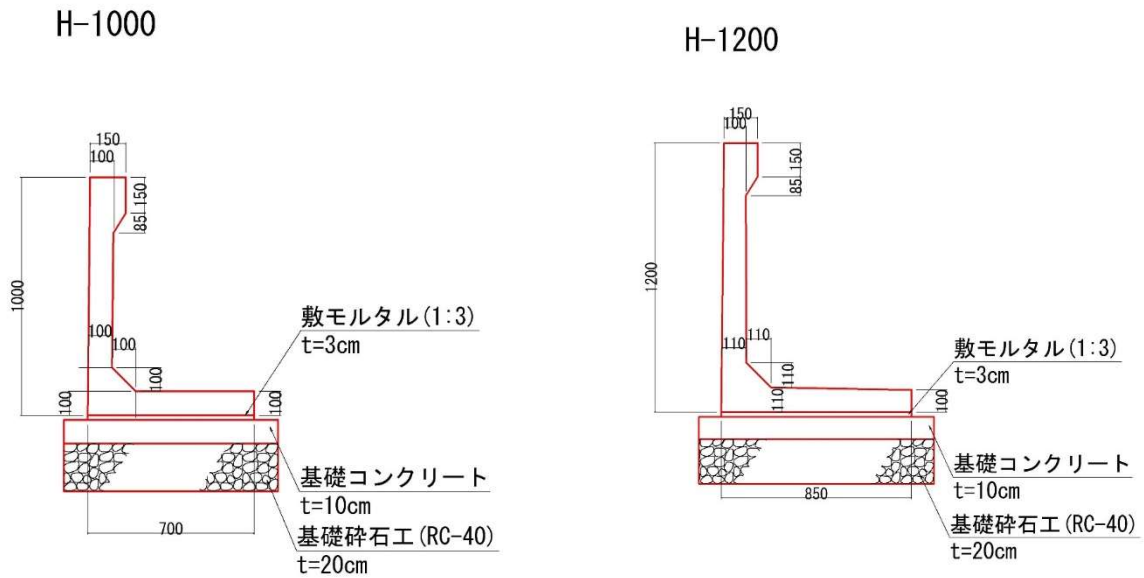


## ⑥ 構造計算書 (L型擁壁ニューノーマルクリフ) 宅造用



(別記)

- 1 単体の形状等  
認定申請書によること。
- 2 適用土質、載荷重及び必要地耐力  
認定申請書によること。
- 3 製造仕様書及び築造仕様書  
認定申請書によること。
- 4 品質・性能の保持
  - (1) 登録認証機関の認証を受け、有効期間内の製造工場で製造すること。
  - (2) 各製造工場においては、認定申請書に基づき、常に良好な製品を製造すること。
  - (3) 築造にあたっては、認定申請書により確実に施工すること。  
特にマルチコーナー擁壁については、施工現場にて擁壁の構造体を築造するものであるから、施工現場への施工指導を適切に行うとともに、その施工状況を適宜確認すること。

⑧ 構造計算書（重力擁壁）

## 重力式擁壁工安定計算書

### 1. 設計条件

現場名	立神広場
ケース名	1-1号重力式擁壁工
備考	

設計条件		項目	記号	単位	数値
擁壁形状	擁壁高さ	H	mm	2100	
	天端幅	B <sub>2</sub>	mm	400	
	底版幅	B <sub>4</sub>	mm	1450	
	前面勾配	N <sub>1</sub>		0.00	
	背面勾配	N <sub>2</sub>		0.50	
	コンクリートの単位体積重量	γ <sub>c</sub>	kN/m <sup>3</sup>	23.0	
	コンクリートの設計基準強度	σ <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	18	
盛土形状	擁壁天端背後の平地の幅	B <sub>t</sub>	mm	0	
	擁壁天端からの盛土高さ	H <sub>0</sub>	mm	0	
	高さ比	H <sub>0</sub> /H		0.00	
	載荷重	q	kN/m <sup>2</sup>	10	
土質定数	裏込め土の種類			礫質土	
	裏込め土の内部摩擦角	φ	度	30.0	
	壁面摩擦角	δ	度	20.000	
	裏込め土の単位体積重量	γ	kN/m <sup>3</sup>	20.0	
擁壁基礎	基礎形状			直接基礎	
	許容支持応力度	q <sub>a</sub>	kN/m <sup>2</sup>	300	
	底面と土の摩擦係数	μ		0.60	
	底面と土の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0.00	
許容応力度	コンクリートの圧縮応力度	σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	4.5	
	コンクリートの曲げ引張り応力度	σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.225	
	コンクリートのせん断応力度	τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.33	

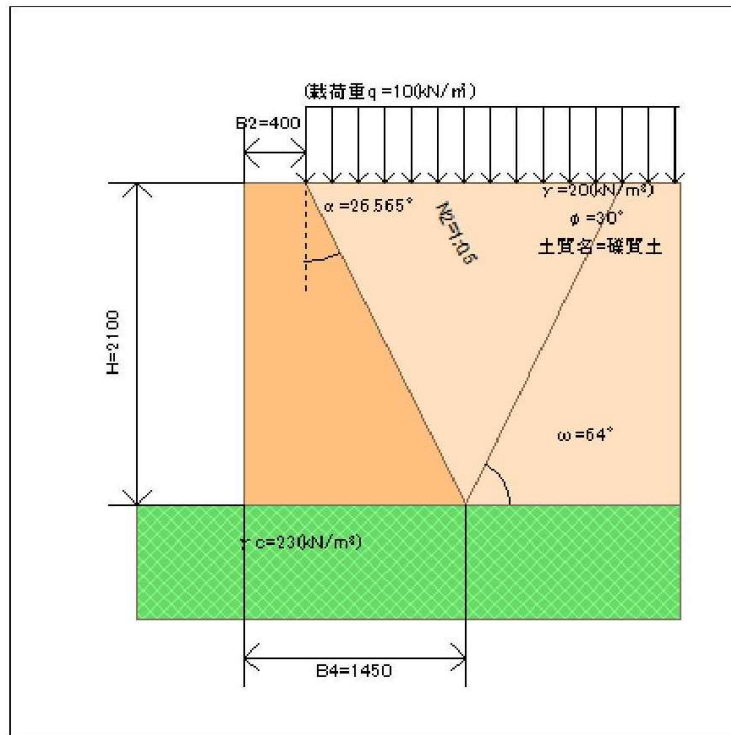


図 1 重力式擁壁工断面図

計算結果						
項目	記号	単位	数値		判定	
滑動に対する検討	$F_s$		1.69	>	1.50	O.K.
転倒に対する検討	$ e $	m	0.241	<	0.242	O.K.
地盤の許容支持力に対する検討	$q_1$	$\text{kN/m}^2$	98	<	300	O.K.
	$q_2$	$\text{kN/m}^2$	0	<	300	O.K.

## 2. モーメントの算出

### 2.1 自重の算出

図1の断面形状に対し、自重およびモーメントを算出する。

表2.1 重力式擁壁の算出

	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 γc (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 x (m)	モーメント V・x (kN・m)
①	0.000	23.0	0.000	0.000	0.000
②	0.840	23.0	19.320	0.200	3.864
③	1.103	23.0	25.369	0.750	19.027
合計			44.689		22.891

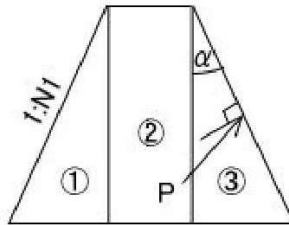


図2.1 モデル図

### 2.2 試行くさび法による最大土圧の計算

図1の重力式擁壁に対し、試行くさび法により最大土圧力を与えるすべり角 $\omega$ を算出する。  
土くさびの上の土くさびの重量 $w$ 、すべり面における地盤からの反力 $R$ 、擁壁に作用する土圧合力の反力 $P$ が釣り合うという条件の下で未知の $P$ の大きさを定める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{64.300 \times \sin(64.000 - 30.000)}{\cos(64.000 - 30.000 - 26.565 - 20.000)} = 36.838$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 36.838 \times \cos(20.000 + 26.565) = 25.327 \quad (P_H: \text{水平土圧力})$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 36.838 \times \sin(20.000 + 26.565) = 26.750 \quad (P_V: \text{鉛直土圧力})$$

- W : 土くさびの重量 (载荷重含む) (kN)
- R : すべり面に作用する反力 (kN)
- P : 土圧合力 (kN)
- $\alpha$  : 壁背面と鉛直角のなす角 (°)
- $\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)
- $\omega$  : 仮定したすべり面と水平角がなす角 (°)

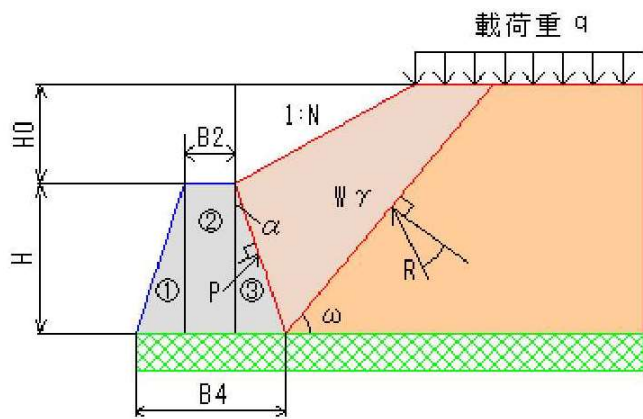


図 2. 2 土圧作用面と壁面摩擦角

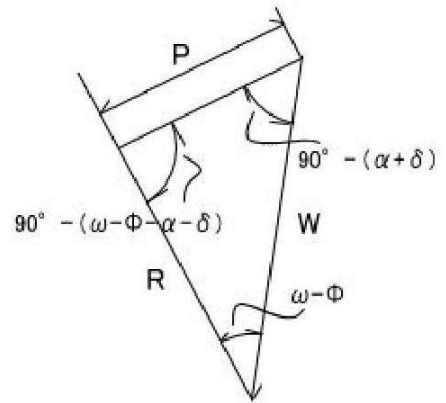


図 2. 3 連力図

以上の式より  $\omega = [ 59.0 \sim 69.0 ] (^\circ)$  の範囲において最大土圧力 P を求める。

表 2. 2 すべり面角度と各土圧

$\omega (^\circ)$	P	$P_H$	$P_V$	備考
59.0	36.451	25.061	26.469	
60.0	36.578	25.149	26.561	
61.0	36.698	25.231	26.648	
62.0	36.777	25.285	26.706	
63.0	36.821	25.316	26.738	
64.0	36.838	25.327	26.750	最大土圧
65.0	36.820	25.315	26.737	
66.0	36.790	25.294	26.715	
67.0	36.722	25.248	26.666	
68.0	36.634	25.187	26.602	
69.0	36.529	25.115	26.526	

以上の結果より、 $\omega = 64.0^\circ$  の時、 $P$ は最大値 36.838 kN となる。

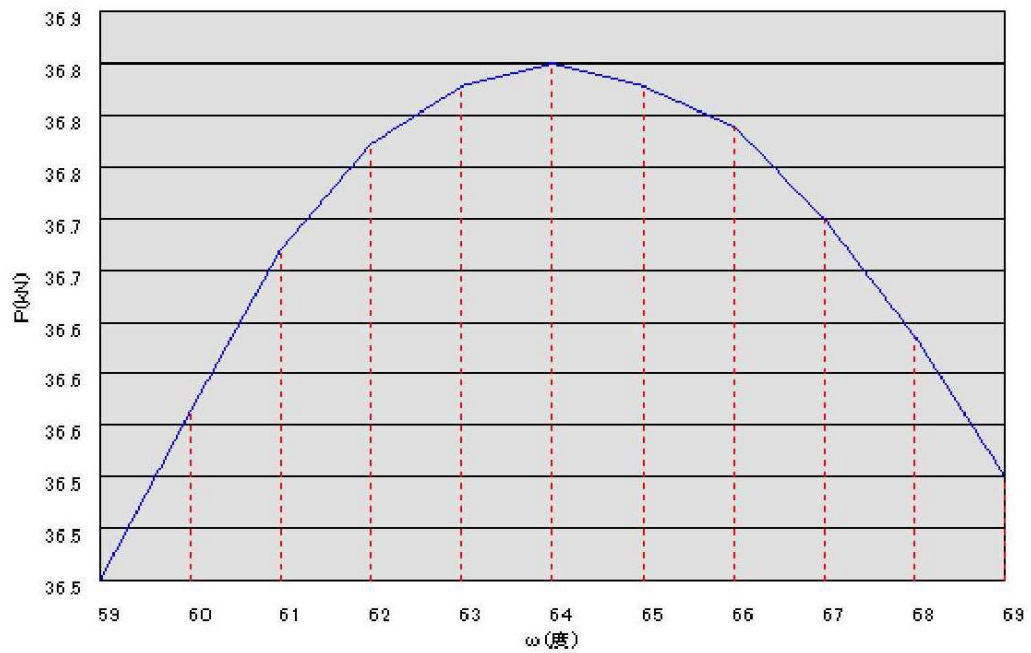


図 2. 4 すべり面角度－土圧関係図

### 2.3 係数

算出された値より水平土圧係数 ( $K_H$ ) および鉛直土圧係数 ( $K_V$ ) を逆算する。

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

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

$$K_H = P_H / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 25.327 / \left( \frac{1}{2} \times (2.100)^2 \times 20.0 \right) = 0.574$$

$$K_V = P_V / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 26.750 / \left( \frac{1}{2} \times (2.100)^2 \times 20.0 \right) = 0.607$$

### 3 安定計算

3.1 各モーメントの計算  
 前章より算出された値より各モーメントを算出する。

表3 各モーメントの計算

	鉛直力 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平力 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	44.689		22.891			
土圧	26.750	1.100	29.425	25.327	0.700	17.729
計	71.439		52.316	25.327		17.729

作用位置

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{52.316 - 17.729}{71.439} = 0.484 \text{ (m)}$$

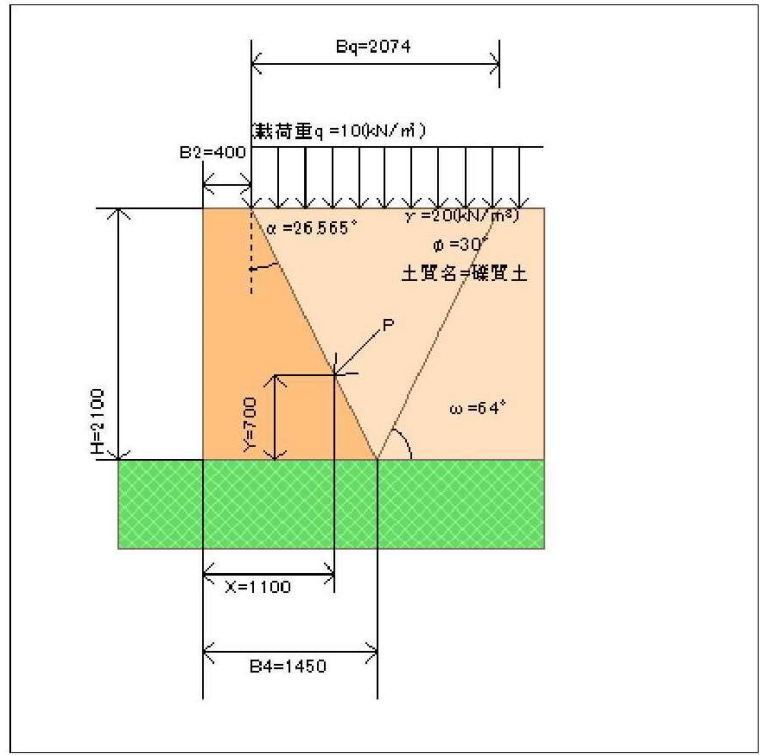


図3 作用位置図

土くさび面積の合計 : S

$$S = S_1 + S_2 = 0.000 + 2.178 = 2.178 \text{ (m}^2\text{)}$$

土くさびの重量+載荷重の合計 : W

$$W = S \times \gamma + q \times Bq = 2.178 \times 20.0 + 10 \times 2.074 = 64.300 \text{ (kN)}$$

### 3.2 安定計算結果

算出されたモーメントから安定度を照査する。

(a) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.450}{2} - 0.484 = 0.241 \quad (\text{m})$$

$$|e| = 0.241 \quad (\text{m})$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.450}{6} = 0.242 \quad (\text{m})$$

0.241 (m)	<	0.242 (m)	0. K.
-----------	---	-----------	-------

よって転倒に対して安定である。

(b) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H} = \frac{71.439 \times 0.60 + 0.00 \times 1.450}{25.327} = 1.692 \quad \doteq 1.69$$

1.69	>	1.50	0. K.
------	---	------	-------

よって滑動に対して安定である。

(c) 地盤の許容支持力に対する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{71.439}{1.450} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.241}{1.450}\right)$$

$$q_1 = 98 \quad (\text{kN/m}^2), \quad q_2 = 0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

98 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	0. K.
0 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	0. K.

よって地盤の許容支持力に対して安定である。

以上の結果、この重力式擁壁は安定である。



# 重力式擁壁工安定計算書

## 1. 設計条件

現場名	立神広場
ケース名	1-2号重力式擁壁工
備考	

設計条件		記号	単位	数値
擁壁形状	擁壁高さ	H	mm	3010
	天端幅	B <sub>2</sub>	mm	400
	底版幅	B <sub>4</sub>	mm	2206
	前面勾配	N <sub>1</sub>		0.00
	背面勾配	N <sub>2</sub>		0.60
	コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c$	kN/m <sup>3</sup>	23.0
	コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	18
盛土形状	擁壁天端背後の平地の幅	B <sub>t</sub>	mm	0
	擁壁天端からの盛土高さ	H <sub>0</sub>	mm	0
	高さ比	H <sub>0</sub> /H		0.00
	載荷重	q	kN/m <sup>2</sup>	10
土質定数	裏込め土の種類			礫質土
	裏込め土の内部摩擦角	$\phi$	度	30.0
	壁面摩擦角	$\delta$	度	20.000
	裏込め土の単位体積重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	20.0
擁壁基礎	基礎形状			直接基礎
	許容支持応力度	q <sub>a</sub>	kN/m <sup>2</sup>	300
	底面と土の摩擦係数	$\mu$		0.60
	底面と土の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0.00
許容応力度	コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	4.5
	コンクリートの曲げ引張り応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	0.225
	コンクリートのせん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.33

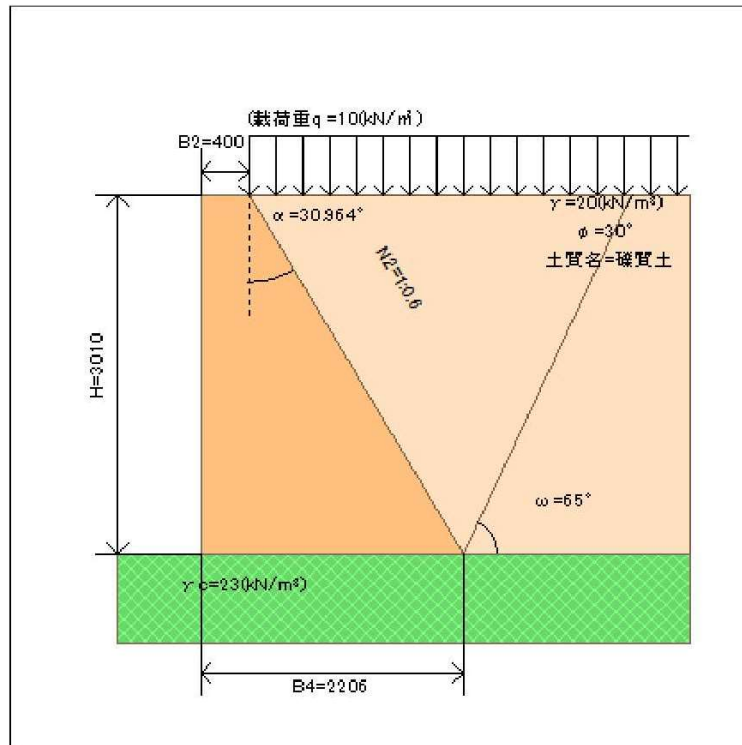


図 1 重力式擁壁工断面図

計算結果		記号	単位	数値		判定
項目	滑動に対する検討	Fs		1.85	> 1.50	O. K.
	転倒に対する検討	e	m	0.333	< 0.368	O. K.
	地盤の許容支持力に対する検討	q <sub>1</sub>	kN/m <sup>2</sup>	129	< 300	O. K.
		q <sub>2</sub>	kN/m <sup>2</sup>	6	< 300	O. K.

## 2. モーメントの算出

### 2.1 自重の算出

図1の断面形状に対し、自重およびモーメントを算出する。

表2. 1 重力式擁壁の算出

	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 γc (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 x (m)	モーメント V・x (kN・m)
①	0.000	23.0	0.000	0.000	0.000
②	1.204	23.0	27.692	0.200	5.538
③	2.718	23.0	62.514	1.002	62.639
合計			90.206		68.177

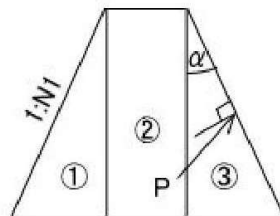


図2. 1 モデル図

### 2.2 試行くさび法による最大土圧の計算

図1の重力式擁壁に対し、試行くさび法により最大土圧力を与えるすべり角 $\omega$ を算出する。  
土くさび上の上載荷重を含んだ土くさびの重量 $w$ 、すべり面における地盤からの反力 $R$ 、擁壁に作用する土圧合力の反力 $P$ が釣り合うという条件の下で未知の $P$ の大きさを定める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{128.720 \times \sin(65.000 - 30.000)}{\cos(65.000 - 30.000 - 30.964 - 20.000)} = 76.792$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 76.792 \times \cos(20.000 + 30.964) = 48.364 \quad (P_H: \text{水平土圧力})$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 76.792 \times \sin(20.000 + 30.964) = 59.648 \quad (P_V: \text{鉛直土圧力})$$

W	: 土くさびの重量 (載荷重含む)	(kN)
R	: すべり面に作用する反力	(kN)
P	: 土圧合力	(kN)
$\alpha$	: 壁背面と鉛直角のなす角	(°)
$\phi$	: 裏込め土のせん断抵抗角	(°)
$\delta$	: 壁面摩擦角	(°)
$\omega$	: 仮定したすべり面と水平角のなす角	(°)

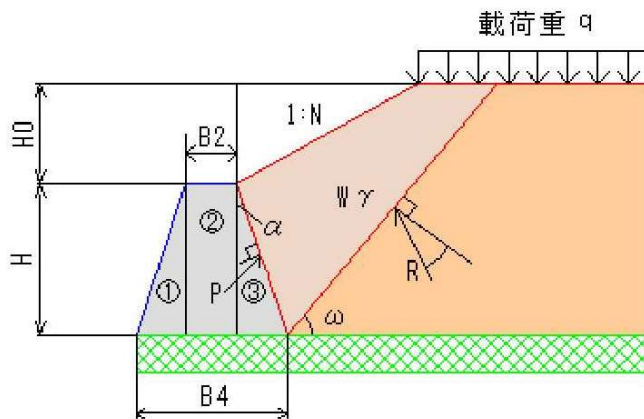


図 2. 2 土圧作用面と壁面摩擦角

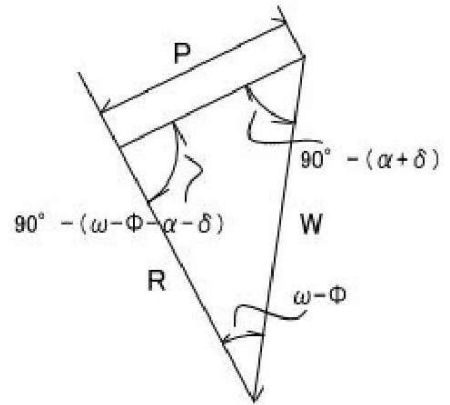


図 2. 3 連力図

以上の式より  $\omega = [ 60.0 \sim 70.0 ] (^\circ)$  の範囲において最大土圧力 P を求める。

表 2. 2 すべり面角度と各土圧

$\omega (^\circ)$	P	$P_H$	$P_V$	備考
60.0	76.097	47.927	59.108	
61.0	76.332	48.075	59.291	
62.0	76.530	48.199	59.445	
63.0	76.687	48.298	59.567	
64.0	76.750	48.338	59.616	
65.0	76.792	48.364	59.648	最大土圧
66.0	76.758	48.343	59.622	
67.0	76.687	48.298	59.567	
68.0	76.557	48.216	59.466	
69.0	76.378	48.104	59.327	
70.0	76.198	47.990	59.187	

以上の結果より、 $\omega = 65.0^\circ$  の時、 $P$ は最大値 76.792 kN となる。

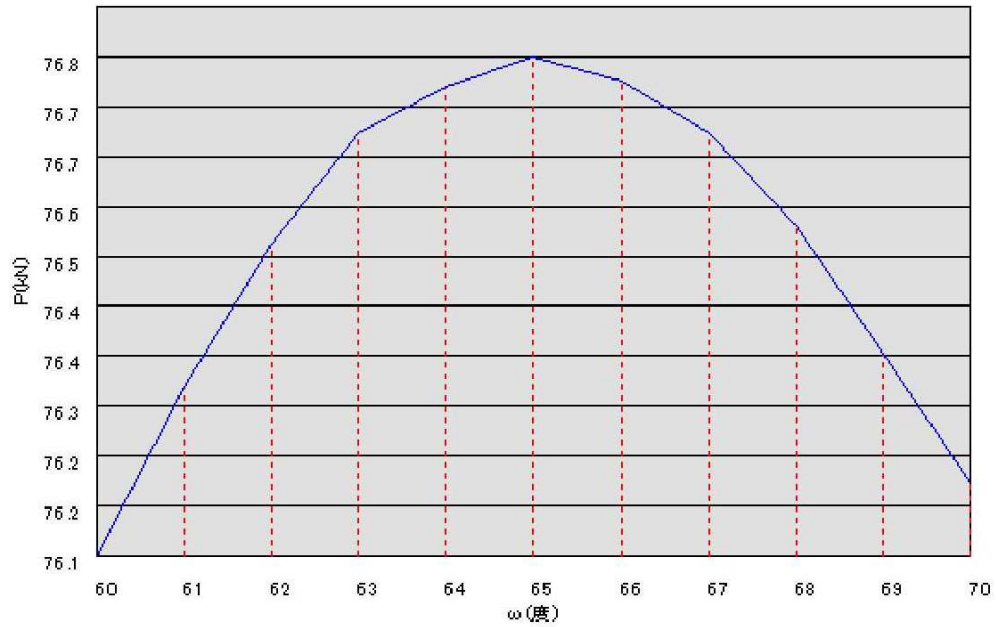


図 2. 4 すべり面角度－土圧関係図

### 2.3 係数

算出された値より水平土圧係数 ( $K_H$ ) および鉛直土圧係数 ( $K_V$ ) を逆算する。

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

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

$$K_H = P_H / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 48.364 / \left( \frac{1}{2} \times (3.010)^2 \times 20.0 \right) = 0.534$$

$$K_V = P_V / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 59.648 / \left( \frac{1}{2} \times (3.010)^2 \times 20.0 \right) = 0.658$$

### 3 安定計算

#### 3.1 各モーメントの計算

前章より算出された値より各モーメントを算出する。

表3 各モーメントの計算

	鉛直力 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平力 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	90.206		68.177			
土圧	59.648	1.604	95.675	48.364	1.003	48.509
計	149.854		163.852	48.364		48.509

作用位置

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{163.852 - 48.509}{149.854} = 0.770 \text{ (m)}$$

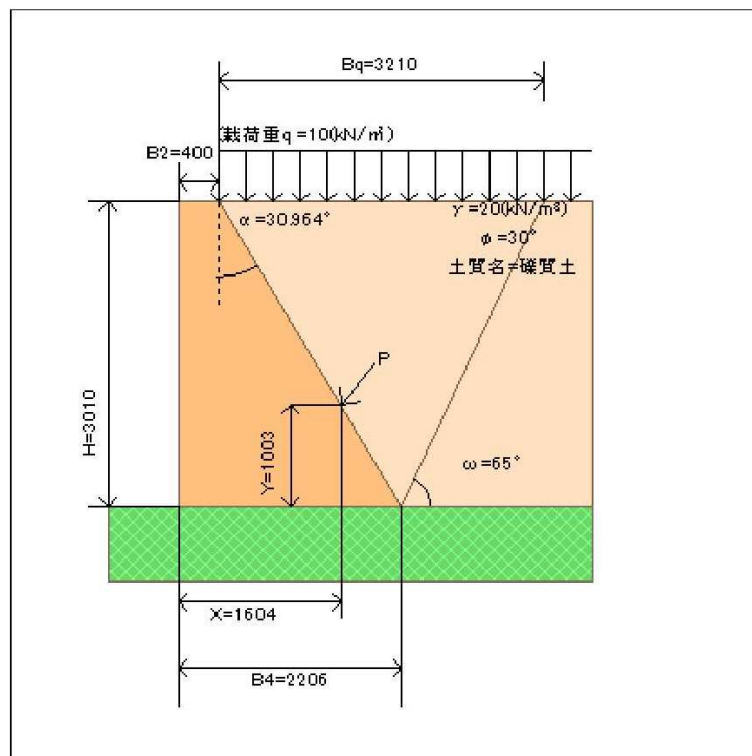


図3 作用位置図

土くさび面積の合計 : S

$$S = S_1 + S_2 = 0.000 + 4.831 = 4.831 \text{ (m}^2\text{)}$$

土くさびの重量+載荷重の合計 : W

$$W = S \times \gamma + q \times Bq = 4.831 \times 20.0 + 10 \times 3.210 = 128.720 \text{ (kN)}$$

### 3.2 安定計算結果

算出されたモーメントから安定度を照査する。

(a) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.206}{2} - 0.770 = 0.333 \quad (\text{m})$$

$$|e| = 0.333 \quad (\text{m})$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2.206}{6} = 0.368 \quad (\text{m})$$

0.333 (m)	<	0.368 (m)	0. K.
-----------	---	-----------	-------

よって転倒に対して安定である。

(b) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H} = \frac{149.854 \times 0.60 + 0.00 \times 2.206}{48.364} = 1.859 \quad \doteq 1.85$$

1.85	>	1.50	0. K.
------	---	------	-------

よって滑動に対して安定である。

(c) 地盤の許容支持力に対する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{149.854}{2.206} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.333}{2.206}\right)$$

$$q_1 = 129 \quad (\text{kN/m}^2), \quad q_2 = 6 \quad (\text{kN/m}^2)$$

129 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	0. K.
6 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	0. K.

よって地盤の許容支持力に対して安定である。

以上の結果、この重力式擁壁は安定である。

# 重力式擁壁工安定計算書

## 1. 設計条件

現場名	立神広場
ケース名	1-3号重力式擁壁工
備考	

設計条件		記号	単位	数値
擁壁形状	擁壁高さ	H	mm	900
	天端幅	B <sub>2</sub>	mm	400
	底版幅	B <sub>4</sub>	mm	670
	前面勾配	N <sub>1</sub>		0.00
	背面勾配	N <sub>2</sub>		0.30
	コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c$	kN/m <sup>3</sup>	23.0
	コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	18
盛土形状	擁壁天端背後の平地の幅	B <sub>t</sub>	mm	0
	擁壁天端からの盛土高さ	H <sub>0</sub>	mm	0
	高さ比	H <sub>0</sub> /H		0.00
	載荷重	q	kN/m <sup>2</sup>	10
土質定数	裏込め土の種類			礫質土
	裏込め土の内部摩擦角	$\phi$	度	30.0
	壁面摩擦角	$\delta$	度	20.000
	裏込め土の単位体積重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	20.0
擁壁基礎	基礎形状			直接基礎
	許容支持応力度	q <sub>a</sub>	kN/m <sup>2</sup>	300
	底面と土の摩擦係数	$\mu$		0.60
	底面と土の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0.00
許容応力度	コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	4.5
	コンクリートの曲げ引張り応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	0.225
	コンクリートのせん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.33



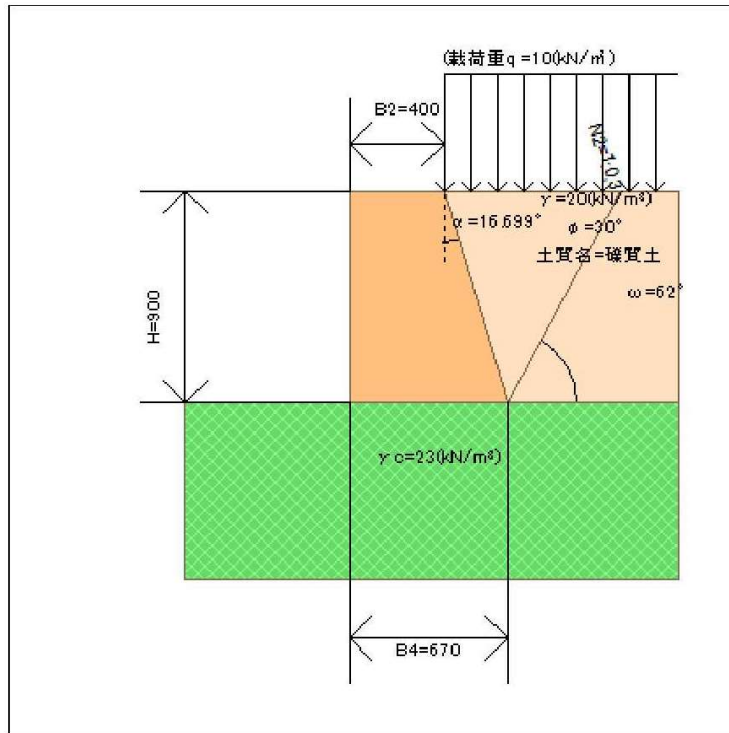


図 1 重力式擁壁工断面図

計算結果					
項目	記号	単位	数値		判定
滑動に対する検討	$F_s$		1.54	> 1.50	O. K.
転倒に対する検討	$ e $	m	0.089	< 0.112	O. K.
地盤の許容支持力に対する検討	$q_1$	$\text{kN/m}^2$	42	< 300	O. K.
	$q_2$	$\text{kN/m}^2$	5	< 300	O. K.

## 2. モーメントの算出

### 2.1 自重の算出

図1の断面形状に対し、自重およびモーメントを算出する。

表2. 1 重力式擁壁の算出

	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 γc (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 x (m)	モーメント V・x (kN・m)
①	0.000	23.0	0.000	0.000	0.000
②	0.360	23.0	8.280	0.200	1.656
③	0.122	23.0	2.806	0.490	1.375
合計			11.086		3.031

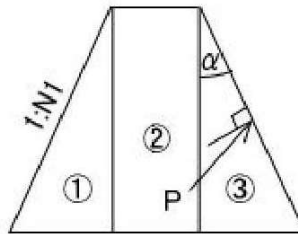


図2. 1 モデル図

### 2.2 試行くさび法による最大土圧の計算

図1の重力式擁壁に対し、試行くさび法により最大土圧を与えるすべり角 $\omega$ を算出する。

土くさびの上の載荷重を含んだ土くさびの重量 $w$ 、すべり面における地盤からの反力 $R$ 、擁壁に作用する土圧合力の反力 $P$ が釣り合うという条件の下で未知の $P$ の大きさを定める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{14.230 \times \sin(62.000 - 30.000)}{\cos(62.000 - 30.000 - 16.699 - 20.000)} = 7.566$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 7.566 \times \cos(20.000 + 16.699) = 6.066 \quad (P_H: \text{水平土圧力})$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 7.566 \times \sin(20.000 + 16.699) = 4.522 \quad (P_V: \text{鉛直土圧力})$$

W	: 土くさびの重量 (載荷重含む)	(kN)
R	: すべり面に作用する反力	(kN)
P	: 土圧合力	(kN)
$\alpha$	: 壁背面と鉛直角のなす角	(°)
$\phi$	: 裏込め土のせん断抵抗角	(°)
$\delta$	: 壁面摩擦角	(°)
$\omega$	: 仮定したすべり面と水平角がなす角	(°)

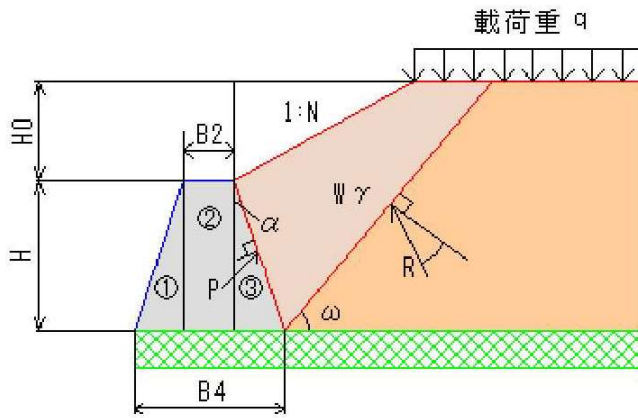


図2. 2 土圧作用面と壁面摩擦角

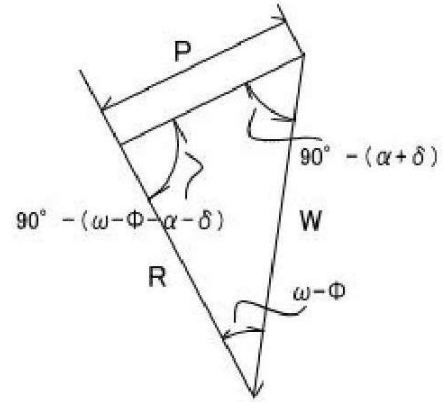


図2. 3 連力図

以上の式より  $\omega = [ 57.0 \sim 67.0 ]$  (°) の範囲において最大土圧力 P を求める。

表2. 2 すべり面角度と各土圧

$\omega$ (°)	P	$P_H$	$P_V$	備考
57.0	7.471	5.990	4.465	
58.0	7.504	6.017	4.484	
59.0	7.539	6.045	4.505	
60.0	7.562	6.063	4.519	
61.0	7.562	6.063	4.519	
62.0	7.566	6.066	4.522	最大土圧
63.0	7.559	6.061	4.517	
64.0	7.541	6.046	4.507	
65.0	7.517	6.027	4.492	
66.0	7.495	6.009	4.479	
67.0	7.451	5.974	4.453	

以上の結果より、 $\omega = 62.0^\circ$  の時、Pは最大値 7.566 kNとなる。

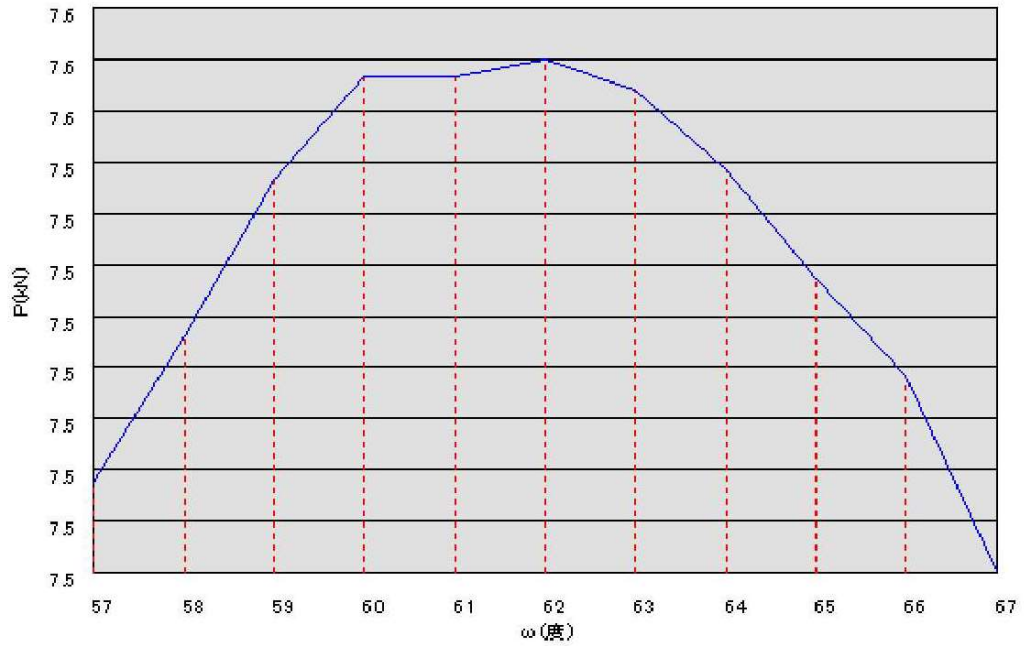


図 2. 4 すべり面角度－土圧関係図

### 2.3 係数

算出された値より水平土圧係数 ( $K_H$ ) および鉛直土圧係数 ( $K_V$ ) を逆算する。

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

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

$$K_H = P_H / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 6.066 / \left( \frac{1}{2} \times (0.900)^2 \times 20.0 \right) = 0.749$$

$$K_V = P_V / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 4.522 / \left( \frac{1}{2} \times (0.900)^2 \times 20.0 \right) = 0.558$$

### 3 安定計算

#### 3.1 各モーメントの計算

前章より算出された値より各モーメントを算出する。

表3 各モーメントの計算

	鉛直力 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平力 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	11.086		3.031			
土圧	4.522	0.580	2.623	6.066	0.300	1.820
計	15.608		5.654	6.066		1.820

作用位置

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{5.654 - 1.820}{15.608} = 0.246 \text{ (m)}$$

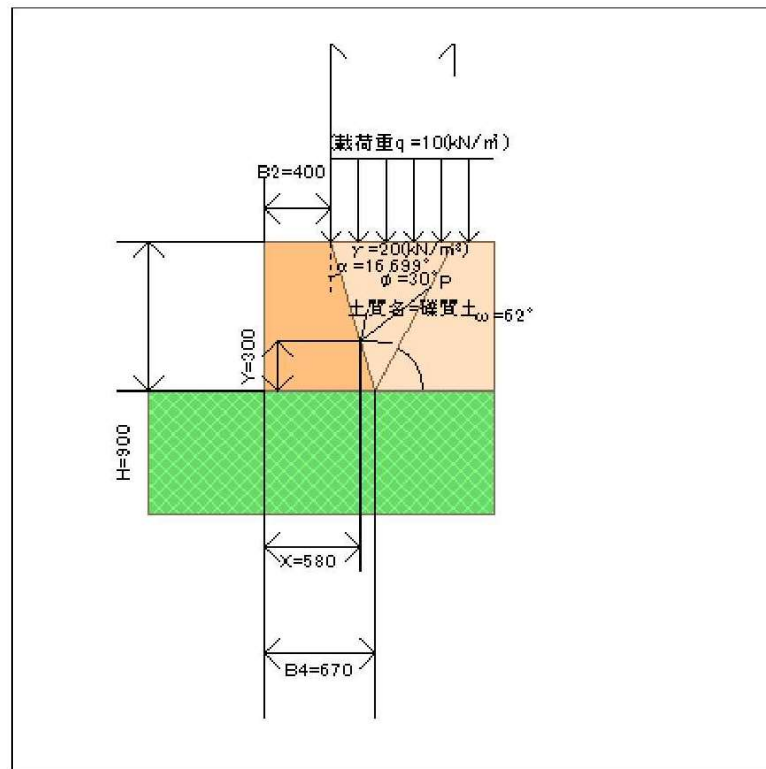


図3 作用位置図

土くさび面積の合計 : S

$$S = S_1 + S_2 = 0.000 + 0.337 = 0.337 \text{ (m}^2\text{)}$$

土くさびの重量+載荷重の合計 : W

$$W = S \times \gamma + q \times Bq = 0.337 \times 20.0 + 10 \times 0.749 = 14.230 \text{ (kN)}$$

### 3.2 安定計算結果

算出されたモーメントから安定度を照査する。

(a) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.670}{2} - 0.246 = 0.089 \quad (\text{m})$$

$$|e| = 0.089 \quad (\text{m})$$

$$\frac{B}{6} = \frac{0.670}{6} = 0.112 \quad (\text{m})$$

0.089 (m)	<	0.112 (m)	O. K.
-----------	---	-----------	-------

よって転倒に対して安定である。

(b) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H} = \frac{15.608 \times 0.60 + 0.00 \times 0.670}{6.066} = 1.544 \quad \cong 1.54$$

1.54	>	1.50	O. K.
------	---	------	-------

よって滑動に対して安定である。

(c) 地盤の許容支持力に対する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{15.608}{0.670} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.089}{0.670}\right)$$

$$q_1 = 42 \quad (\text{kN/m}^2), \quad q_2 = 5 \quad (\text{kN/m}^2)$$

42 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	O. K.
5 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	O. K.

よって地盤の許容支持力に対して安定である。

以上の結果、この重力式擁壁は安定である。

# 重力式擁壁工安定計算書

## 1. 設計条件

現場名	立神広場
ケース名	2号-4号重力式擁壁工
備考	

設計条件		項目	記号	単位	数値
擁壁形状	擁壁高さ	H	mm	1600	✓
	天端幅	B <sub>2</sub>	mm	400	✓
	底版幅	B <sub>4</sub>	mm	1200	
	前面勾配	N <sub>1</sub>		0.00	
	背面勾配	N <sub>2</sub>		0.50	✓
	コンクリートの単位体積重量	γ <sub>c</sub>	kN/m <sup>3</sup>	23.0	
	コンクリートの設計基準強度	σ <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	18	
盛土形状	擁壁天端背後の平地の幅	B <sub>t</sub>	mm	0	
	擁壁天端からの盛土高さ	H <sub>0</sub>	mm	0	
	高さ比	H <sub>0</sub> /H		0.00	
	載荷重	q	kN/m <sup>2</sup>	10	
土質定数	裏込め土の種類			礫質土	
	裏込め土の内部摩擦角	φ	度	30.0	
	壁面摩擦角	δ	度	20.000	
	裏込め土の単位体積重量	γ	kN/m <sup>3</sup>	20.0	
擁壁基礎	基礎形状			直接基礎	
	許容支持応力度	q <sub>a</sub>	kN/m <sup>2</sup>	300	
	底面と土の摩擦係数	μ		0.60	
	底面と土の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0.00	
許容応力度	コンクリートの圧縮応力度	σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	4.5	
	コンクリートの曲げ引張り応力度	σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.225	
	コンクリートのせん断応力度	τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.33	

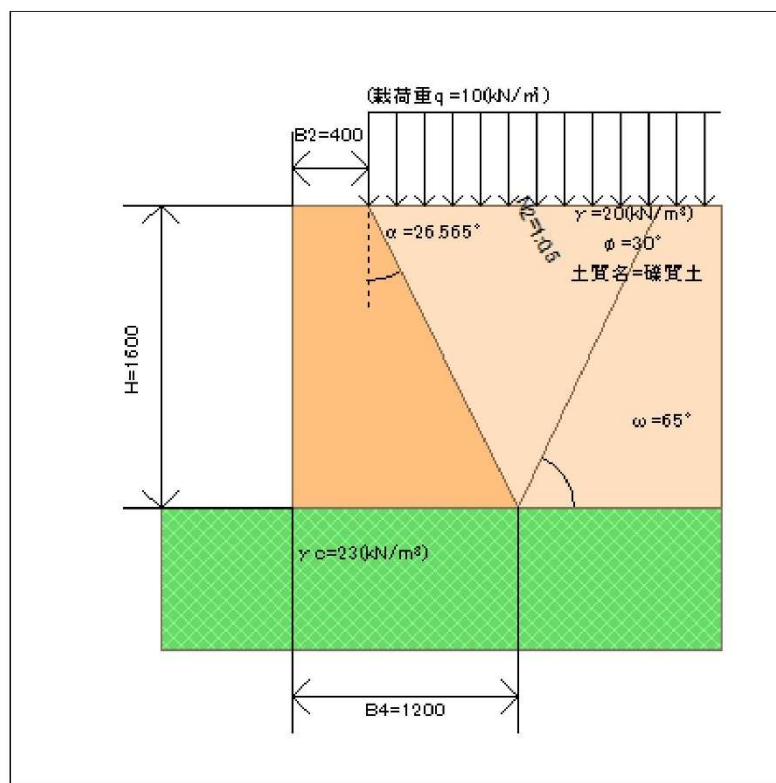


図1 重力式擁壁工断面図

計算結果						
項目	記号	単位	数値		判定	
滑動に対する検討	$F_s$		1.72	> 1.50	O. K.	
転倒に対する検討	$ e $	m	0.168	< 0.200	O. K.	
地盤の許容支持力に対する検討	$q_1$	$\text{kN/m}^2$	71	< 300	O. K.	
	$q_2$	$\text{kN/m}^2$	6	< 300	O. K.	



## 2. モーメントの算出

### 2.1 自重の算出

図1の断面形状に対し、自重およびモーメントを算出する。

表2.1 重力式擁壁の算出

	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 γc (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 x (m)	モーメント V・x (kN・m)
①	0.000	23.0	0.000	0.000	0.000
②	0.640	23.0	14.720	0.200	2.944
③	0.640	23.0	14.720	0.667	9.818
合計			29.440		12.762

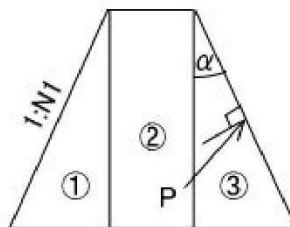


図2.1 モデル図

### 2.2 試行くさび法による最大土圧の計算

図1の重力式擁壁に対し、試行くさび法により最大土圧力を与えるすべり角 $\omega$ を算出する。

土くさびの上の載荷重を含んだ土くさびの重量 $w$ 、すべり面における地盤からの反力 $R$ 、擁壁に作用する土圧合力の反力 $P$ が釣り合うという条件の下で未知の $P$ の大きさを定める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{40.200 \times \sin(65.000 - 30.000)}{\cos(65.000 - 30.000 - 26.565 - 20.000)} = 23.536$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 23.536 \times \cos(20.000 + 26.565) = 16.182 \quad (P_H: \text{水平土圧力})$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 23.536 \times \sin(20.000 + 26.565) = 17.091 \quad (P_V: \text{鉛直土圧力})$$

W	: 土くさびの重量 (載荷重含む)	(kN)
R	: すべり面に作用する反力	(kN)
P	: 土圧合力	(kN)
$\alpha$	: 壁背面と鉛直角のなす角	(°)
$\phi$	: 裏込め土のせん断抵抗角	(°)
$\delta$	: 壁面摩擦角	(°)
$\omega$	: 仮定したすべり面と水平角のなす角	(°)

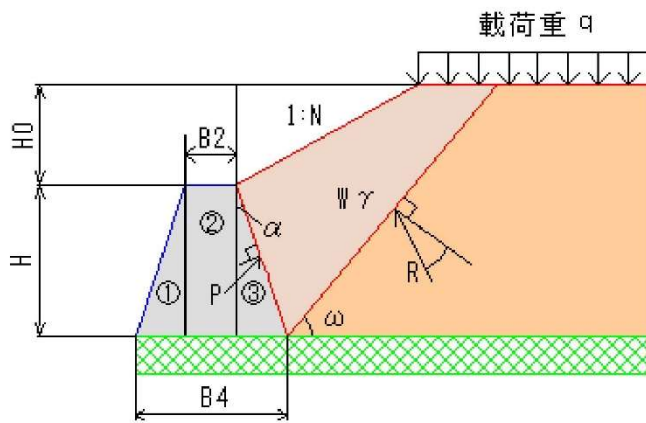


図 2. 2 土圧作用面と壁面摩擦角

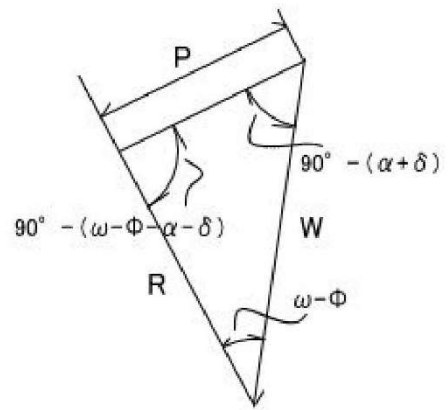


図 2. 3 連力図

以上の式より  $\omega = [ 60.0 \sim 70.0 ] (^\circ)$  の範囲において最大土圧力  $P$  を求める。

表 2. 2 すべり面角度と各土圧

$\omega (^\circ)$	$P$	$P_H$	$P_V$	備考
60.0	23.380	16.074	16.977	
61.0	23.455	16.126	17.032	
62.0	23.505	16.160	17.068	
63.0	23.526	16.175	17.084	
64.0	23.535	16.181	17.090	
65.0	23.536	16.182	17.091	最大土圧
66.0	23.510	16.164	17.072	
67.0	23.466	16.134	17.040	
68.0	23.410	16.095	16.999	
69.0	23.337	16.045	16.946	
70.0	23.254	15.988	16.886	

以上の結果より、 $\omega = 65.0^\circ$  の時、 $P$ は最大値 23.536 kN となる。

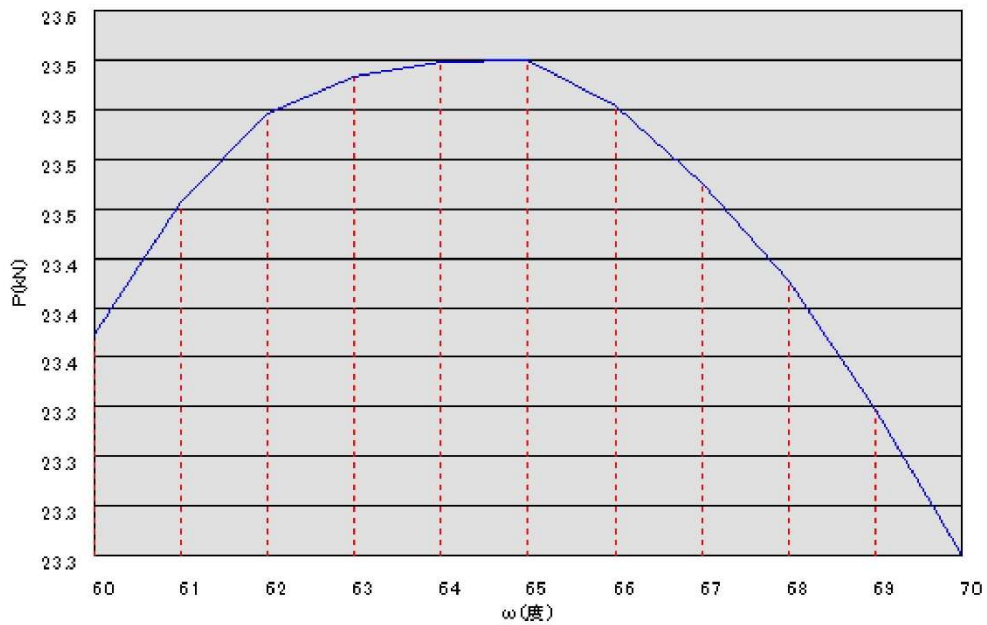


図 2. 4 すべり面角度－土圧関係図

### 2.3 係数

算出された値より水平土圧係数 ( $K_H$ ) および鉛直土圧係数 ( $K_V$ ) を逆算する。

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

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

$$K_H = P_H / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 16.182 / \left( \frac{1}{2} \times (1.600)^2 \times 20.0 \right) = 0.632$$

$$K_V = P_V / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 17.091 / \left( \frac{1}{2} \times (1.600)^2 \times 20.0 \right) = 0.668$$

### 3 安定計算

#### 3.1 各モーメントの計算

前章より算出された値より各モーメントを算出する。

表3 各モーメントの計算

	鉛直力 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平力 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	29.440		12.762			
土圧	17.091	0.933	15.946	16.182	0.533	8.625
計	46.531		28.708	16.182		8.625

作用位置

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{28.708 - 8.625}{46.531} = 0.432 \text{ (m)}$$

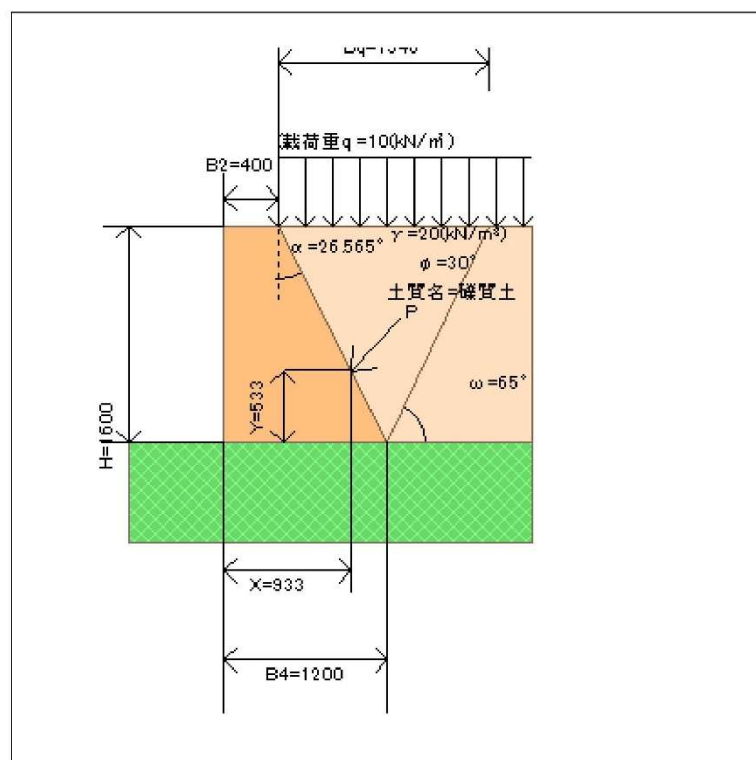


図3 作用位置図

土くさび面積の合計 : S

$$S = S_1 + S_2 = 0.000 + 1.237 = 1.237 \text{ (m}^2\text{)}$$

土くさびの重量+載荷重の合計 : W

$$W = S \times \gamma + q \times Bq = 1.237 \times 20.0 + 10 \times 1.546 = 40.200 \text{ (kN)}$$

### 3.2 安定計算結果

算出されたモーメントから安定度を照査する。

(a) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.200}{2} - 0.432 = 0.168 \quad (\text{m})$$

$$|e| = 0.168 \quad (\text{m})$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.200}{6} = 0.200 \quad (\text{m})$$

0.168 (m)	<	0.200 (m)	O. K.
-----------	---	-----------	-------

よって転倒に対して安定である。

(b) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H} = \frac{46.531 \times 0.60 + 0.00 \times 1.200}{16.182} = 1.725 \quad \cong 1.72$$

1.72	>	1.50	O. K.
------	---	------	-------

よって滑動に対して安定である。

(c) 地盤の許容支持力に対する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{46.531}{1.200} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.168}{1.200}\right)$$

$$q_1 = 71 \quad (\text{kN/m}^2), \quad q_2 = 6 \quad (\text{kN/m}^2)$$

71 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	O. K.
6 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	O. K.

よって地盤の許容支持力に対して安定である。

以上の結果、この重力式擁壁は安定である。

# 重力式擁壁工安定計算書

## 1. 設計条件

現場名	立神広場
ケース名	5号重力式擁壁工
備考	

設計条件				
項目		記号	単位	数値
擁壁形状	擁壁高さ	H	mm	1000
	天端幅	B <sub>2</sub>	mm	400
	底版幅	B <sub>4</sub>	mm	700
	前面勾配	N <sub>1</sub>		0.30
	背面勾配	N <sub>2</sub>		0.00
	コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c$	kN/m <sup>3</sup>	23.0
	コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	18
盛土形状	擁壁天端背後の平地の幅	B <sub>t</sub>	mm	0
	擁壁天端からの盛土高さ	H <sub>0</sub>	mm	0
	高さ比	H <sub>0</sub> /H		0.00
	載荷重	q	kN/m <sup>2</sup>	10
土質定数	裏込め土の種類			礫質土
	裏込め土の内部摩擦角	$\phi$	度	30.0
	壁面摩擦角	$\delta$	度	20.000
	裏込め土の単位体積重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	20.0
擁壁基礎	基礎形状			直接基礎
	許容支持応力度	q <sub>a</sub>	kN/m <sup>2</sup>	300
	底面と土の摩擦係数	$\mu$		0.60
	底面と土の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0.00
許容応力度	コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	4.5
	コンクリートの曲げ引張り応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	0.225
	コンクリートのせん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.33

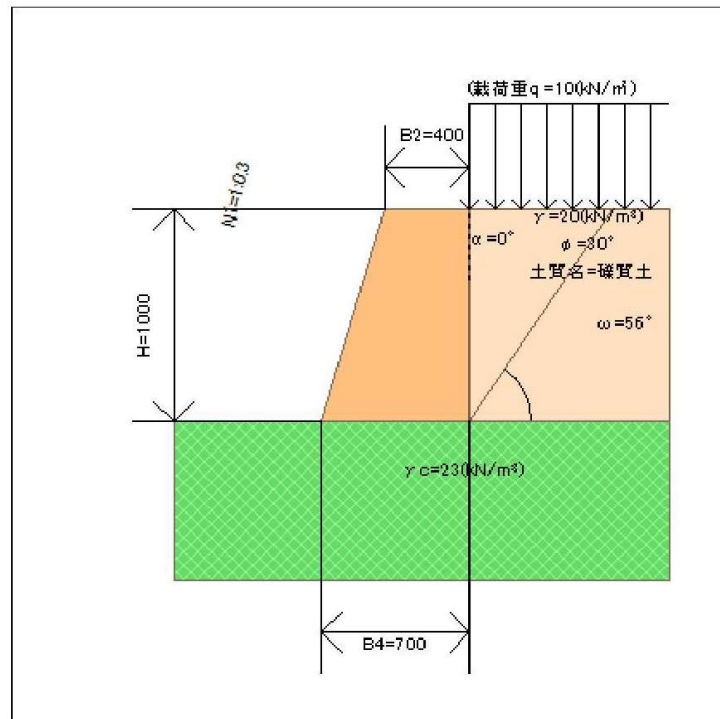


図 1 重力式擁壁工断面図

計算結果						
項目	記号	単位	数値		判定	
滑動に対する検討	Fs		1.57	> 1.50	O. K.	
転倒に対する検討	e	m	0.020	< 0.117	O. K.	
地盤の許容支持力に対する検討	q <sub>1</sub>	kN/m <sup>2</sup>	25	< 300	O. K.	
	q <sub>2</sub>	kN/m <sup>2</sup>	17	< 300	O. K.	

## 2. モーメントの算出

### 2.1 自重の算出

図1の断面形状に対し、自重およびモーメントを算出する。

表2. 1 重力式擁壁の算出

	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 γc (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 x (m)	モーメント V・x (kN・m)
①	0.150	23.0	3.450	0.200	0.690
②	0.400	23.0	9.200	0.500	4.600
③	0.000	23.0	0.000	0.700	0.000
合計			12.650		5.290

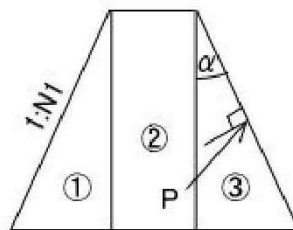


図2. 1 モデル図

### 2.2 試行くさび法による最大土圧の計算

図1の重力式擁壁に対し、試行くさび法により最大土圧力を与えるすべり角 $\omega$ を算出する。

土くさび上の上載荷重を含んだ土くさびの重量 $w$ 、すべり面における地盤からの反力 $R$ 、擁壁に作用する土圧合力の反力 $P$ が釣り合うという条件の下で未知の $P$ の大きさを定める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{13.510 \times \sin(56.000 - 30.000)}{\cos(56.000 - 30.000 - 0.000 - 20.000)} = 5.955$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 5.955 \times \cos(20.000 + 0.000) = 5.596 \quad (P_H: \text{水平土圧力})$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 5.955 \times \sin(20.000 + 0.000) = 2.037 \quad (P_V: \text{鉛直土圧力})$$

W	: 土くさびの重量 (載荷重含む)	(kN)
R	: すべり面に作用する反力	(kN)
P	: 土圧合力	(kN)
$\alpha$	: 壁背面と鉛直角のなす角	(°)
$\phi$	: 裏込め土のせん断抵抗角	(°)
$\delta$	: 壁面摩擦角	(°)
$\omega$	: 仮定したすべり面と水平角がなす角	(°)



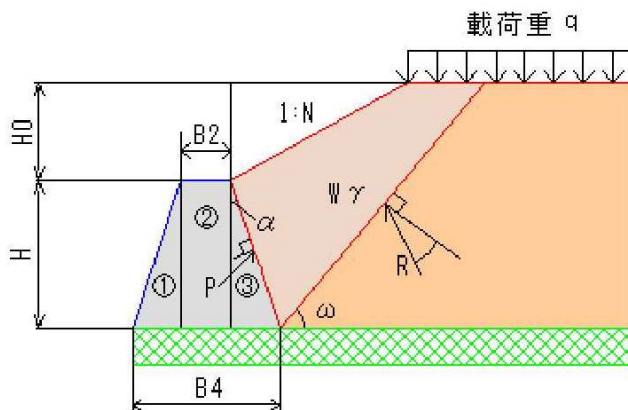


図2. 2 土圧作用面と壁面摩擦角

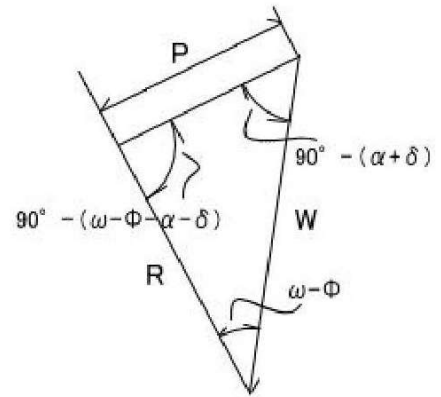


図2. 3 連力図

以上の式より  $\omega = [ 51.0 \sim 61.0 ] (^\circ)$  の範囲において最大土圧力  $P$  を求める。

表2. 2 すべり面角度と各土圧

$\omega (^\circ)$	$P$	$P_H$	$P_V$	備考
51.0	5.806	5.456	1.986	
52.0	5.859	5.506	2.004	
53.0	5.900	5.544	2.018	
54.0	5.932	5.574	2.029	
55.0	5.939	5.581	2.031	
56.0	5.955	5.596	2.037	最大土圧
57.0	5.942	5.584	2.032	
58.0	5.931	5.573	2.029	
59.0	5.905	5.549	2.020	
60.0	5.864	5.510	2.006	
61.0	5.813	5.462	1.988	

以上の結果より、 $\omega = 56.0^\circ$  の時、Pは最大値 5.955 kNとなる。

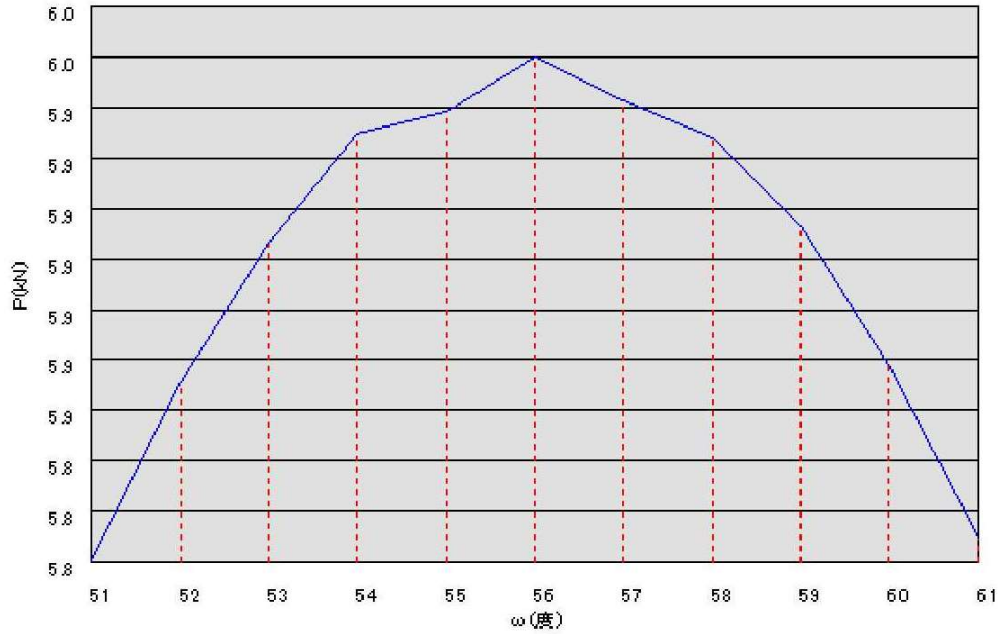


図 2. 4 すべり面角度－土圧関係図

### 2.3 係数

算出された値より水平土圧係数 ( $K_H$ ) および鉛直土圧係数 ( $K_V$ ) を逆算する。

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

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

$$K_H = P_H / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 5.596 / \left( \frac{1}{2} \times (1.000)^2 \times 20.0 \right) = 0.560$$

$$K_V = P_V / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 2.037 / \left( \frac{1}{2} \times (1.000)^2 \times 20.0 \right) = 0.204$$

### 3 安定計算

#### 3.1 各モーメントの計算

前章より算出された値より各モーメントを算出する。

表3 各モーメントの計算

	鉛直力 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平力 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	12.650		5.290			
土圧	2.037	0.700	1.426	5.596	0.333	1.863
計	14.687		6.716	5.596		1.863

作用位置

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{6.716 - 1.863}{14.687} = 0.330 \text{ (m)}$$

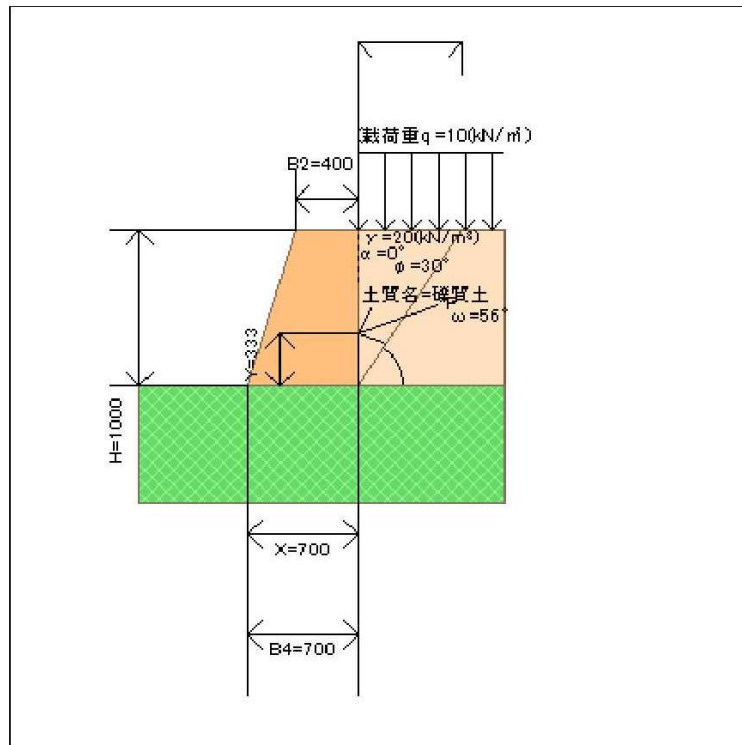


図3 作用位置図

土くさび面積の合計 : S

$$S = S_1 + S_2 = 0.000 + 0.338 = 0.338 \text{ (m}^2\text{)}$$

土くさびの重量+載荷重の合計 : W

$$W = S \times \gamma + q \times Bq = 0.338 \times 20.0 + 10 \times 0.675 = 13.510 \text{ (kN)}$$

### 3.2 安定計算結果

算出されたモーメントから安定度を照査する。

(a) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.330 = 0.020 \quad (\text{m})$$

$$|e| = 0.020 \quad (\text{m})$$

$$\frac{B}{6} = \frac{0.700}{6} = 0.117 \quad (\text{m})$$

0.020 (m)	<	0.117 (m)	0. K.
-----------	---	-----------	-------

よって転倒に対して安定である。

(b) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H} = \frac{14.687 \times 0.60 + 0.00 \times 0.700}{5.596} = 1.575 \quad \cong 1.57$$

1.57	>	1.50	0. K.
------	---	------	-------

よって滑動に対して安定である。

(c) 地盤の許容支持力に対する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{14.687}{0.700} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.020}{0.700}\right)$$

$$q_1 = 25 \quad (\text{kN/m}^2), \quad q_2 = 17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

25 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	0. K.
17 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	0. K.

よって地盤の許容支持力に対して安定である。

以上の結果、この重力式擁壁は安定である。

# 重力式擁壁工安定計算書

## 1. 設計条件

現場名	立神広場
ケース名	6号重力式擁壁工
備考	

設計条件		記号	単位	数値
擁壁形状	擁壁高さ	H	mm	2350 ✓
	天端幅	B <sub>2</sub>	mm	400 ✓
	底板幅	B <sub>4</sub>	mm	1810
	前面勾配	N <sub>1</sub>		0.00
	背面勾配	N <sub>2</sub>		0.60 ✓
	コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c$	kN/m <sup>3</sup>	23.0
	コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	18
盛土形状	擁壁天端背後の平地の幅	B <sub>t</sub>	mm	0
	擁壁天端からの盛土高さ	H <sub>0</sub>	mm	0
	高さ比	H <sub>0</sub> /H		0.00
	載荷重	q	kN/m <sup>2</sup>	10
土質定数	裏込め土の種類			礫質土
	裏込め土の内部摩擦角	$\phi$	度	30.0
	壁面摩擦角	$\delta$	度	20.000
	裏込め土の単位体積重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	20.0
擁壁基礎	基礎形状			直接基礎
	許容支持応力度	q <sub>a</sub>	kN/m <sup>2</sup>	300
	底面と土の摩擦係数	$\mu$		0.60
	底面と土の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0.00
許容応力度	コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	4.5
	コンクリートの曲げ引張り応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	0.225
	コンクリートのせん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.33

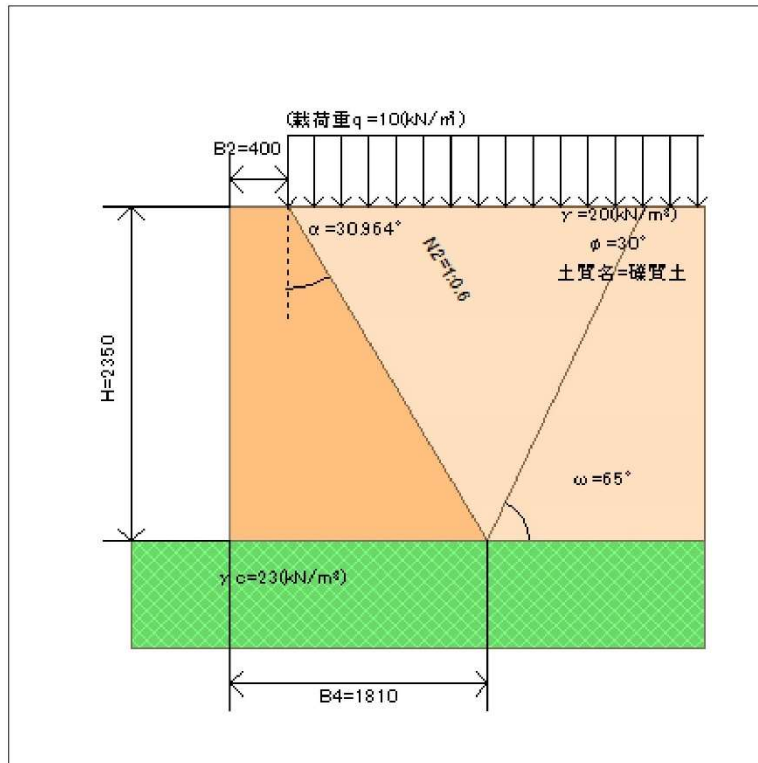


図 1 重力式擁壁工断面図

計算結果						
項目	記号	単位	数値		判定	
滑動に対する検討	Fs		1.87	> 1.50	O. K.	
転倒に対する検討	e	m	0.247	< 0.302	O. K.	
地盤の許容支持力に対する検討	q <sub>1</sub>	kN/m <sup>2</sup>	99	< 300	O. K.	
	q <sub>2</sub>	kN/m <sup>2</sup>	10	< 300	O. K.	

## 2. モーメントの算出

### 2.1 自重の算出

図1の断面形状に対し、自重およびモーメントを算出する。

表 2. 1 重力式擁壁の算出

	面積 A (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 γc (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 V (kN)	アーム位置 x (m)	モーメント V・x (kN・m)
①	0.000	23.0	0.000	0.000	0.000
②	0.940	23.0	21.620	0.200	4.324
③	1.657	23.0	38.111	0.870	33.157
合計			59.731		37.481

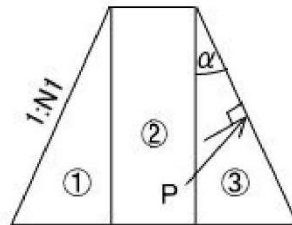


図 2. 1 モデル図

### 2.2 試行くさび法による最大土圧の計算

図1の重力式擁壁に対し、試行くさび法により最大土圧力を与えるすべり角 $\omega$ を算出する。  
土くさび上の上載荷重を含んだ土くさびの重量 $w$ 、すべり面における地盤からの反力 $R$ 、擁壁に作用する土圧合力の反力 $P$ が釣り合うという条件の下で未知の $P$ の大きさを定める。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{83.960 \times \sin(65.000 - 30.000)}{\cos(65.000 - 30.000 - 30.964 - 20.000)} = 50.089$$

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 50.089 \times \cos(20.000 + 30.964) = 31.546 \quad (P_H: \text{水平土圧力})$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 50.089 \times \sin(20.000 + 30.964) = 38.907 \quad (P_V: \text{鉛直土圧力})$$

W	: 土くさびの重量 (載荷重含む)	(kN)
R	: すべり面に作用する反力	(kN)
P	: 土圧合力	(kN)
$\alpha$	: 壁背面と鉛直角のなす角	(°)
$\phi$	: 裏込め土のせん断抵抗角	(°)
$\delta$	: 壁面摩擦角	(°)
$\omega$	: 仮定したすべり面と水平角がなす角	(°)

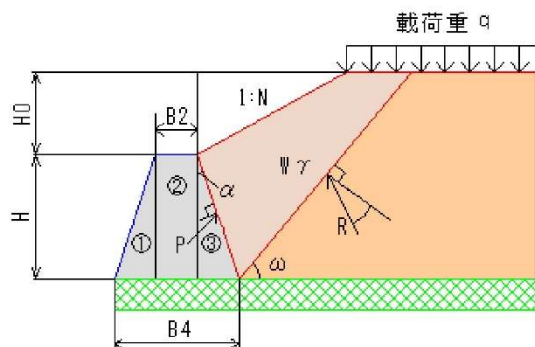


図 2. 2 土圧作用面と壁面摩擦角

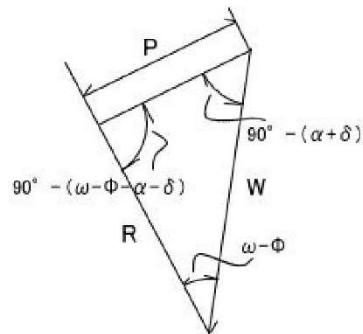


図 2. 3 連力図

以上の式より  $\omega = [ 60.0 \sim 70.0 ] (^\circ)$  の範囲において最大土圧力 P を求める。

表 2. 2 すべり面角度と各土圧

$\omega (^\circ)$	P	$P_H$	$P_V$	備考
60.0	49.630	31.257	38.550	
61.0	49.805	31.368	38.686	
62.0	49.937	31.451	38.789	
63.0	50.001	31.491	38.838	
64.0	50.056	31.526	38.881	
65.0	50.089	31.546	38.907	最大土圧
66.0	50.061	31.529	38.885	
67.0	50.021	31.504	38.854	
68.0	49.928	31.445	38.782	
69.0	49.830	31.383	38.705	
70.0	49.675	31.286	38.585	



以上の結果より、 $\omega = 65.0^\circ$  の時、Pは最大値 50.089 kNとなる。

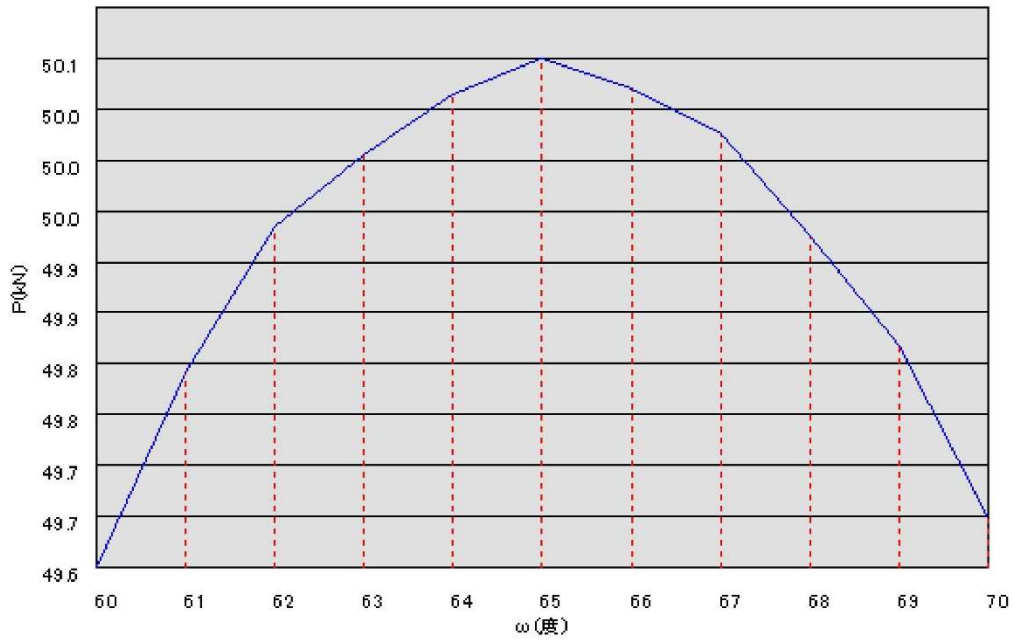


図 2. 4 すべり面角度－土圧関係図

### 2.3 係数

算出された値より水平土圧係数 ( $K_H$ ) および鉛直土圧係数 ( $K_V$ ) を逆算する。

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

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

$$K_H = P_H / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 31.546 / \left( \frac{1}{2} \times (2.350)^2 \times 20.0 \right) = 0.571$$

$$K_V = P_V / \left( \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \right) = 38.907 / \left( \frac{1}{2} \times (2.350)^2 \times 20.0 \right) = 0.705$$

### 3 安定計算

#### 3.1 各モーメントの計算

前章より算出された値より各モーメントを算出する。

表3 各モーメントの計算

	鉛直力 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平力 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	59.731		37.481			
土圧	38.907	1.340	52.135	31.546	0.783	24.701
計	98.638		89.616	31.546		24.701

作用位置

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{89.616 - 24.701}{98.638} = 0.658 \text{ (m)}$$

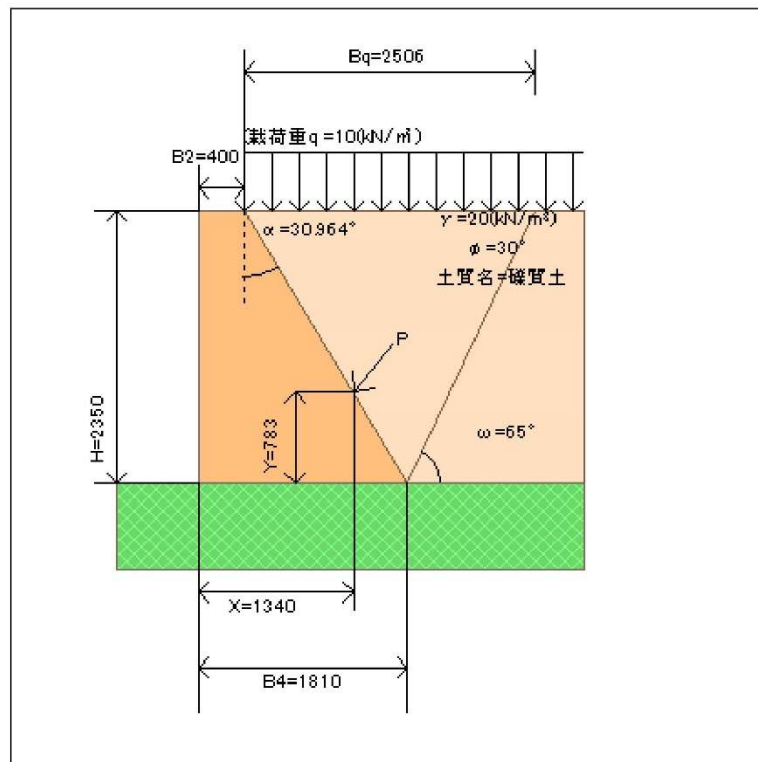


図3 作用位置図

土くさび面積の合計 : S

$$S = S_1 + S_2 = 0.000 + 2.945 = 2.945 \text{ (m}^2\text{)}$$

土くさびの重量+載荷重の合計 : W

$$W = S \times \gamma + q \times Bq = 2.945 \times 20.0 + 10 \times 2.506 = 83.960 \text{ (kN)}$$

### 3.2 安定計算結果

算出されたモーメントから安定度を照査する。

(a) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.810}{2} - 0.658 = 0.247 \quad (\text{m})$$

$$|e| = 0.247 \quad (\text{m})$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.810}{6} = 0.302 \quad (\text{m})$$

0.247 (m)	<	0.302 (m)	O. K.
-----------	---	-----------	-------

よって転倒に対して安定である。

(b) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H} = \frac{98.638 \times 0.60 + 0.00 \times 1.810}{31.546} = 1.876 \quad \cong 1.87$$

1.87	>	1.50	O. K.
------	---	------	-------

よって滑動に対して安定である。

(c) 地盤の許容支持力に対する検討

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{98.638}{1.810} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.247}{1.810}\right)$$

$$q_1 = 99 \quad (\text{kN/m}^2) \quad , \quad q_2 = 10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

99 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	O. K.
10 (kN/m <sup>2</sup> )	<	300 (kN/m <sup>2</sup> )	O. K.

よって地盤の許容支持力に対して安定である。

以上の結果、この重力式擁壁は安定である。

## ⑨ レンガ補装（レンガライン）基準

### 12-4 レンガ・タイル系園路工

#### 12-4-1 レンガ舗装

レンガ舗装は、路床面に敷砂して直接的にレンガを敷並べることもあるが、敷地が平らであり、隔当たりがよい乾燥した場所以外では、コンクリート基礎を必要とするといえる。一定の規格をもったレンガによる幾何学的なパターンに特徴がある。レンガの敷並べ方には、平らに敷並べると側面を上にしたものがある。表面の粗密とともに仕上りの厚さが異なることに注意する。

レンガ舗装は一般に小規模であることが多く、その基礎工は舗装としては扱われることは少ない。図12・8には基礎部分も例示しているが、現場の状況により異なるので、ここでは仕上げの部分について積算例を示すことにする。

均しモルタル、目地モルタルともに配合比は1：3であるが、化粧目地モルタルは1：2が用いられる。

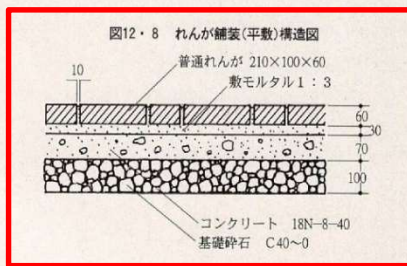
レンガ・タイル系の舗装では伸縮目地の影響が舗装面にでやすいので、基礎コンクリートの伸縮目地と調整しておく必要がある。伸縮目地は、おおむね5m角を目安に設置する。

レンガの一部は切断整形して使用されるので損失を見込む必要があり、補正係数は+0.05である。レンガ舗装工の施工歩掛は、表12・20である。

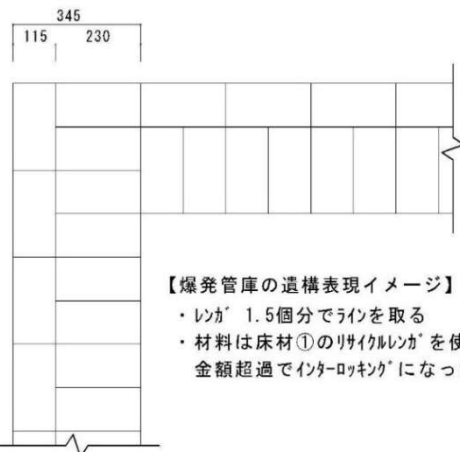
表12・20 レンガ舗装施工歩掛 (100㎡当たり)

名称	規格	単位	数量		摘要
			平敷	小端立敷	
レンガ工	ブロック工	人	9.9	17.7	
普通作業員		人	6.6	11.0	小運搬、敷均し、手伝い
均しモルタル	1:3	㎡	3.0	3.0	目地モルタルを含む
目地モルタル	1:2	㎡	0.76	1.76	化粧目地用
普通レンガ	1等上焼 210×100×60	枚	4,338	6,817	補正係数 +0.05

レンガの平ら面を上にしたレンガ舗装(平敷)の例は図12・8であり、床掘等土工を除いた積算例は表12・21である。



レンガ 1.5個分の幅



#### 【爆発管庫の遺構表現イメージ】

- ・レンガ 1.5個分でラインを取る
- ・材料は床材①のリサイクルレンガを使用  
金額超過でインターロック®になった場合は、安価なレンガを使用

