

CLP (H) 700 × (B) 750 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

## 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

## §1 設計条件

## 1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 0.700 \text{ (m)}$
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	$q = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
(6) 単位体積重量 製品	$\gamma_c = 24.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

## 1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土	
せん断抵抗角	$\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
(2) 支持地盤の定数	
擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.577$
〃 の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 31.29 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

## 1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e  \leq 1/6 B$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50$

## 1.4 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート	
設計基準強度	$\sigma_{ck} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
(2) 鉄筋	
許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

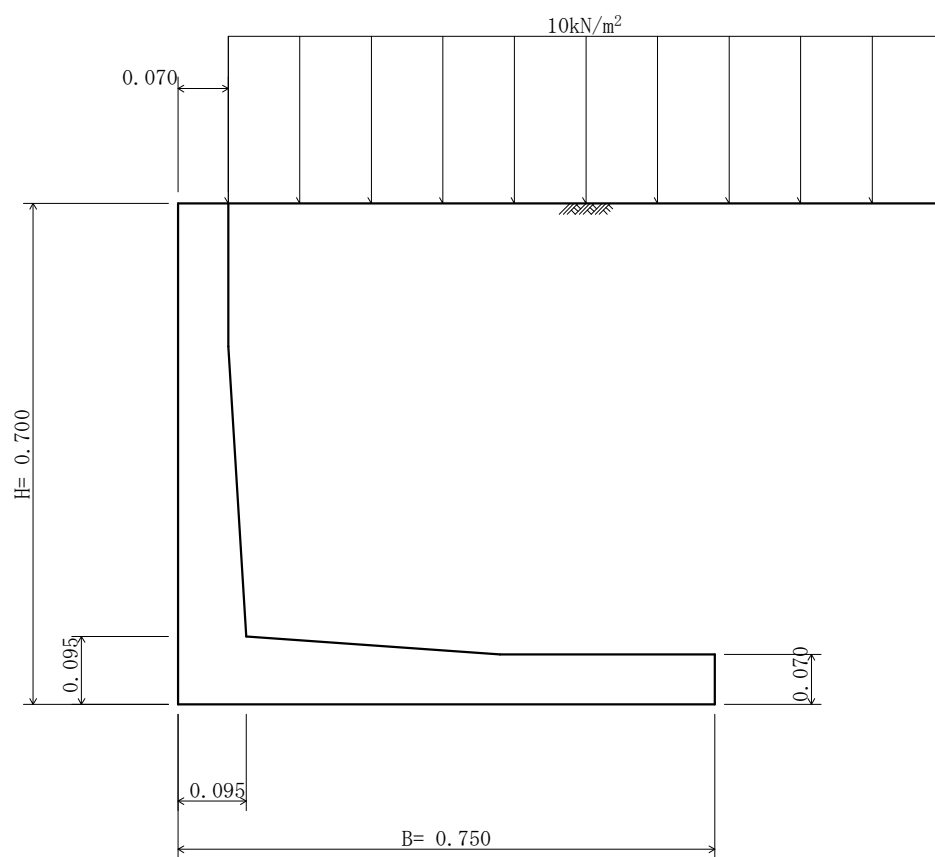
## 1.5 参考文献

一、道路土工 ― 擁壁工指針 (社)日本道路協会

## § 2 一般形状寸法図

## 2.1 一般図

製品名：CLP (H)700×(B)750



## §3 計算結果

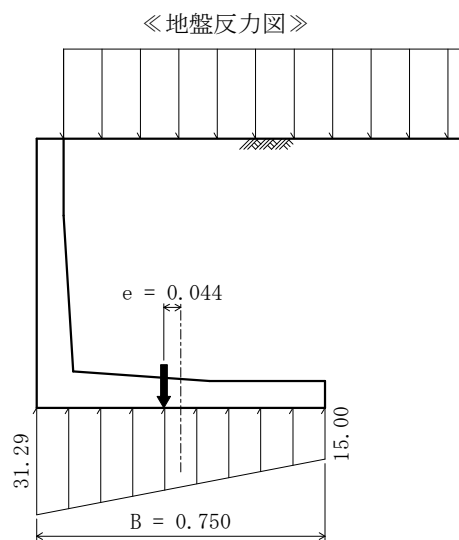
## 3.1 安定計算結果

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 安全率 $F_s$	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
17.36	3.89	0.044	7.32	2.57	31.29   15.00	0. K.
許 容 値		0.125	1.50	1.50		

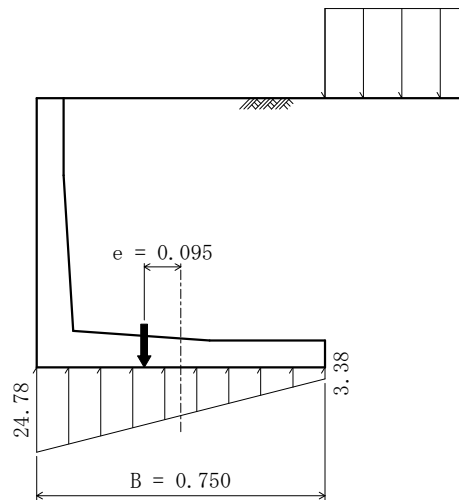


## 3.1.2 載荷重なし

## (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 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
10.56	3.89	0.095	4.25	1.57	24.78      3.38	0. K.
許 容 値		0.125	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	65
		As (mm <sup>2</sup> )	D6 - 6.5 206	D6 - 6.5 206
		x (mm)	12.9	17.2
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.04 \times 10^6$	$0.56 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$0.67 \times 10^3$	$2.77 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.17	1.10
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	5.4	45.9
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.02	0.04
		$\tau_{ca}$	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)	65	40
		As (mm <sup>2</sup> )	D6 - 6.5 206	D6 - 6.5 206
		x (mm)	17.2	12.9
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.56 \times 10^6$	$0.34 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.06 \times 10^3$	$1.80 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	1.10	1.48
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	45.9	46.2
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.02	0.05
		$\tau_{ca}$	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

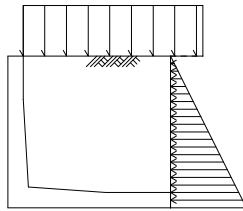
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

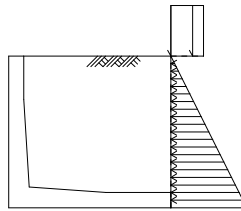
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

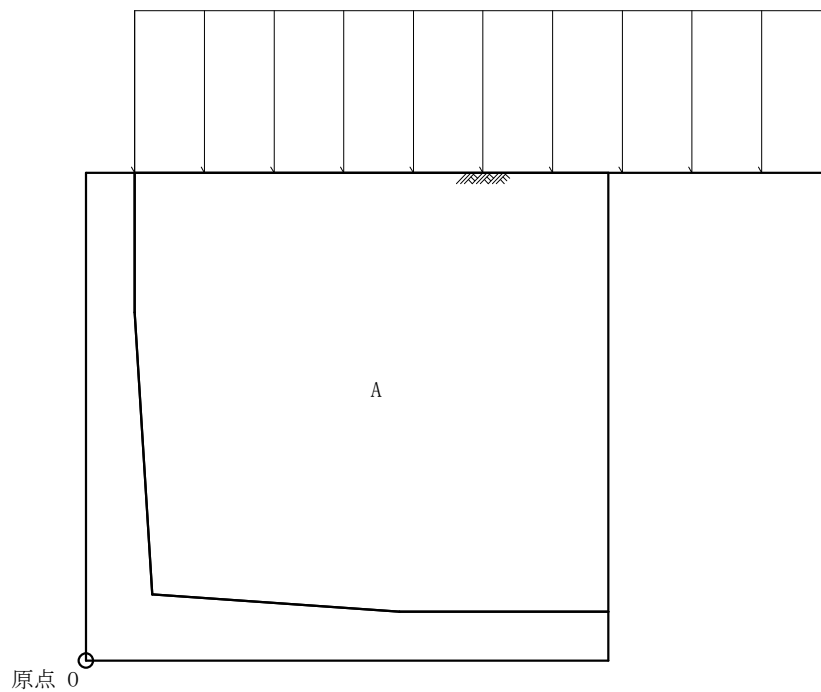


2) 載荷重なし



### 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> )
	0.750	0.700	= 0.525	0.375	0.350	0.1969	0.1838
a	-	0.025	0.200 = -0.005	0.083	0.600	-0.0004	-0.0030
b	-1/2	0.025	0.405 = -0.005	0.087	0.365	-0.0004	-0.0018
c	-	0.355	0.605 = -0.215	0.273	0.398	-0.0587	-0.0856
d	-1/2	0.355	0.025 = -0.004	0.332	0.087	-0.0013	-0.0003
e	-	0.300	0.630 = -0.189	0.600	0.385	-0.1134	-0.0728
合 計			0.107			0.0227	0.0203

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.107 \times 1.000 = 0.107 \text{ (m}^3\text{)}$$

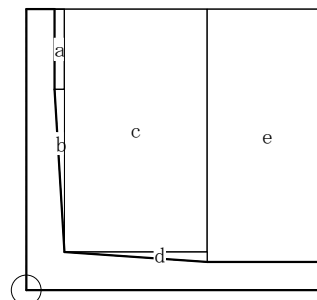
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.107 \times 24.5 = 2.62 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0227}{0.107} = 0.212 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0203}{0.107} = 0.190 \text{ (m)}$$



## (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> )
	0.680	0.630	= 0.428	0.410	0.385	0.1755	0.1648
a	-1/2	0.025	0.405 = -0.005	0.078	0.230	-0.0004	-0.0012
b	-	0.025	0.025 = -0.001	0.083	0.083	-0.0001	-0.0001
c	-1/2	0.355	0.025 = -0.004	0.213	0.078	-0.0009	-0.0003
合 計			0.418			0.1741	0.1632

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.418 \times 1.000 = 0.418 \text{ (m}^3\text{)}$$

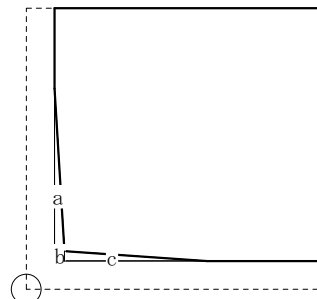
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.418 \times 19.0 = 7.94 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1741}{0.418} = 0.417 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1632}{0.418} = 0.390 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.680 \times 1.000 = 6.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.750 - \frac{0.680}{2} = 0.410 \text{ (m)}$$

## 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

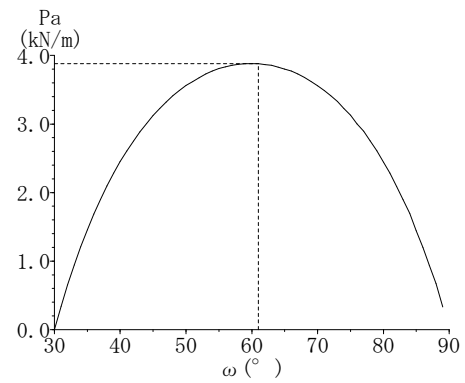
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

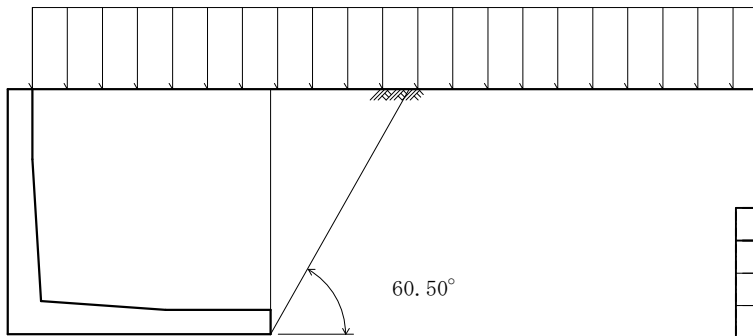
- $V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 0.700 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 6.60 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 3.96] \\
 \omega &= 60.50 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{6.60 \times \sin(60.50 - 30.00)}{\cos(60.50 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 3.89 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
65.00	3.802	5.43
64.00	3.831	5.68
63.00	3.857	5.94
62.00	3.868	6.19
61.00	3.882	6.46
* 60.50	3.888	6.60
60.00	3.880	6.72
59.00	3.880	7.00
58.00	3.871	7.28
57.00	3.857	7.57
56.00	3.834	7.86

鉛直荷重

$$V = 3.89 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 3.89 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 3.89 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 0.750 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{0.700}{3} = 0.233 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $B = 0.750$  (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  $B = 0.750$  (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 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\Sigma V$  : 鉛直荷重 ( $\text{kN}$ )

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 0.750$  (m)

$L$  : 擁壁の奥行き (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)

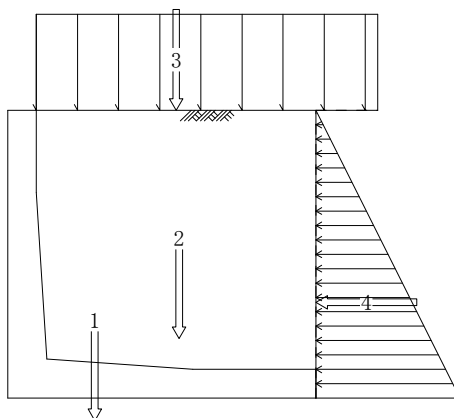
$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 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 $V$ ( $\text{kN}$ )	水平 $H$ ( $\text{kN}$ )	$x$ (m)	$y$ (m)	抵抗 $M_r$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	転倒 $M_o$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )
1	躯体	2.62		0.212	0.190	0.56	
2	裏込め土	7.94		0.417	0.390	3.31	
3	載荷重	6.80		0.410	0.700	2.79	
4	土圧		3.89	0.750	0.233		0.91
合 計 $\Sigma$		17.36	3.89			6.66	0.91

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{17.36 \times 0.577 + 0.0 \times 0.750 \times 1.000}{3.89} \\
 &= 2.57 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{6.66}{0.91} = 7.32 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{6.66 - 0.91}{17.36} = 0.331 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.750}{2} - 0.331 = 0.044 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.044 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.125 \text{ (m)}$$

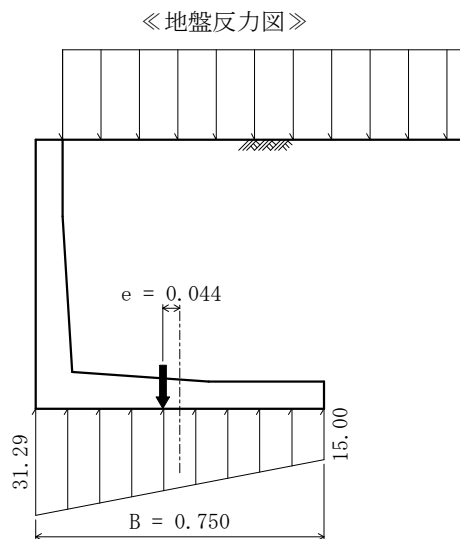
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{17.36}{0.750 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.044}{0.750} \right) \\ &= \begin{cases} 31.29 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 15.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

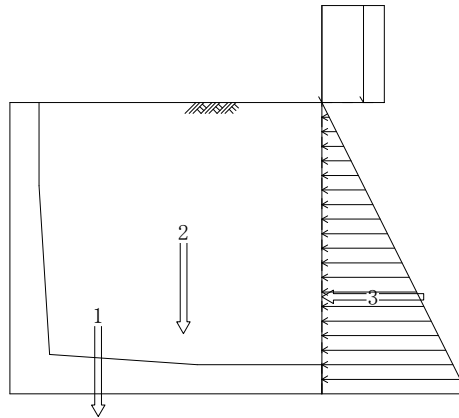
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	2.62		0.212	0.190	0.56	
2	裏込め土	7.94		0.417	0.390	3.31	
3	土圧		3.89	0.750	0.233		0.91
合 計 Σ		10.56	3.89			3.87	0.91

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{10.56 \times 0.577 + 0.0 \times 0.750 \times 1.000}{3.89}$$

$$= 1.57 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{3.87}{0.91} = 4.25 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{3.87 - 0.91}{10.56} = 0.280 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.750}{2} - 0.280 = 0.095 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.095 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.125 \text{ (m)}$$

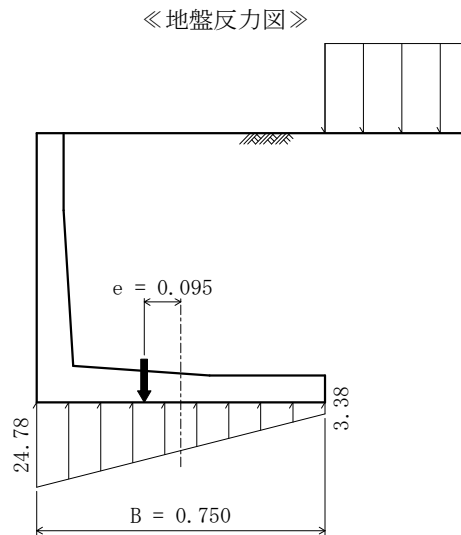
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{10.56}{0.750 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.095}{0.750} \right) \\
 &= \begin{cases} 24.78 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 3.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。



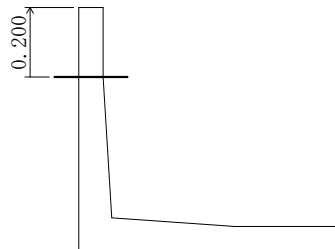


## §6 たて壁の部材断面設計

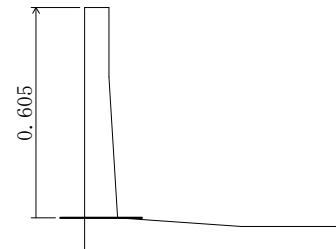
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



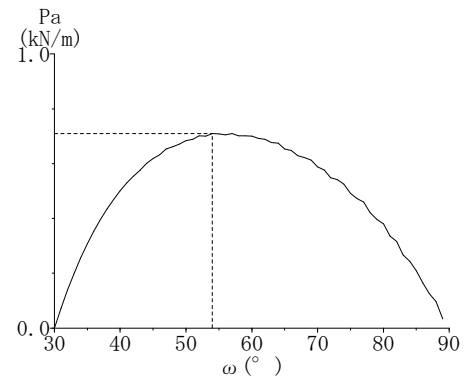
## 6.2 荷重の計算

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

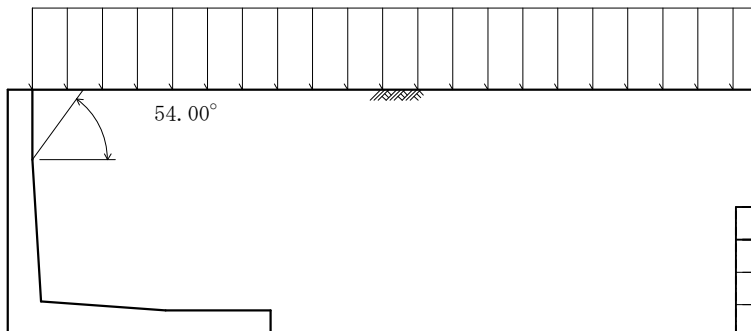
## 1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 1.74 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 1.45] \\
 \omega &= 54.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

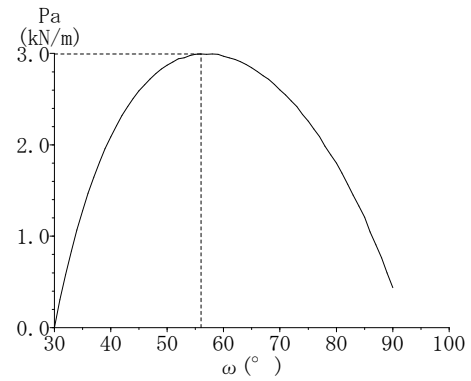
$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{1.74 \times \sin(54.00 - 30.00)}{\cos(54.00 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 0.71 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
58.00	0.702	1.48
57.00	0.709	1.55
56.00	0.705	1.60
55.00	0.708	1.67
* 54.00	0.709	1.74
53.00	0.700	1.79
52.00	0.701	1.87
51.00	0.688	1.92
50.00	0.684	2.00

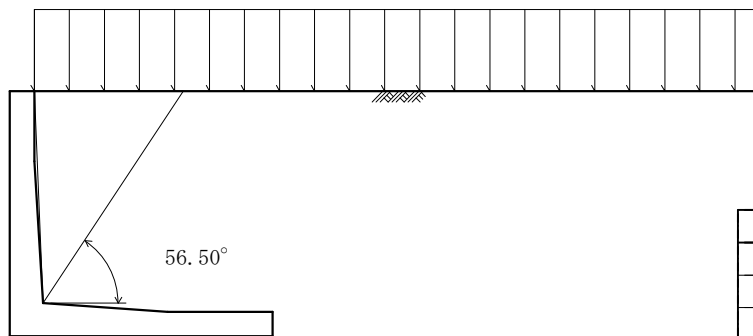
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.37 (^{\circ}) \\
 W &= 6.71 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.25] \\
 \omega &= 56.50 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{6.71 \times \sin(56.50 - 30.00)}{\cos(56.50 - 30.00 - 20.00 - 2.37)} \\
 &= 3.00 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
61.00	2.954	5.67
60.00	2.971	5.89
59.00	2.992	6.13
58.00	2.996	6.35
57.00	2.992	6.57
* 56.50	3.002	6.71
56.00	2.996	6.82
55.00	2.991	7.07
54.00	2.979	7.32
53.00	2.954	7.56
52.00	2.941	7.85

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

	土圧力 $P_a$ (kN/m)	摩擦角 $\delta$ (°)	傾斜角 $\alpha$ (°)	水平荷重 $H$ (kN)	作用位置 $y$ (m)
中間部	0.71	20.00	0.00	0.67	0.067
つけ根	3.00	20.00	2.37	2.77	0.202

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 0.67 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 0.67 \times 0.067 \\ &= 0.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 2.77 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.77 \times 0.202 \\ &= 0.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

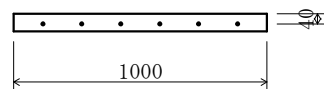
## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\text{有効幅} \quad b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ} \quad d = 40 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 12.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 0.67 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.04 \times 10^6}{1000 \times 12.9 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.04 \times 10^6}{206 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 5.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{0.67 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

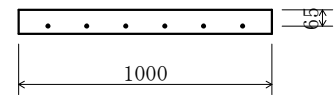
## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\text{有効幅} \quad b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ} \quad d = 65 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 65}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 17.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 2.77 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.56 \times 10^6}{1000 \times 17.2 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.56 \times 10^6}{206 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 45.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

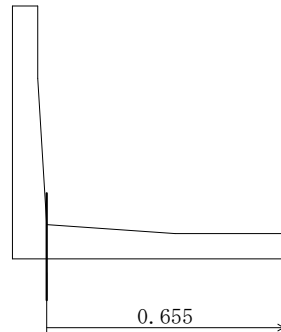
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.77 \times 10^3}{1000 \times 65} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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> )
	0.655	0.095	0.062	0.328	0.0203
a	-1/2 × 0.355	0.025	-0.004	0.237	-0.0009
b	-	0.300	0.025	-0.008	-0.0040
合計			0.050		0.0154

作用位置

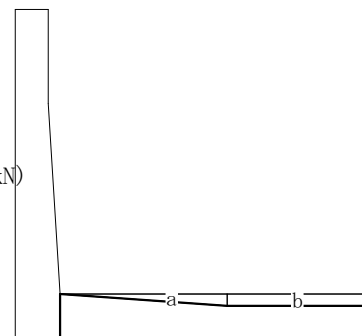
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0154}{0.050} = 0.308 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.050 \times 24.5 \times 1.000 = 1.23 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.23 \times 0.308 = 0.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	0.655	0.630	0.413	0.328	0.1355
a	-1/2	0.355	0.025	-0.004	-0.0005
合 計			0.409		0.1350

作用位置

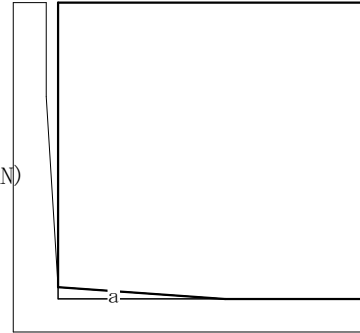
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1350}{0.409} = 0.330 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.409 \times 19.0 \times 1.000 = 7.77 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.77 \times 0.330 = 2.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.655 \times 1.000 = 6.55 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.328 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.55 \times 0.328 = 2.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 载荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 31.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 15.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 15.00 + (31.29 - 15.00) \times \frac{0.655}{0.750} \\ &= 29.23 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.23 + 15.00) \times 0.655 \times 1.000}{2} \\ &= 14.49 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.655}{3} \times \frac{2 \times 15.00 + 29.23}{15.00 + 29.23} \\ &= 0.292 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.49 \times 0.292 = 4.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 载荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 24.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 3.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 3.38 + (24.78 - 3.38) \times \frac{0.655}{0.750} \\ &= 22.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(22.07 + 3.38) \times 0.655 \times 1.000}{2} \\ &= 8.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.655}{3} \times \frac{2 \times 3.38 + 22.07}{3.38 + 22.07} \\ &= 0.247 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.33 \times 0.247 = 2.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 7.3 設計断面力

## 1) 載荷重あり

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	1.23	0.38
2	かかと版上の載荷土	7.77	2.56
3	地盤反力	-14.49	-4.23
4	自動車荷重	6.55	2.15
	合 計 $\Sigma$	1.06	0.86

## 2) 載荷重なし

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	1.23	0.38
2	かかと版上の載荷土	7.77	2.56
3	地盤反力	-8.33	-2.06
	合 計 $\Sigma$	0.67	0.88

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  $M_o = 0.56$  (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

$$S = 1.06 \text{ (kN)}$$

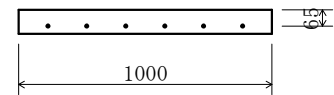
曲げモーメント

$$M = 0.56 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 65 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 65}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 17.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

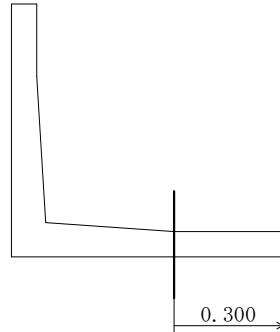
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.56 \times 10^6}{1000 \times 17.2 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.56 \times 10^6}{206 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 45.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.06 \times 10^3}{1000 \times 65} \\ &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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

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

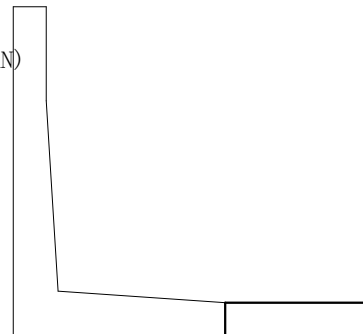
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.070 = 0.021 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.021 \times 24.5 \times 1.000 = 0.51 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.51 \times 0.150 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

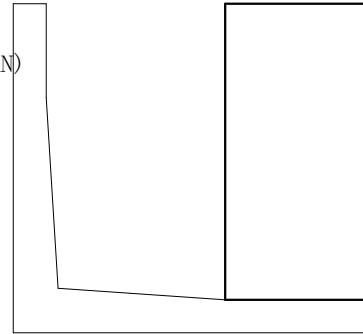
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.630 = 0.189 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.189 \times 19.0 \times 1.000 = 3.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.59 \times 0.150 = 0.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.300 \times 1.000 = 3.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.150 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.00 \times 0.150 = 0.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 31.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 15.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 15.00 + (31.29 - 15.00) \times \frac{0.300}{0.750} \\ &= 21.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(21.52 + 15.00) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.48 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 15.00 + 21.52}{15.00 + 21.52} \\ &= 0.141 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.48 \times 0.141 = 0.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 24.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 3.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 3.38 + (24.78 - 3.38) \times \frac{0.300}{0.750}$$

$$= 11.94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(11.94 + 3.38) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 3.38 + 11.94}{3.38 + 11.94}$$

$$= 0.122 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.30 \times 0.122 = 0.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	3.59	0.54
3	地盤反力	-5.48	-0.77
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	1.62	0.30

## 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	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	3.59	0.54
3	地盤反力	-2.30	-0.28
	合 計 Σ	1.80	0.34

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 1.80 \text{ (kN)}$$

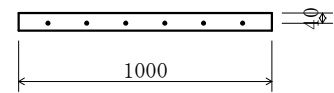
曲げモーメント

$$M = 0.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 12.9 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 0.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.80 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.34 \times 10^6}{1000 \times 12.9 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 1.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.34 \times 10^6}{206 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 46.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.80 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$