

図 9-10 ワイヤーロープ掛工の例 (単位: mm) (新斜面崩壊 p277)

## (2) 落石防護工の設計

落石防護工の設計は、明確に落石の形態が把握できる場合には、落石の運動エネルギーの計算に基づいて行うが、その形態が明確にわからない場合については2mの落石防護柵を用いる。

### 1) 落石防護網

#### 覆式落石防護網の設計

- (a) 縦ロープは、縦ロープ間の幅における斜面内の落石の重量および自重に耐えなければならない、その安全率はワイヤーロープの破断荷重に対して2以上とする。
- (b) 横ロープは、のり長方向下方3スパンの自重および落石の重量を等分布荷重として受けるものとし、その安全率は2以上とする。
- (c) 金網にかかる荷重は(b)と同様に考えて、金網の仕様を決定する。
- (d) 斜面の勾配による補正  
実際に作用する荷重は、地山と落石の間の摩擦力および斜面勾配によって決定する。
- (e) アンカーの強度

アンカーには、縦ロープおよび横ロープの荷重がかかるものとし、強度および安定計算を行う。アンカーの強度と安定計算については「落石対便 p137～145 ポケット式落石防護網」を参照する。

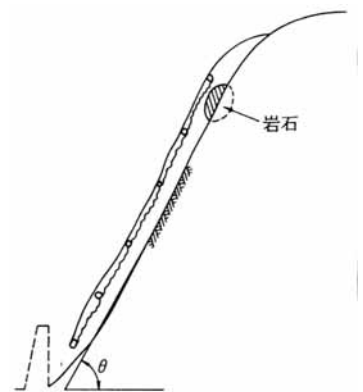
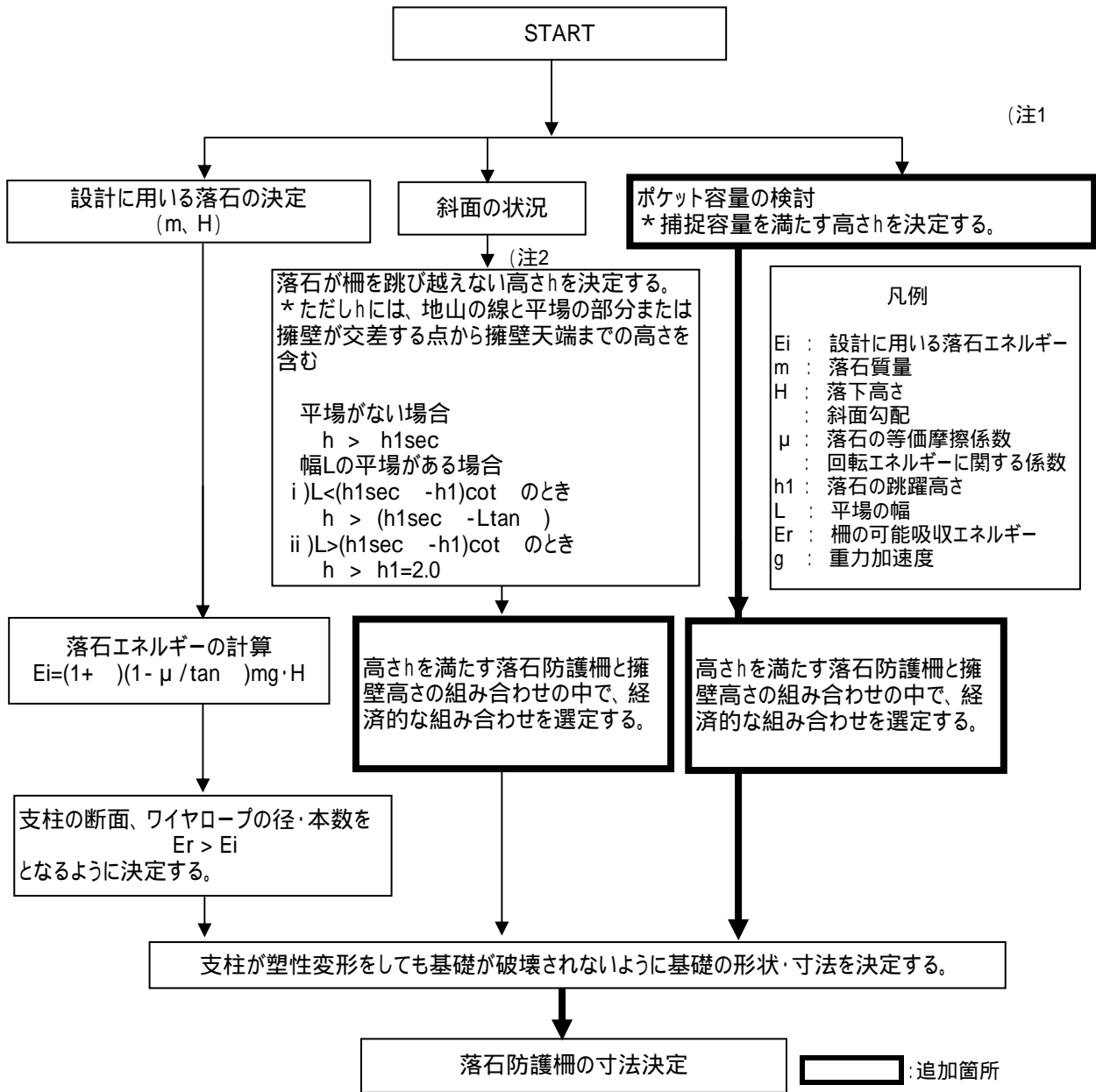


図 9-11 覆式落石防護網 (落石対便 p136)

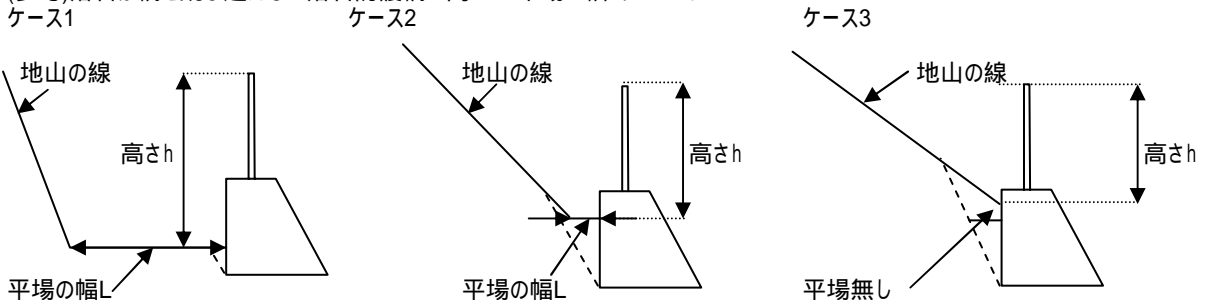
≡≡≡取消線：削除部分



(注1) \* 擁壁天端から裏込土表面までの高さは1m以上を確保すること。

(注2) \* ただし、平場の幅Lや落石防護柵の高さhは同じ平場でも斜面形状や施設設置時の切り土、擁壁天端から平場表面までの高さなどによって変わる場合があるため、落石対策便覧(社団法人 日本道路協会平成12年6月)P151 図5-16を参考とすること。

(参考)落石が柵を跳び越えない落石防護柵の高さhと平場の幅Lについて



ワイヤロープ金網式落石防護柵工の設計は、近隣地の成功例および図 9-18 に示すような標準的タイプ図を参考にして実施されることがある。一般にワイヤロープ間隔は 35cm 以下が望ましい。

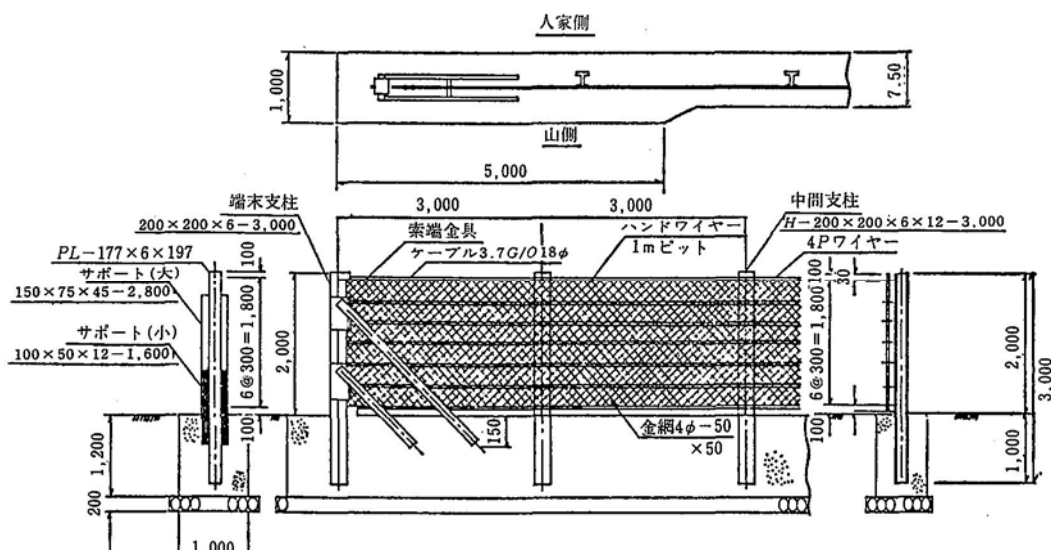


図 9-18 ワイヤロープ金網式落石防護柵工の標準的タイプ図の一例（単位：mm）（新斜面崩壊 p283）

擁壁に用いる場合は、ある程度の規模の崩壊が、重力式およびもたれ式擁壁工などで対策がなされても、図 9-19 に示すように、斜面の一部の小規模な崩壊および落石の発生の危険性が残る場合には、落石防護柵工の設置を検討する。

落石防護柵は擁壁上に、その縦断勾配にそって設置されることが多いが、縦断勾配の変化点に建て込む中間支柱のロープ止め金具にはせん断力が作用するので、縦断勾配の変化点で末端支柱を設けるか、ないしはその部分のロープ止め金具を補強する必要がある。また、内カーブ区間においては、ロープ止め金具に引張力が作用するので補強する必要がある。

また、落石がワイヤロープの間をすり抜けないように間隔保持材を取り付ける。

落石防護柵の設計は、一般には落石の規模および跳躍高などを考慮して高さ 1～3m のものが多く設置されている。

H 型鋼支柱はコンクリート打設前に設置する。H 型鋼支柱（端末支柱、中間支柱）廻りの補強図については図 9-19 に示す。

設計計算方法などの詳細については「H12 落石対策便覧」などの関連文献を参照すること。

下線部：訂正箇所

### 2.1.7 対策工の検討

仮定した断面では不安定となることから、安定となる断面について検討する。

ここでは、表 1-6での対策工のうち比較的施工が容易と考えられる以下の工法について検討を行う。

- ① 壁高を増す方法
- ② 天端幅を増す方法
- ~~③ 裏法コンクリートを付加する方法~~
- ④ フーチングを付加する方法
- ⑤ 緩衝材を設置する方法

ここでは、比較的施工も容易で安価となる①②④の方法について検討を行う。

⑤衝材の設計方法については巻末資料(参考) に示す。

2.1.8 対策工の選定

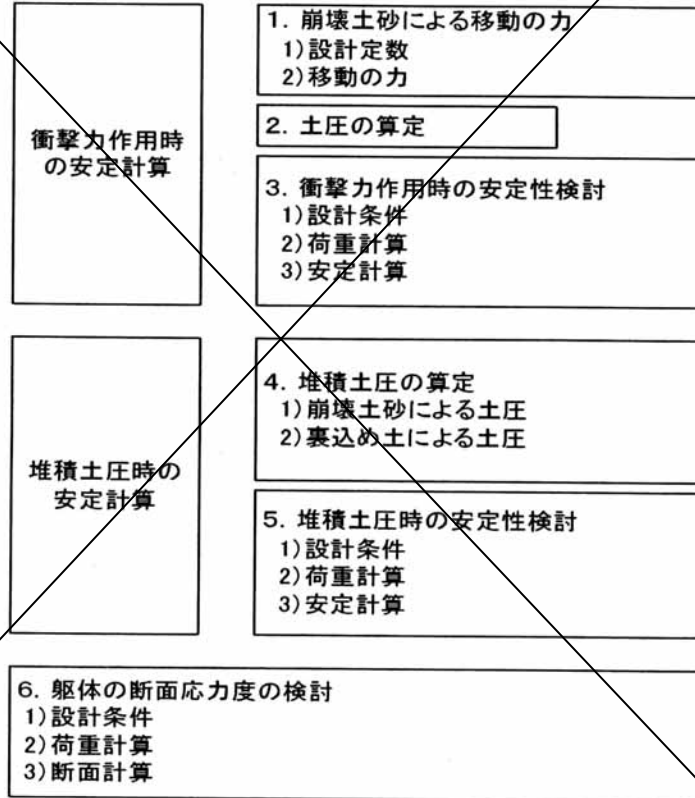
各工法による安定となる断面は下表のとおりとなり、本ケースの場合①が経済的となっている。  
 ①と②の安定計算の詳細については省略する。④の安定計算の詳細は巻末資料A、1.3に示す。

表 2-2 対策工比較表

形状寸法 (現行形状)	①壁高増し	②天端幅増し	③裏法コンクリート付加	④フーチング付加
工種概要	壁高を高くして、安定性を増す方法。	天端厚を厚くして安定性を増す方法。	裏法部をコンクリートで埋め戻すことにより安定性を増す方法	フーチングを付加して安定性を増す方法
施工性	躯体コンクリートの打設のみである。 ○	同左 ○	裏型枠が省略できる。 ◎	躯体コンクリートの打設のみである。 ○
経済性	コンクリート +0.5m <sup>3</sup> /m ○	コンクリート +0.6m <sup>3</sup> /m ○	コンクリート +0.25m <sup>3</sup> /m ◎	コンクリート+0.6m <sup>3</sup> /m ○
総合判定	◎	○	◎	○

## 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)

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

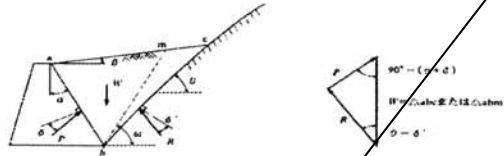


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、  
 W: 土くさびの重量 (kN/m)  
 P: 土圧合力 (kN/m)  
 $\alpha$ : 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  $L = 1.0$  m

土圧作用高  $d_1 = 2.0$  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u = 30$  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w = 0$  °

壁面摩擦角  $\delta = 30$  ° (=  $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta' = 30$  ° (切土面: 粗)

切り土面の角度  $f = 1:0.5 = 63.47$  °

すべり角 $\omega$ °	土重 $W_u$ kN/m	土圧合力 $P_{ud}$ kN/m
63.47	19.00	10.49
64.00	18.56	10.40

最大値

土圧合力  $P_{ud} = 10.49$  kN/m

土圧水平力  $P_{udh} = P_{ud} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.49 \times \cos(30.00^\circ) = 9.09$  kN/m

土圧鉛直力  $P_{udv} = P_{ud} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 10.49 \times \sin(30.00^\circ) = 5.24$  kN/m

換算土圧係数

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

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

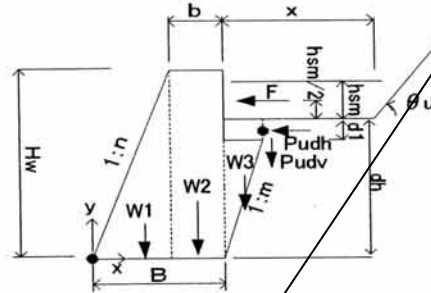


3. 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

奥行き1.0m当たり

- 壁高  $H_w =$   m
- 天端幅  $b =$   m
- 表法勾配  $n = 1:$
- 裏法勾配  $m = 1:$
- 裏法高  $h_m =$
- 裏込め土高  $d_h =$   m
- 平場の距離  $x =$   m
- 斜面勾配  $\theta =$   °
- 移動の力  $F_{sm} =$   kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ  $h_{sm} =$   m
- 待ち受け擁壁における  
衝撃力緩和係数  $\alpha =$
- 土圧の算出方法
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu =$
- 滑動の安全率  $F_s =$



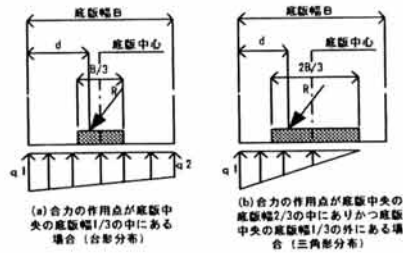
- コンクリートの単重  $\gamma_c =$   kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u =$   kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $C_b =$   kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度  $q_a =$   kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B =$   m

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
	W3	$1/2 \times 0.50 \times 1.00 \times 1.0 \times 23.0$	-	5.75	$x=3.00$	17.25
裏込め土重		$(3.00 - 1.00) \times 1.0 \times 0.5 \times 19.0$	-	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	$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	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 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{104.42}{167.99} =$   m
- $|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 0.62 =$   m  $\leq B/3 =$   m ... OK
- ② 滑動に対する安定性 :  $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_b \cdot l}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 167.99 + 0.00 \times 2.50}{61.64} =$    $\geq$   ... OK
- ③ 支持力に対する安定性 :  $|e| = \frac{0.63}{2 \times 167.99} \geq 0.415 = B/6$  より三角形分布となる。
- $q_1 = \frac{3q}{3 + 3 \times 0.62} =$    $\leq$   kN/m<sup>2</sup> ... OK
- $q_2 =$    $\leq$   kN/m<sup>2</sup> ... OK



4. 堆積土圧の算定

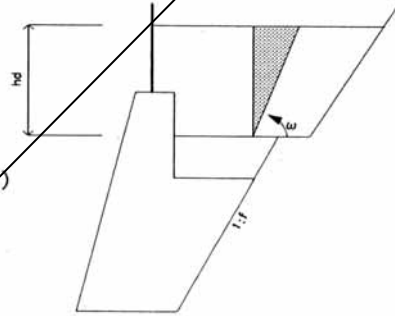
崩壊土砂、裏込め土砂の土質定数が違うことから、別個に土圧を算出する。

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  $h_d = 2.22$  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  $\delta = 30$  ° (=  $\phi_{土と土}$ )

すべり角 $\omega$ °	土重 $W_d$ kN/m	土圧合力 $P_d$ kN/m
53.00	33.45	13.16
54.00	32.26	13.19
55.00	31.08	13.18

最大値

土圧合力  $P_d = 13.19$  kN/m

土圧水平力  $P_{dh} = P_d \cdot \cos(\alpha + \delta) = 13.19 \times \cos(30.00^\circ) = 11.42$  kN/m

土圧鉛直力  $P_{dv} = P_d \cdot \sin(\alpha + \delta) = 13.19 \times \sin(30.00^\circ) = 6.59$  kN/m

2) 裏込め土による土圧

試行さび法(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)

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

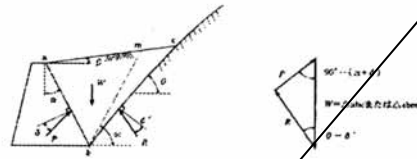


図 2-7 切土部土圧の算定

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 (°)  
 $\delta'$ : 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  $L = 1.0$  m

土圧作用高  $d1 = 2.0$  m

崩壊土砂の堆積高  $hd = 2.22$  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u = 30$  °

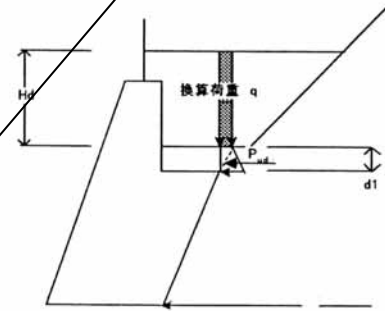
崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma_d = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>

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 $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta' = 30$  ° (切土面; 粗 =  $\phi$ )

切り土面の角度  $f = 1:0.5 = 63.47$  °



すべり角 $\omega$ °	土重 $W_u$ kN/m	換算荷重 $q$ kN/m	土圧合力 $P_{ud}$ kN/m
63.47	19.00	39.88	33.38
64.00	18.56	38.96	33.14

最大値

土圧合力  $P_{ud} = 33.375$  kN/m

土圧水平力  $P_{udh} = P_{ud} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.38 \times \cos(20.00^\circ) = 31.36$  kN/m

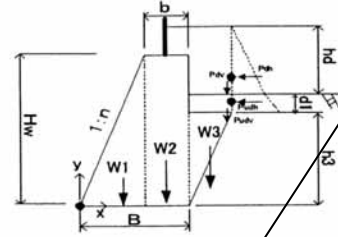
土圧鉛直力  $P_{udv} = P_{ud} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.38 \times \sin(20.00^\circ) = 11.41$  kN/m

### 5. 堆積土圧時の安定性検討

#### 1) 設計条件

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	h3=	1.00	m
土圧作用高	d1=	2.00	m
崩壊土砂の堆積高	hd=	2.22	m
空きポケット高	Hp=	1.00	m
崩壊土砂	水平方向土圧力	Pdh=	11.42
	鉛直方向土圧力	Pdv=	6.59
裏込め土	水平方向土圧力	Pudh=	31.36
	鉛直方向土圧力	Pudv=	11.41
基礎地盤の摩擦係数	$\mu$ =	0.60	
滑動の安全率	$F_s$ =	1.2	

奥行き1.0m当たり



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	$C_b$ =	0.0	kN/m <sup>2</sup>
地盤の許容支持力度	$q_a$ =	450.0	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
	W3	$1/2 \times 0.50 \times 1.00 \times 1.0 \times 23.0$	-	5.75	x=2.67	15.33
裏込め土重		$(4.00 + 2.22 - 1.00) \times 1.0 \times 0.5 \times 19.0$	-	46.98	x=2.75	129.20
土圧	Pdh	4.1)項参照	11.42	-	y=3.74	-42.71
	Pdv	4.1)項参照	-	6.59	x=3.00	19.77
	Pudh	4.2)項参照	31.36	-	y=1.67	-52.27
	Pudv	4.2)項参照	-	11.41	x=3.00	34.23
合計(Σ)			42.78	208.73		329.41

#### 3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{329.41}{208.73} = 1.58 \text{ m}$

$|e| = B/2 - d = 2.50/2 - 1.58 = 0.33 \text{ m} \leq B/3 = 0.83 \text{ m} \dots \text{OK}$

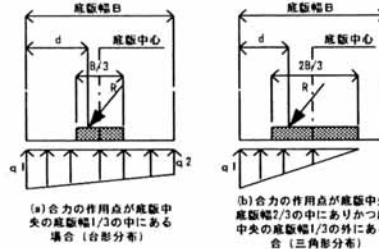
②滑動に対する安定性 :  $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_b \cdot 1}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 208.73 + 0.00 \times 2.50}{42.78} = 2.93 \geq 1.20 \dots \text{OK}$

#### ③支持力に対する安定性 :

$|e| = 0.33 \leq \frac{0.415}{6} = 0.069 \text{ m} = B/6 \text{ より台形分布となる。}$

$q1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{208.73}{2.50} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.33}{2.50}\right) = 149.6 \leq 450 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

$q2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{208.73}{2.50} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.33}{2.50}\right) = 17.4 \leq 450 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$



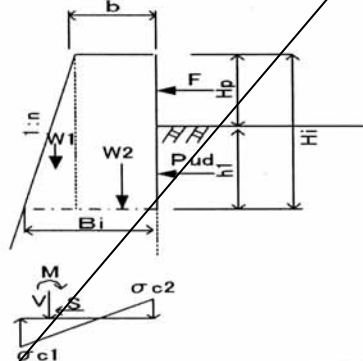
## 6. 躯体の断面応力度の検討

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	Hi =	<input type="text" value="1.00"/> m (天端からの距離)	奥行きL=1.0m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 <sub>p</sub> =	<input type="text" value="1.00"/> m	
土圧作用高	h <sub>1</sub> =	<input type="text" value="0.00"/> m	
水平方向土圧係数	K <sub>audh</sub> =	<input type="text" value="0.239"/> 2.項参照	
鉛直方向土圧係数	K <sub>audv</sub> =	<input type="text" value="0.138"/> 2.項参照	
裏込め土の単重	γ <sub>u</sub> =	<input type="text" value="23.0"/> 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	γ <sub>c</sub> =	<input type="text" value="23.0"/> kN/m <sup>3</sup>	コンクリートの設計基準強度 σ <sub>ck</sub> = <input type="text" value="18"/> N/mm <sup>2</sup>



Bi =  m

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

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

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

### 2) 荷重計算

	計算式	S	V	作用位置	M
		kN	kN	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>	$1/2 \cdot h_1^2 \cdot k_{audh} \cdot \gamma_u$	0.00	0.00	0.00
	P <sub>uv</sub>	$1/2 \cdot h_1^3 \cdot k_{audv} \cdot \gamma_u$	0.00	0.00	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

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

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

コンクリート断面の縁応力度  
 $\sigma_{c1} = V/Bi \cdot (1+6e/Bi) = 163.4 \text{ kN/m}^2 = 0.164 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

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

コンクリートのせん断応力度  
 $A = Bi \times 1.0 \text{ m} = 1.0 \text{ m}^2$

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