

CLP (H) 1100 × (B) 950 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

## 目 次

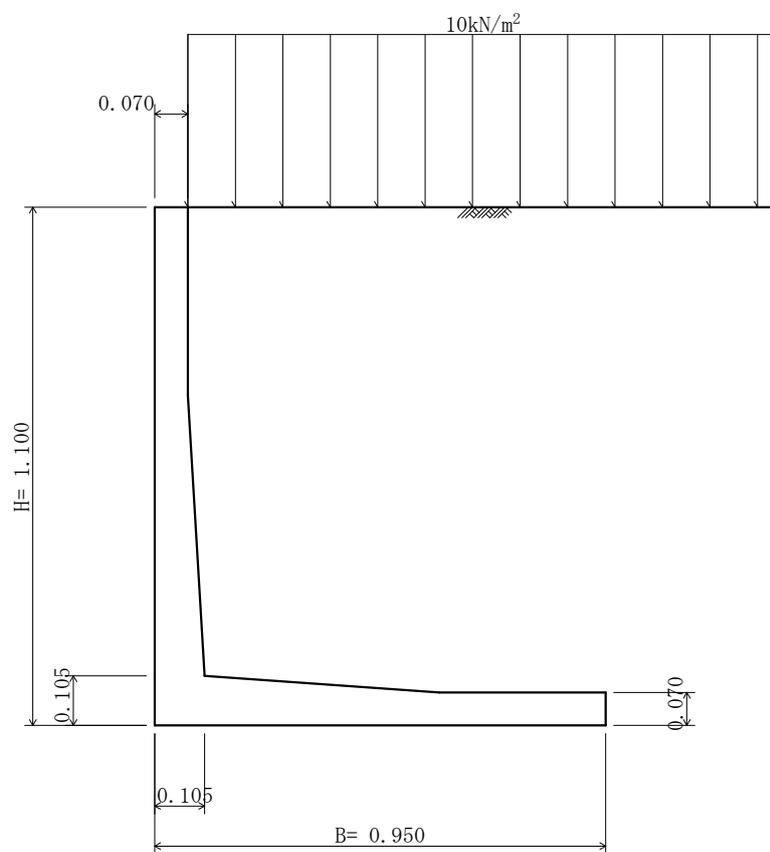
§ 1 設計条件 .....	1
§ 2 一般形状寸法図 .....	2
§ 3 計算結果 .....	3
§ 4 設計荷重 .....	6
§ 5 安定計算 .....	10
§ 6 たて壁の部材断面設計 .....	15
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計 .....	20
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計 .....	25



## § 2 一般形状寸法図

## 2.1 一般図

製品名 : CLP (H) 1100 × (B) 950



## §3 計算結果

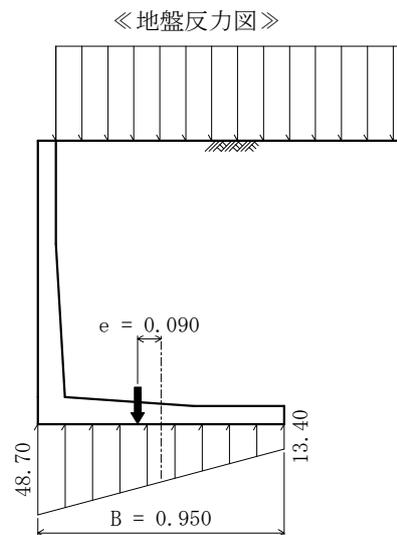
## 3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

## 3.1.1 載荷重あり

## (1) 安定計算

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転倒	滑動	地盤反力度		判定
			安全率 $F_s$	安全率 $F_s$	$q_1$	$q_2$	
29.50	7.50	0.090	5.13	2.27	48.70	13.40	0. K.
許容値		0.158	1.50	1.50			

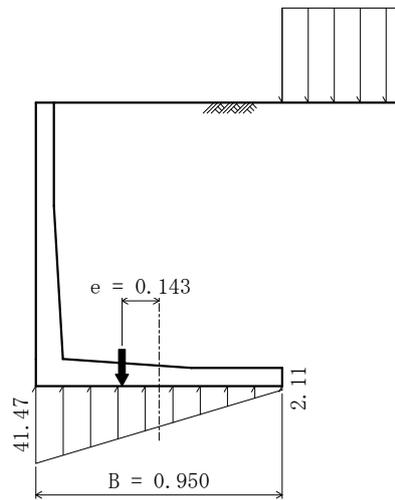


## 3.1.2 載荷重なし

## (1) 安定計算

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 $F_s$	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
					$q_1$	$q_2$	
20.70	7.50	0.143	3.50	1.59	41.47	2.11	0. K.
許容値		0.158	1.50	1.50			

《地盤反力図》



## 3.2 断面計算結果

## 3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	40	75
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 5.5 392	D10 - 5.5 392
		x (mm)	16.6	24.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.20 × 10 <sup>6</sup>	1.86 × 10 <sup>6</sup>
		せん断力 S (N)	1.54 × 10 <sup>3</sup>	5.60 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub>	0.70	2.28
		σ <sub>ca</sub>	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	14.8	71.0
		σ <sub>sa</sub>	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.04	0.07
		τ <sub>ca</sub>	0.45	0.45

## 3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	75	40
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 5.5 392	D10 - 5.5 392
		x (mm)	24.4	16.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.86 × 10 <sup>6</sup>	0.88 × 10 <sup>6</sup>
		せん断力 S (N)	1.89 × 10 <sup>3</sup>	4.19 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub>	2.28	3.08
		σ <sub>ca</sub>	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	71.0	65.1
		σ <sub>sa</sub>	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.03	0.10
		τ <sub>ca</sub>	0.45	0.45

## §4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧

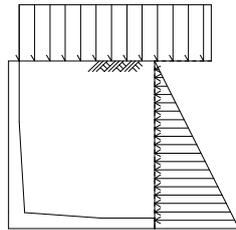
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

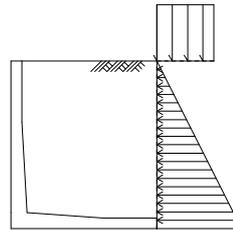
常時 自重（+載荷重）+土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

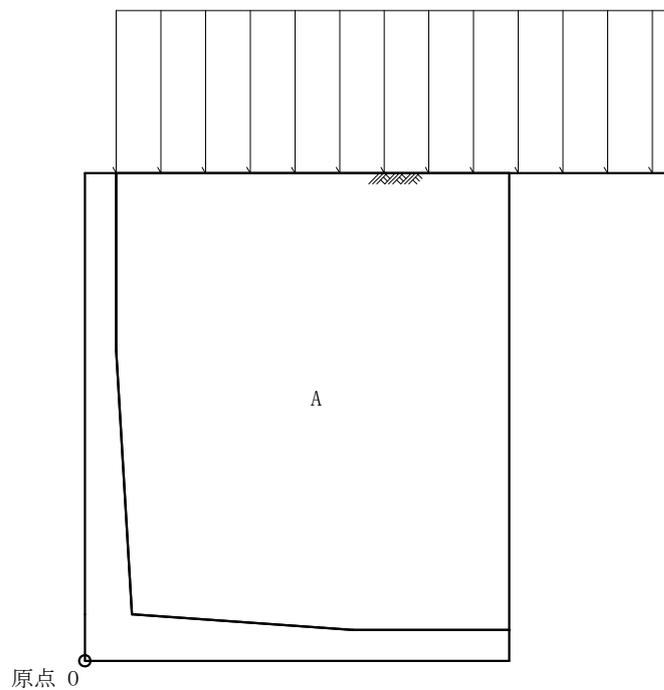


2) 載荷重なし



### 4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、鉛直荷重 $V$ 、水平荷重 $H$ 、および、原点 $O$ に対する作用位置  $(x, y)$  の計算を奥行き長 1.000 m あたりで行なう。



## 4.2.1 自重

## (1) 躯体

## 1) 製品

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	0.950	1.100	= 1.045	0.475	0.550	0.4964	0.5748
a	-	0.035	× 0.400 = -0.014	0.088	0.900	-0.0012	-0.0126
b	-1/2	× 0.035	× 0.595 = -0.010	0.093	0.502	-0.0009	-0.0050
c	-	0.495	× 0.995 = -0.493	0.353	0.603	-0.1740	-0.2973
d	-1/2	× 0.495	× 0.035 = -0.009	0.435	0.093	-0.0039	-0.0008
e	-	0.350	× 1.030 = -0.361	0.775	0.585	-0.2798	-0.2112
合計			0.158			0.0366	0.0479

## 体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

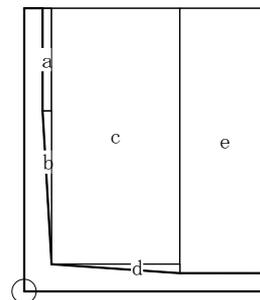
## 荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_c = 0.158 \times 24.5 = 3.87 \text{ (kN)}$$

## 作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0366}{0.158} = 0.232 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0479}{0.158} = 0.303 \text{ (m)}$$



## (2) 載荷土

## 1) 裏込め土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	0.880	1.030	= 0.906	0.510	0.585	0.4621	0.5300
a	-1/2	× 0.035	× 0.595 = -0.010	0.082	0.303	-0.0008	-0.0030
b	-	0.035	× 0.035 = -0.001	0.088	0.088	-0.0001	-0.0001
c	-1/2	× 0.495	× 0.035 = -0.009	0.270	0.082	-0.0024	-0.0007
合計			0.886			0.4588	0.5262

## 体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.886 \times 1.000 = 0.886 \text{ (m}^3\text{)}$$

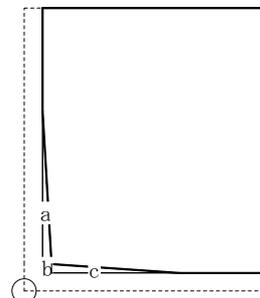
## 荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_s = 0.886 \times 19.0 = 16.83 \text{ (kN)}$$

## 作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.4588}{0.886} = 0.518 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5262}{0.886} = 0.594 \text{ (m)}$$



## 4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載るものを鉛直荷重として考慮する。

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.880 \times 1.000 = 8.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.950 - \frac{0.880}{2} = 0.510 \text{ (m)}$$

## 4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

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

ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- $\omega$  : すべり角 (°)
- $\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)
- $\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

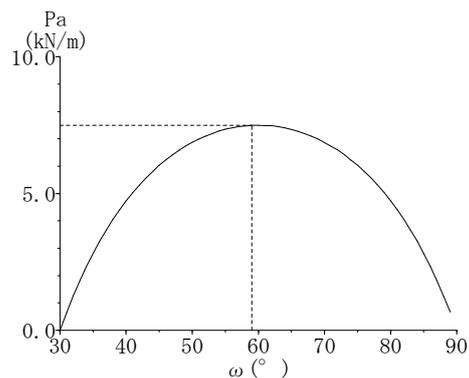
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

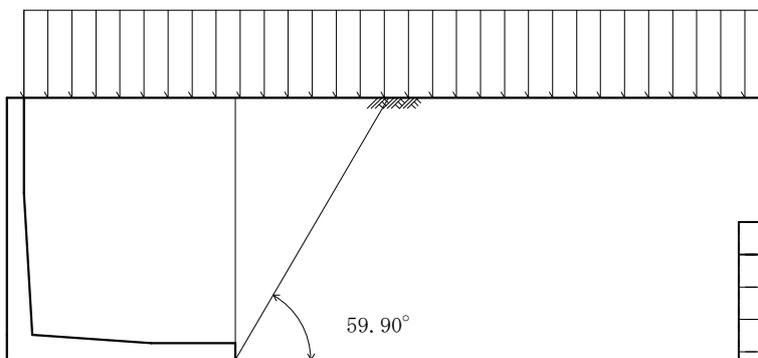
$h = 1.100 \text{ (m)}$   
 $\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 13.05 \text{ (kN/m)}$  [載荷重 : 6.38]  
 $\omega = 59.90 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{13.05 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 7.50 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
64.00	7.399	10.97
63.00	7.442	11.46
62.00	7.480	11.97
61.00	7.487	12.46
60.00	7.494	12.98
* 59.90	7.504	13.05
59.00	7.500	13.53
58.00	7.476	14.06
57.00	7.444	14.61
56.00	7.399	15.17
55.00	7.349	15.76

鉛直荷重

$$V = 7.50 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 7.50 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 7.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.950 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{1.100}{3} = 0.367 \text{ (m)}$$

## §5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

## 5.1 計算方法

## 1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \tan \delta + C \cdot B \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

$F_s$  : 滑動安全率

$F_{sa}$  : 滑動安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma H$  : 水平荷重 (kN)

$\tan \delta$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan \delta = 0.577$

$C$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力  $C = 0.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 0.950$  (m)

$L$  : 擁壁の奥行き(計算幅)  $L = 1.000$  (m)

## 2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} \geq F_{sa}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$\Sigma Mr$  : 抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma Mo$  : 転倒モーメント (kN・m)

$F_{sa}$  : 転倒安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$

つま先から合力の作用点までの距離  $d$  および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離  $e$  は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma Mr$  : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma Mo$  : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 0.950$  (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離  $e$  は次式を満足するものとする。

$$|e| \leq \frac{1}{6} B$$

## 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$\begin{aligned}
 e > \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} \\
 |e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad \left. \begin{aligned} q_1 \\ q_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\
 e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}
 \end{aligned}$$

ここに、

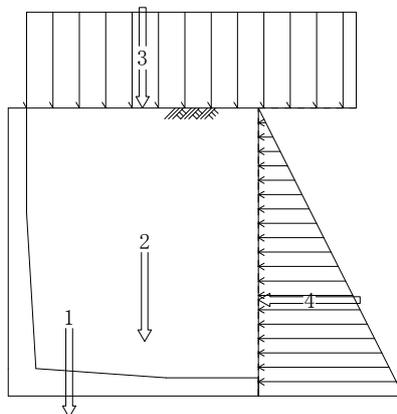
- $q_1, q_2$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Sigma V$  : 鉛直荷重 (kN)
- $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 0.950$  (m)
- $L$  : 擁壁の奥行 (計算幅)  $L = 1.000$  (m)
- $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 載荷重あり

No	荷重名	荷重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	3.87		0.232	0.303	0.90	
2	裏込め土	16.83		0.518	0.594	8.72	
3	載荷重	8.80		0.510	1.100	4.49	
4	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
合計 $\Sigma$		29.50	7.50			14.11	2.75

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{29.50 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.50} \\
 &= 2.27 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} = \frac{14.11}{2.75} = 5.13 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{14.11 - 2.75}{29.50} = 0.385 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.385 = 0.090 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.090 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.158 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

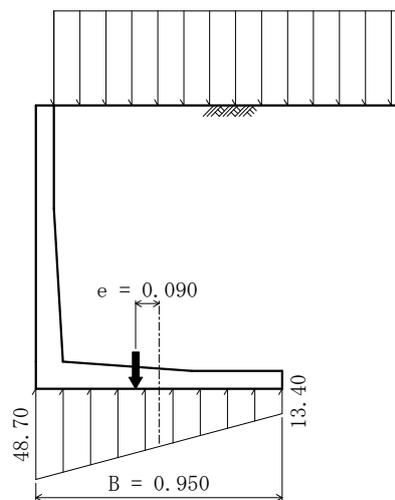
最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{29.50}{0.950 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.090}{0.950} \right)$$

$$= \begin{cases} 48.70 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.40 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

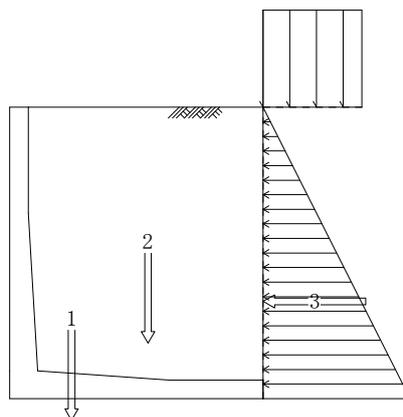
《地盤反力図》



## 5.2.2 載荷重なし

No	荷重名	荷重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	3.87		0.232	0.303	0.90	
2	裏込め土	16.83		0.518	0.594	8.72	
3	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
合計 Σ		20.70	7.50			9.62	2.75

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{20.70 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.50}$$

$$= 1.59 \geq F_{sa} = 1.5$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{9.62}{2.75} = 3.50 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{9.62 - 2.75}{20.70} = 0.332 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.332 = 0.143 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.143 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.158 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

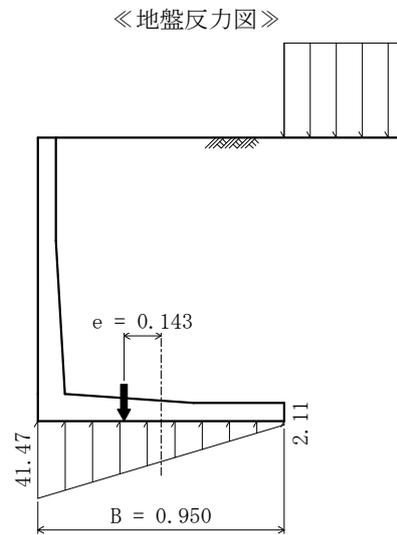
## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20.70}{0.950 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.143}{0.950} \right)$$

$$= \begin{cases} 41.47 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

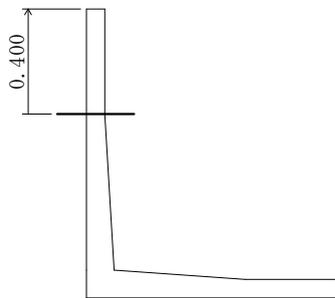


## §6 たて壁の部材断面設計

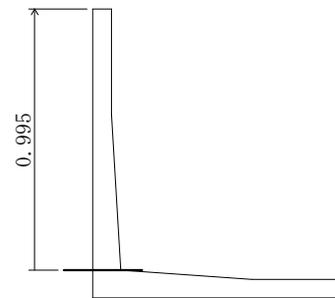
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



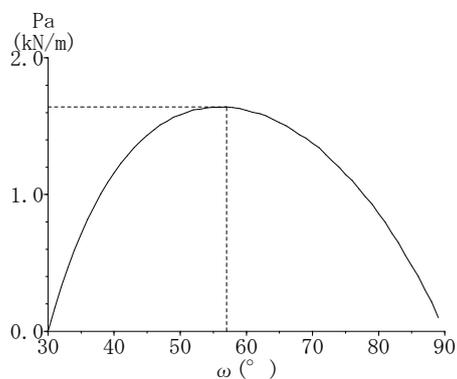
6.2 荷重の計算

たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

1) 中間部

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ W &= 3.57 \text{ (kN/m)} \text{ [載荷重 : 2.58]} \\ \omega &= 57.20 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

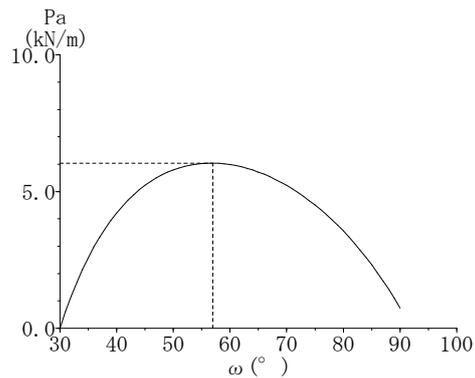
$$\begin{aligned} Pa &= \frac{3.57 \times \sin(57.20 - 30.00)}{\cos(57.20 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\ &= 1.64 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
62.00	1.593	2.94
61.00	1.600	3.05
60.00	1.615	3.18
59.00	1.630	3.32
58.00	1.636	3.45
* 57.20	1.645	3.57
57.00	1.642	3.59
56.00	1.640	3.72
55.00	1.638	3.86
54.00	1.635	4.01
53.00	1.624	4.15

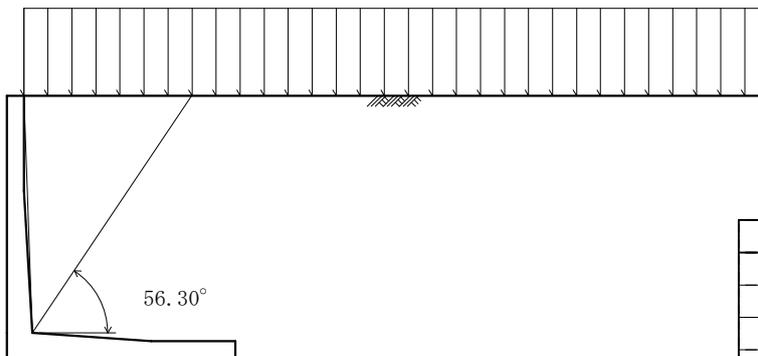
2) つけ根

$$\begin{aligned} \alpha &= 2.01 (^\circ) \\ W &= 13.60 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重 : } 6.99] \\ \omega &= 56.30 (^\circ) \\ \delta &= 20.00 (^\circ) \\ \phi &= 30.00 (^\circ) \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned} Pa &= \frac{13.60 \times \sin(56.30 - 30.00)}{\cos(56.30 - 30.00 - 20.00 - 2.01)} \\ &= 6.04 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
61.00	5.950	11.41
60.00	5.983	11.85
59.00	6.013	12.31
58.00	6.033	12.78
57.00	6.038	13.25
* 56.30	6.043	13.60
56.00	6.033	13.73
55.00	6.022	14.23
54.00	5.999	14.74
53.00	5.963	15.26
52.00	5.919	15.80

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 $\delta$ ( $^\circ$ )	傾斜角 $\alpha$ ( $^\circ$ )	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	1.64	20.00	0.00	1.54	0.133
つけ根	6.04	20.00	2.01	5.60	0.332

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 1.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 1.54 \times 0.133 \\ &= 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 5.60 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

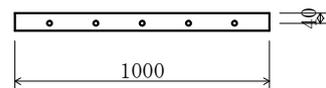
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 5.60 \times 0.332 \\ &= 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.54 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.20 \times 10^6}{1000 \times 16.6 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 0.70 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

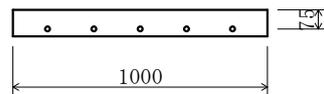
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.20 \times 10^6}{392 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 14.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.54 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 24.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.86 \times 10^6}{1000 \times 24.4 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 2.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.86 \times 10^6}{392 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 71.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

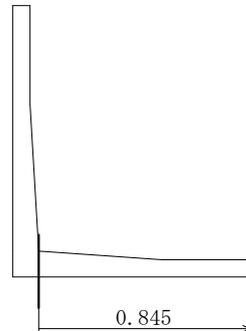
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.60 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持版として設計する。

### 7.1 断面検討位置

断面検討位置



### 7.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### (1) かかと版自重

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	0.845	0.105	0.089	0.423	0.0376
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.350 × 0.035	-0.012	0.670	-0.0080
合計			0.068		0.0266

作用位置

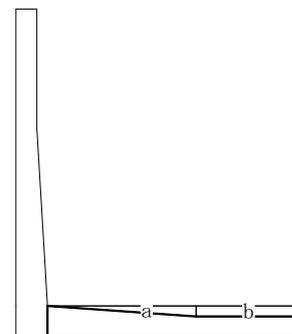
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0266}{0.068} = 0.391 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.068 \times 24.5 \times 1.000 = 1.67 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.67 \times 0.391 = 0.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	0.845	1.030	0.870	0.423	0.3680
a	-1/2	0.495	0.035	-0.009	-0.0015
合計			0.861		0.3665

作用位置

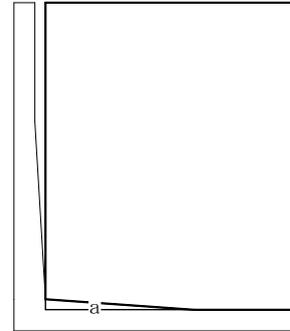
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.3665}{0.861} = 0.426 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.861 \times 19.0 \times 1.000 = 16.36 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.36 \times 0.426 = 6.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

$$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.845 \times 1.000 = 8.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.423 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.45 \times 0.423 = 3.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 48.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.40 + (48.70 - 13.40) \times \frac{0.845}{0.950} \\ &= 44.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(44.80 + 13.40) \times 0.845 \times 1.000}{2} \\ &= 24.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.845}{3} \times \frac{2 \times 13.40 + 44.80}{13.40 + 44.80} \\ &= 0.347 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.59 \times 0.347 = 8.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 41.47 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.11 + (41.47 - 2.11) \times \frac{0.845}{0.950} \\ &= 37.12 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(37.12 + 2.11) \times 0.845 \times 1.000}{2} \\ &= 16.57 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.845}{3} \times \frac{2 \times 2.11 + 37.12}{2.11 + 37.12} \\ &= 0.297 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.57 \times 0.297 = 4.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 7.3 設計断面力

## 1) 荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	16.36	6.97
3	地盤反力	-24.59	-8.53
4	自動車荷重	8.45	3.57
	合 計 $\Sigma$	1.89	2.66

## 2) 荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	16.36	6.97
3	地盤反力	-16.57	-4.92
	合 計 $\Sigma$	1.46	2.70

断面計算に用いる曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメント  $M_o = 1.86$  (kN・m) とする。  
 実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 1.89 \text{ (kN)}$$

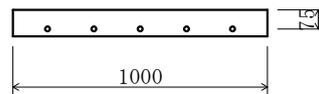
曲げモーメント

$$M = 1.86 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 24.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.89 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.86 \times 10^6}{1000 \times 24.4 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 2.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

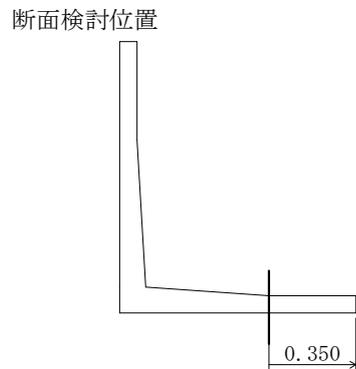
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.86 \times 10^6}{392 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 71.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.89 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

### 8.1 断面検討位置



### 8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### (1) かかと版自重

面積

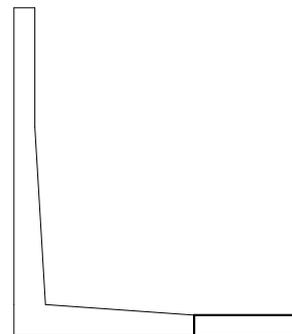
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.025 \times 24.5 \times 1.000 = 0.61 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.61 \times 0.175 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

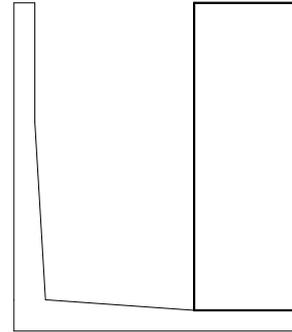
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.030 = 0.361 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.361 \times 19.0 \times 1.000 = 6.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.86 \times 0.175 = 1.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

$$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.350 \times 1.000 = 3.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.175 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.50 \times 0.175 = 0.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 48.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.40 + (48.70 - 13.40) \times \frac{0.350}{0.950} \\ &= 26.41 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.41 + 13.40) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 13.40 + 26.41}{13.40 + 26.41} \\ &= 0.156 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.97 \times 0.156 = 1.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 41.47 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.11 + (41.47 - 2.11) \times \frac{0.350}{0.950}$$

$$= 16.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.61 + 2.11) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.28 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 2.11 + 16.61}{2.11 + 16.61}$$

$$= 0.130 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.28 \times 0.130 = 0.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.3 設計断面力

かかと版中間部の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

## 1) 荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-6.97	-1.09
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	4.00	0.83

## 2) 荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-3.28	-0.43
	合 計 Σ	4.19	0.88

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 4.19 \text{ (kN)}$$

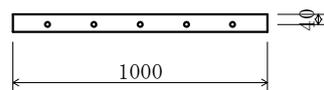
曲げモーメント

$$M = 0.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 4.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.88 \times 10^6}{1000 \times 16.6 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 3.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.88 \times 10^6}{392 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 65.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.19 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$