の設計計算例

1.1 標準形状の設計計算例

●設計計算項目

衝撃力作用時の安定計算	1. 崩壊土砂による移動の力 1) 設計定数 2) 移動の力
	2. 土圧の算定
	3. 衝撃力作用時の安定性検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 安定計算
堆積土圧時の安定計算	4. 堆積土圧の算定 1) 崩壊土砂による土圧 2) 裏込め土による土圧
	5. 堆積土圧時の安定性検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 安定計算
6. 躯体の断面応力度の検討 1) 設計条件 2) 荷重計算 3) 断面計算	

1. 崩壊土砂の移動の力

1) 設計定数

土石等の密度  $\rho_m = \boxed{1.8} \text{ t/m}^3$

重力加速度  $g = \boxed{9.8} \text{ m/s}^2$

土石等の比重  $\sigma = \boxed{2.6} \text{ t/m}^3$

土石等の容積濃度  $C = \boxed{0.5}$

内部摩擦角  $\phi = \boxed{30}^\circ$

流体抵抗係数  $f_b = \boxed{0.025}$

2) 移動の力

「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」より下式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \left\{ \frac{b_u}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2aH}{h_{sm} \sin \theta}\right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) + \frac{b_d}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)C + 1} f_b = \frac{2}{(2.6 - 1)0.5 + 1} \cdot 0.025 = \boxed{0.028}$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

斜面高	移動の高さ	斜面勾配		距離	bu	bd	流速	移動の力
Hs	$h_{sm}$	$\theta_u$	$\theta_d$	X			V	Fsm
m	m	°	°	m		m/s	kN/m <sup>2</sup>	
30.0	1.0	40	0	3.0	0.45	-0.26	7.64	105.1

2. 土圧の算定

土圧の算定は試行くさび土圧(切土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

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

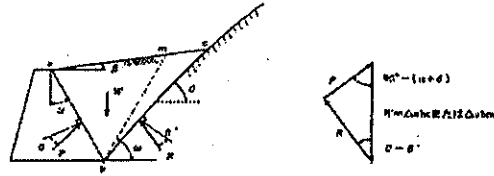
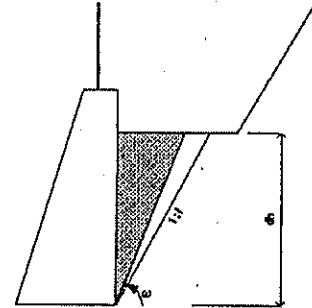


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、  
 W; 土くさびの重量(kN/m)  
 P; 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ ; 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\delta'$ ; 切り土面におけるすべり摩擦角(°)  
 $\delta$ ; 壁面摩擦角(°)  
 $\omega$ ; 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅 L =  m

裏込め土高 dh =  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u$  =  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u$  =  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w$  =  °

壁面摩擦角  $\delta$  =  ° (2/3 $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta'$  =  ° (切土面:粗)

切り土面の角度 f =  =  °

すべり角 $\omega$ °	土重 Wu kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	42.77	23.23
64.00	41.77	24.06

最大値

土圧合力 Pud =  kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud · cos( $\alpha + \delta$ ) = 24.23 × cos(20.00°) =  kN/m

土圧鉛直力 Pudv = Pud · sin( $\alpha + \delta$ ) = 24.23 × sin(20.00°) =  kN/m

換算土圧係数

水平方向  $K_{a dh} = \frac{2 P_{udh}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 22.77}{19.0 \cdot 9.0} = \text{$

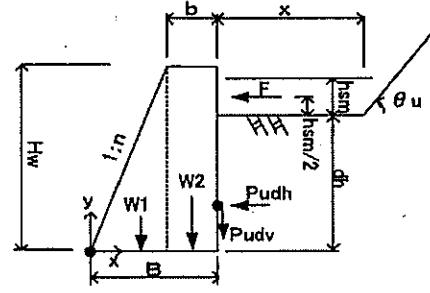
鉛直方向  $K_{a dv} = \frac{2 P_{udv}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 8.28}{19.0 \cdot 9.0} = \text{$

3. 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高  $H_w = 4.00$  m
- 天端幅  $b = 0.50$  m
- 表法勾配  $n = 1 : 0.50$
- 裏込め土高  $dh = 3.00$  m
- 平場の距離  $x = 3.00$  m
- 斜面勾配  $\theta_u = 40.00^\circ$
- 移動の力  $F_{sm} = 105.1$  kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ  $h_{sm} = 1.0$  m
- 待ち受け擁壁における  
衝撃力緩和係数  $\alpha = 0.5$
- 土圧の算出方法 試行くさび(切土部土圧)
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$  (砂質土)
- 滑動の安全率  $F_s = 1.0$



- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $C_b = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>
- 基礎の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B = 2.50$  m

2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	92.00	x=1.33	122.36
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 23.0$	-	46.00	x=2.25	103.50
裏込土圧	Pudh	2.項参照	22.77	-	y=1.00	-22.77
	Pudv	2.項参照	-	8.28	x=2.50	20.70
衝撃力	F	$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.55	-	y=3.50	-183.93
合計(Σ)			75.32	146.28		39.86

3) 安定計算

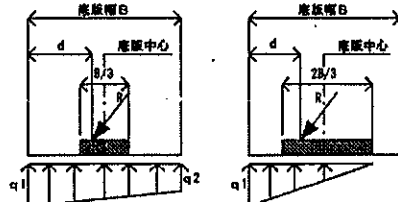
① 転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{39.86}{146.28} = 0.27$  m

$|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 0.27 = 0.98$  m >  $B/3 = 0.83$  m ... OUT

② 滑動に対する安定性 :  $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_b \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 146.28 + 0.00 \times 2.50}{75.32} = 1.17 \geq 1.00$  ... OK

③ 支持力に対する安定性 :  $|e| = \frac{0.98}{2 \times 146.28} \geq 0.415 = B/6$  より三角形分布となる。  
 $q1 = \frac{2 \times 146.28}{3 \times 0.27} = 361.2$  kN/m<sup>2</sup> < 450 kN/m<sup>2</sup> ... OK

$q2 = 0.0$  kN/m<sup>2</sup> < 450 kN/m<sup>2</sup> ... OK



(a) 合力の作用点が基礎中央の基礎幅1/3の中にある場合(台形分布)

(b) 合力の作用点が基礎中央の基礎幅2/3の中にあらずかつ基礎中央の基礎幅1/3の外にある場合(三角形分布)

4. 堆積土圧の算定

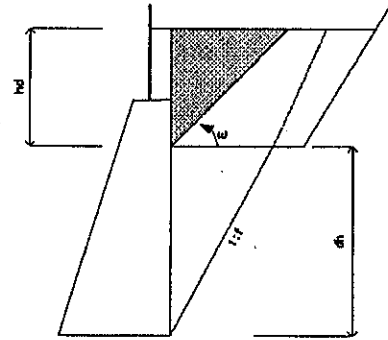
崩壊土砂、裏込め土砂の土質定数が違うことから、別個に土圧を算出する。

1) 崩壊土砂による土圧

土圧の算定は試行くさび土圧(盛土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。

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

ここに、  
 W: 土くさびの重量(kN/m)  
 P: 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\phi$ : 土のせん断抵抗角(°)  
 $\delta$ : 壁面摩擦角(°)  
 $\omega$ : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅  $L = 1.0$  m

崩壊土砂の堆積高さ  $hd = 2.22$  m

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma d = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>

崩壊土砂の内部摩擦角  $\phi d = 30$  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w = 0$  °

壁面摩擦角  $\delta = 20$  ° (2/3  $\phi$ )

すべり角 $\omega$ °	土重 W kN/m	土圧合力 Pd kN/m
55.00	31.08	13.18
56.00	29.81	13.20
57.00	28.84	13.19

最大値

土圧合力  $Pd = 13.20$  kN/m

土圧水平力  $Pdh = Pd \cdot \cos(\alpha + \delta) = 13.20 \times \cos(20.00^\circ) = 12.40$  kN/m

土圧鉛直力  $Pdv = Pd \cdot \sin(\alpha + \delta) = 13.20 \times \sin(20.00^\circ) = 4.51$  kN/m

2) 裏込め土による土圧

試行くさび法(切土部土圧)により求める。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

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

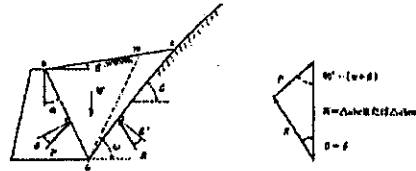
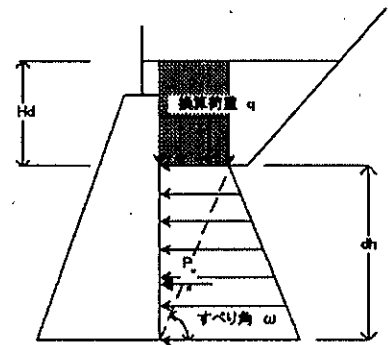


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、  
 W; 土くさびの重量(kN/m)  
 P; 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ ; 壁背面と鉛直面のなす角( $^{\circ}$ )  
 $\delta'$ ; 切り土面におけるすべり摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\delta$ ; 壁面摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\omega$ ; 仮定したすべり面と水平面のなす角( $^{\circ}$ )



奥行き土圧作用幅 L =  m

裏込め土高 dh =  m

堆積高 hd =  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u$  =  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u$  =   $^{\circ}$

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma_d$  =  kN/m<sup>3</sup>

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w$  =   $^{\circ}$

壁面摩擦角  $\delta$  =   $^{\circ}$  (2/3  $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta'$  =   $^{\circ}$  (切土面; 粗 =  $\phi$ )

切り土面の角度 f =  =   $^{\circ}$

すべり角 $\omega$ $^{\circ}$	土重 W kN/m	換算荷重 q kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	42.75	59.63	58.13
64.00	41.77	58.44	57.72

最大値

土圧合力 Pud =  kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud  $\cdot$  cos( $\alpha + \delta$ ) = 58.13  $\times$  cos(20.00 $^{\circ}$ ) =  kN/m

土圧鉛直力 Pudv = Pud  $\cdot$  sin( $\alpha + \delta$ ) = 58.13  $\times$  sin(20.00 $^{\circ}$ ) =  kN/m



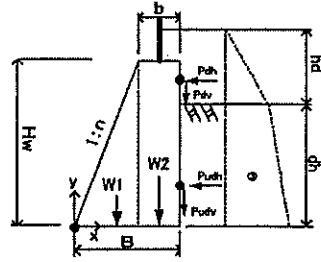
### 5. 堆積土圧時の安定性検討

#### 1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高  $H_w = 4.00$  m
- 天端幅  $b = 0.50$  m
- 表法勾配  $n = 1:0.50$
- 裏込め土高  $dh = 3.00$  m
- 崩壊土砂の堆積高  $hd = 2.22$  m
- 空きポケット高  $H_p = 1.00$  m
- 崩壊土砂
  - 水平方向土圧力  $P_{dh} = 12.400$
  - 鉛直方向土圧力  $P_{dv} = 4.51$
- 裏込め土
  - 水平方向土圧力  $P_{udh} = 54.63$
  - 鉛直方向土圧力  $P_{udv} = 19.87$
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$  (砂質土)
- 滑動の安全率  $F_s = 1.2$

- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 崩壊土の単重  $\gamma_d = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $C_B = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B = 2.50$  m



#### 2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	92.00	$x=1.33$	122.36
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 23.0$	-	46.00	$x=2.25$	103.50
土圧	Pdh	4.1)項参照	12.40	-	$y=3.74$	-46.38
	Pdv	4.1)項参照	-	4.51	$x=2.50$	11.28
	Pudh	4.2)項参照	54.63	-	$y=1.00$	-54.63
	Pudv	4.2)項参照	-	19.87	$x=2.50$	49.68
合計(Σ)			67.03	162.38		185.81

#### 3) 安定計算

① 転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{185.81}{162.38} = 1.14$  m

$|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 1.14 = 0.11$  m  $\leq B/3 = 0.83$  m

... OK

② 滑動に対する安定性 :  $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 162.38 + 0.00 \times 2.50}{67.03} = 1.45 \geq 1.20$

... OK

#### ③ 支持力に対する安定性 :

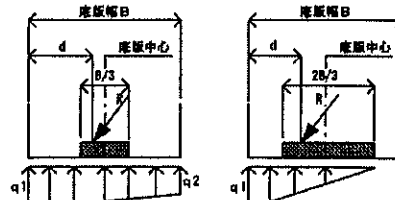
$|e| = \frac{0.11}{\Sigma V} \leq \frac{0.415}{6e} = \frac{0.11}{162.38} \leq \frac{0.415}{6 \times 0.11} = B/6$  より台形分布となる。

$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{162.38}{2.50} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.11}{2.50}\right) = 82.1 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup>

... OK

$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{162.38}{2.50} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.11}{2.50}\right) = 47.8 \leq 450$  kN/m<sup>2</sup>

... OK



(a) 合力の作用点が基礎中央の基礎幅1/3の中にある場合 (台形分布)

(b) 合力の作用点が基礎中央の基礎幅2/3の中にあらずかつ基礎中央の基礎幅1/3の外にある場合 (三角形分布)

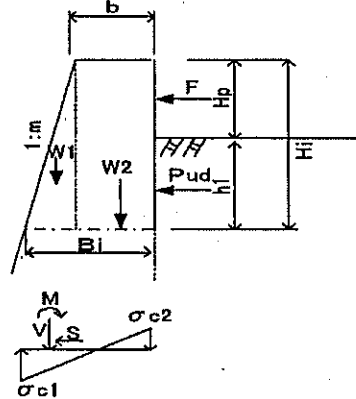
## 6. 躯体の断面応力度の検討

躯体の断面応力度の検討は最も危険となる断面で照査する。

ここでは、例として裏込め土地表面での計算結果を示すが、実際は天端から底面までの各点での照査を行う必要がある。

### 1) 設計条件

照査位置 $H_i =$	<input type="text" value="1.00"/> m (天端からの距離)	奥行き $L = 1.0$ m 当たり
天端幅 $b =$	<input type="text" value="0.50"/> m	
表法勾配 $n = 1 :$	<input type="text" value="0.50"/>	
裏法勾配 $m = 1 :$	<input type="text" value="0.00"/>	
空きポケット高 $H_p =$	<input type="text" value="1.00"/> m	
土圧作用高 $h_l =$	<input type="text" value="0.00"/> m	
水平方向土圧係数 $K_{audh} =$	<input type="text" value="0.266"/> 2.項参照	
鉛直方向土圧係数 $K_{audv} =$	<input type="text" value="0.097"/> 2.項参照	
裏込め土の単重 $\gamma_u =$	<input type="text" value="19.0"/> kN/m <sup>3</sup>	
衝撃力 $F =$	<input type="text" value="52.55"/> kN	
コンクリートの単重 $\gamma_c =$	<input type="text" value="23.0"/> kN/m <sup>3</sup>	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} =$ <input type="text" value="18"/> N/mm <sup>2</sup>



$B_i = 1.00$  m

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/4) = 1.5(18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup>

コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $\sigma_{cat} = 1.5(\sigma_{ck}/80) = 1.5(18/80) = 0.33$  N/mm<sup>2</sup>

コンクリートの許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5(18/100 + 0.15) = 0.49$  N/mm<sup>2</sup>

### 2) 荷重計算

		計算式	S KN	V KN	作用位置 m	M KN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 1.00^2 \times 0.50 \times 23.00$	—	5.75	0.33	1.92
	W2	$1.00 \times 0.50 \times 23.00$	—	11.50	0.75	8.63
土圧	P <sub>uh</sub>	$1/2 \times h_l^2 \times k_{audh} \times \gamma_u$	0.00	—	0.00	0.00
	P <sub>uv</sub>	$1/2 \times h_l^3 \times k_{audv} \times \gamma_u$	—	0.00	1.00	0.00
衝撃力	F	3.項参照	52.55	—	0.50	-26.28
合計			52.55	17.25		-15.73

### 3) 断面計算

$$d = \frac{M}{V} = \frac{-15.73}{17.25} = -0.91 \text{ m}$$

$$|e| = B_i/2 - d = 1.41 \text{ m}$$

コンクリート断面の縁応力度

$$\sigma_{c1} = \frac{V}{B_i} \cdot (1 + 6e/B_i) = 163.4 \text{ kN/m}^2 = 0.164 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$$

..... OK

$$\sigma_{c2} = \frac{V}{B_i} \cdot (1 - 6e/B_i) = -128.9 \text{ kN/m}^2 = -0.129 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2$$

..... OK

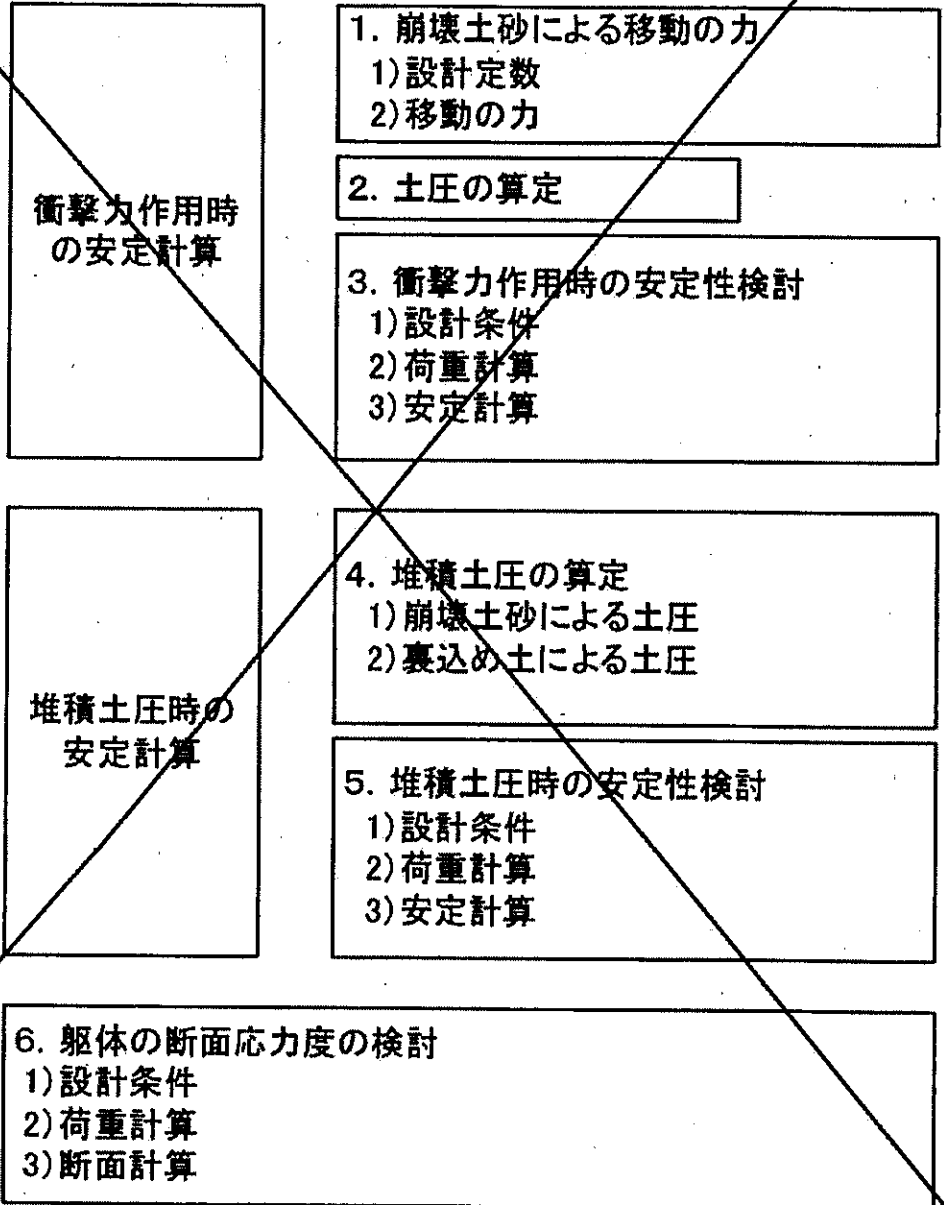
$$A = B_i \times 1.0 \text{ m} = 1.0 \text{ m}^2$$

$$\tau_c = S/A = 52.6 \text{ kN/m}^2 = 0.053 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2$$

..... OK

## 1.2 裏法コンクリート付加の場合の設計計算例

### ●設計計算項目



1. 崩壊土砂の移動の力

1) 設計定数

土石等の密度  $\rho_m = 1.8 \text{ t/m}^3$

重力加速度  $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

土石等の比重  $\sigma = 2.6 \text{ t/m}^3$

土石等の容積濃度  $C = 0.5$

内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$

流体抵抗係数  $f_b = 0.025$

2) 移動の力

「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」より下式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \left\{ \frac{b_u}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2aH}{h_{sm} \sin \theta}\right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) + \frac{b_d}{a} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)C + 1} f_b = \frac{2}{(2.6 - 1)0.5 + 1} \cdot 0.025 = 0.028$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

斜面高	移動の高さ	斜面勾配		距離	bu	bd	流速	移動の力
Hs	h <sub>sm</sub>	θ <sub>u</sub>	θ <sub>d</sub>	X			V	F <sub>sm</sub>
m	m	°	°	m		m/s	kN/m <sup>2</sup>	
30.0	1.0	40	0	3.0	0.45	-0.26	7.64	105.1

## 2. 土圧の算定

土圧の算定は試行くさび土圧(切土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

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

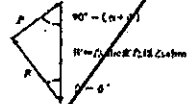
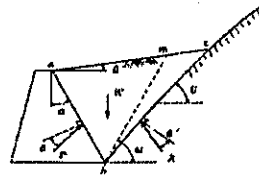


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、

W; 土くさびの重量(kN/m)  
P; 土圧合力(kN/m)  
α; 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
δ'; 切り土面におけるすべり摩擦角(°)  
δ; 壁面摩擦角(°)  
ω; 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

奥行き土圧作用幅 L =  m

土圧作用高 d1 =  m

裏込め土砂の単位体積重量 γu =  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角 φu =  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度 αw =  °

壁面摩擦角 δ =  ° (= φ)

切り土面の摩擦角 δ' =  ° (切土面; 粗)

切り土面の角度 f =  =  °

すべり角 ω °	土重 Wu kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	18.56	10.49
64.00	18.56	10.40

最大値

土圧合力 Pud =  kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud · cos(α + δ) = 10.49 × cos(30.00°) =  kN/m

土圧鉛直力 Pudv = Pud · sin(α + δ) = 10.49 × sin(30.00°) =  kN/m

換算土圧係数

水平方向  $K_{a dh} = \frac{2 P_{udh}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 9.09}{19.0 \cdot 4.0} = \text{0.239}$

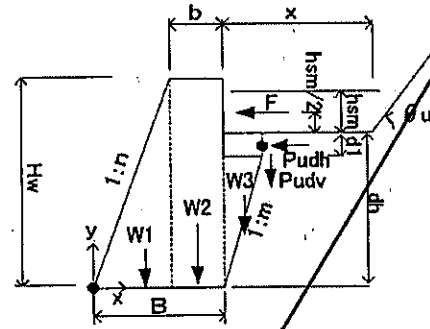
鉛直方向  $K_{a dv} = \frac{2 P_{udv}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 5.24}{19.0 \cdot 4.0} = \text{0.138}$

3. 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高 Hw = 4.00 m
- 天端幅 b = 0.50 m
- 表法勾配 n = 1: 0.50
- 裏法勾配 m = 1: 0.50
- 裏法高 hm = 1.00 m
- 裏込め土高 dh = 3.00 m
- 平場の距離 x = 3.00 m
- 斜面勾配 θ = 40.00°
- 移動の力 Fsm = 105.1 kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ hsm = 1.00 m
- 待ち受け擁壁における  
衝撃力緩和係数 α = 0.5
- 土圧の算出方法 既着くさび(切土部土圧)
- 基礎地盤の摩擦係数 μ = 0.60
- 滑動の安全率 Fs = 1.0



- コンクリートの単重 γc = 23.0 kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重 γu = 19.0 kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力 Ca = 0.00 kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度 qa = 450 kN/m<sup>2</sup>
- 底板幅 B = 2.50 m

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN·m
躯体自重	W1	1/2 × 4.00 <sup>2</sup> × 0.50 × 23.0	-	92.00	x=1.33	122.36
	W2	4.00 × 0.50 × 23.0	-	46.00	x=2.25	103.50
	W3	1/2 × 0.50 × 1.00 × 1.00 × 23.0	-	5.75	x=3.00	17.25
裏込め土重		(3.00 - 1.00) × 1.00 × 0.5 × 23.0	-	19.00	x=2.75	52.25
裏込め土圧	Pudh	2項参照	9.09	-	y=2.50	-22.73
	Pudv	2項参照	-	5.24	x=3.00	15.72
衝撃力	F	α × Fsm × hsm	52.55	-	y=3.50	-183.93
合計(Σ)			61.64	167.99		104.42

3) 安定計算

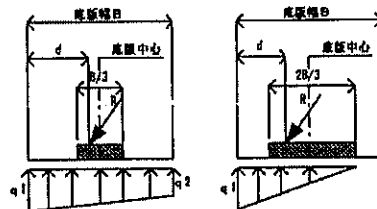
① 転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{104.42}{167.99} = 0.62 \text{ m}$

$|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 0.62 = 0.63 \text{ m} \leq B/3 = 0.83 \text{ m} \dots \text{OK}$

② 滑動に対する安定性 :  $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_a \cdot l}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 167.99 + 0.00 \times 2.50}{61.64} = 1.64 \geq 1.00 \dots \text{OK}$

③ 支持力に対する安定性 :  $q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3a} = \frac{2 \times 167.99}{3 \times 0.62} = 180.63 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

$q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$



(a) 合力の作用点が基礎中央の底版幅1/3の中にある場合 (台形分布)

(b) 合力の作用点が基礎中央の底版幅2/3の中にあらず基礎中央の底版幅1/3の外にある場合 (三角形分布)