

CLP (H) 1700 × (B) 1300 × (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 .....	11
§ 6 たて壁の部材断面設計 .....	16
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計 .....	21
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計 .....	26

## §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      | $H = 1.700 \text{ (m)}$                   |
| (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                   | $q_a = 73.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$ |

## 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    | $\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   |

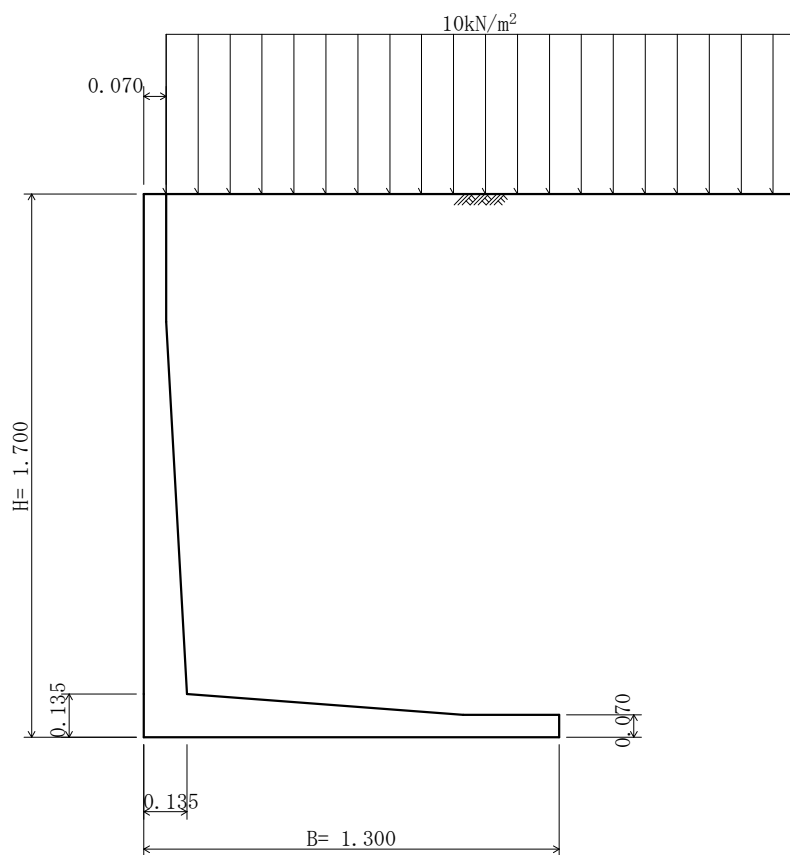
## 1.5 参考文献

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) 1700 × (B) 1300



## §3 計算結果

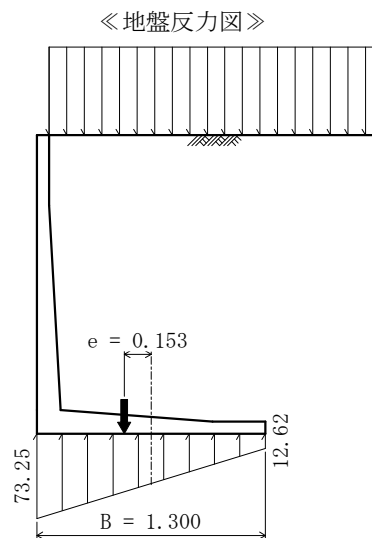
## 3.1 安定計算結果

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
55.81	14.82	0.153	4.30	2.17	73.25      12.62	O. K.
許 容 値		0.217	1.50	1.50		

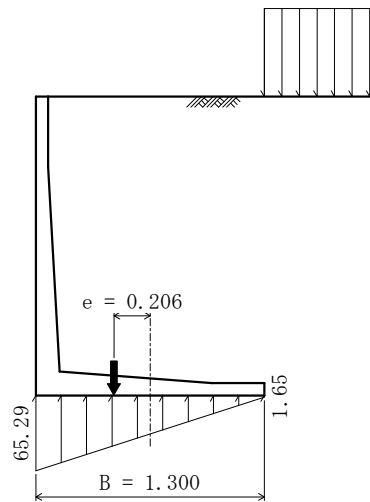


## 3.1.2 載荷重なし

## (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
43.51	14.82	0.206	3.30	1.69	65.29	1.65	0. K.
許 容 値		0.217	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	105
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 5.5 697	D13 - 5.5 697
		x (mm)	20.3	37.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.20 \times 10^6$	$5.91 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.54 \times 10^3$	$11.33 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.59	3.40
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	8.6	91.7
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.11
		$\tau_{ca}$	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)	105	40
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 5.5 697	D13 - 5.5 697
		x (mm)	37.6	20.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$5.91 \times 10^6$	$1.18 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$3.52 \times 10^3$	$7.10 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.40	3.50
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	91.7	50.9
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.18
		$\tau_{ca}$	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

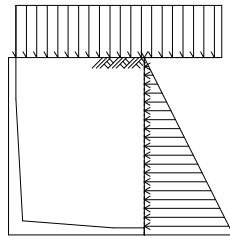
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

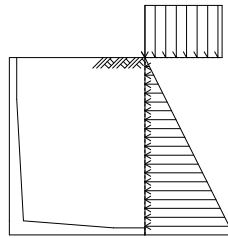
常 時                  自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



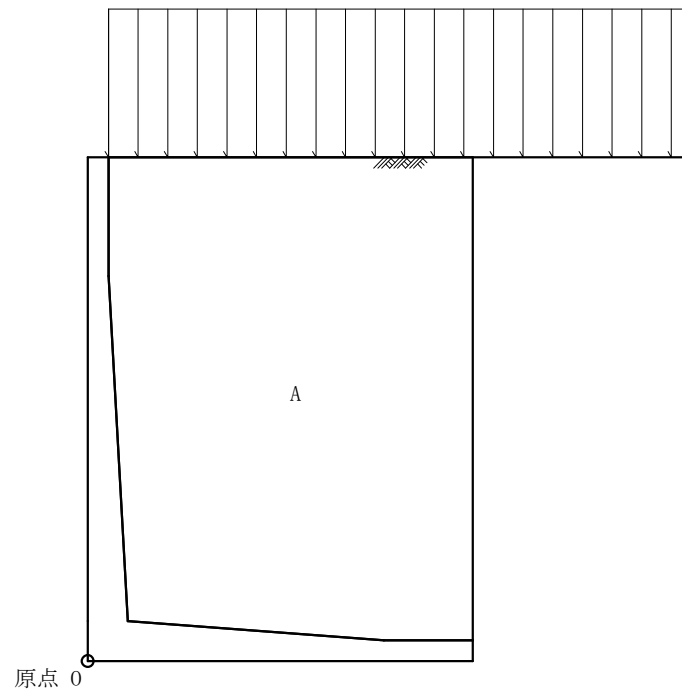
2) 載荷重なし





## 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> )
	1.300	1.700	2.210	0.650	0.850	1.4365	1.8785
a	-	0.065	0.400	-0.026	0.103	-0.0027	-0.0390
b	-1/2	0.065	1.165	-0.038	0.113	-0.0043	-0.0347
c	-	0.865	1.565	-1.354	0.568	-0.7691	-1.2430
d	-1/2	0.865	0.065	-0.028	0.712	-0.0199	-0.0032
e	-	0.300	1.630	-0.489	1.150	-0.5624	-0.4328
合 計			0.275			0.0781	0.1258

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.275 \times 1.000 = 0.275 \text{ (m}^3\text{)}$$

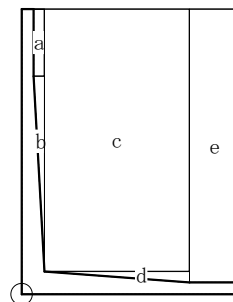
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.275 \times 24.5 = 6.74 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0781}{0.275} = 0.284 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1258}{0.275} = 0.457 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.230	1.630	2.005	0.685	0.885	1.3734	1.7744
a	-1/2	0.065	1.165	-0.038	0.092	-0.0035	-0.0199
b	-	0.065	0.065	-0.004	0.103	-0.0004	-0.0004
c	-1/2	0.865	0.065	-0.028	0.423	-0.0118	-0.0026
合 計			1.935			1.3577	1.7515

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.935 \times 1.000 = 1.935 \text{ (m}^3\text{)}$$

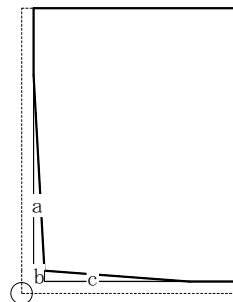
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.935 \times 19.0 = 36.77 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.3577}{1.935} = 0.702 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.7515}{1.935} = 0.905 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.230 \times 1.000 = 12.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.300 - \frac{1.230}{2} = 0.685 \text{ (m)}$$

## 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

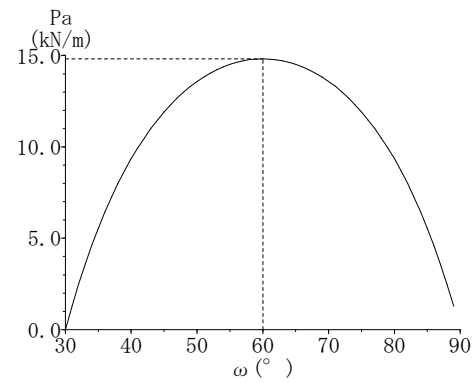
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

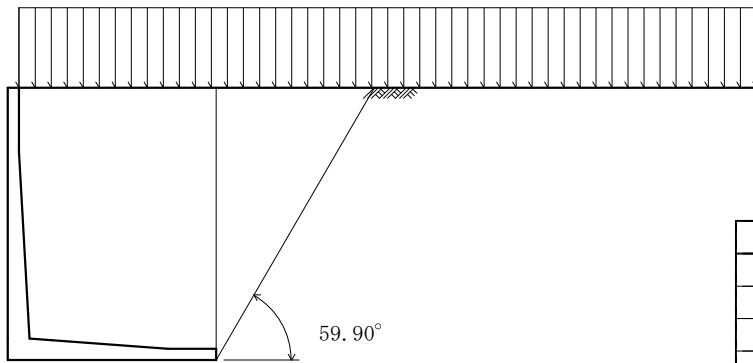
- $V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 1.700 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 25.78 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 9.85] \\
 \omega &= 59.90 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{25.78 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 14.82 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
64.00	14.630	21.69
63.00	14.709	22.65
62.00	14.766	23.63
61.00	14.805	24.64
60.00	14.815	25.66
* 59.90	14.824	25.78
59.00	14.806	26.71
58.00	14.771	27.78
57.00	14.705	28.86
56.00	14.627	29.99
55.00	14.516	31.13

鉛直荷重

$$V = 14.82 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 14.82 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 14.82 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.300 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.700}{3} = 0.567 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $B = 1.300$  (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  $B = 1.300$  (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、

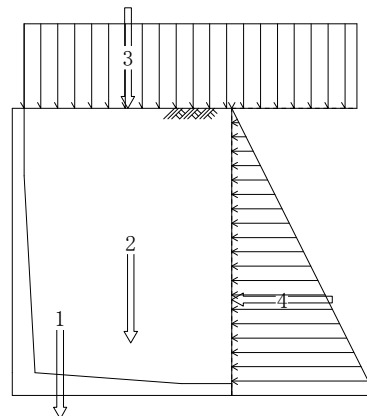
$q_1, q_2$  : 地盤反力度 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\Sigma V$  : 鉛直荷重 ( $\text{kN}$ )  
 $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.300$  (m)  
 $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 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 (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	6.74		0.284	0.457	1.91	
2	裏込め土	36.77		0.702	0.905	25.81	
3	載荷重	12.30		0.685	1.700	8.43	
4	土圧		14.82	1.300	0.567		8.40
合 計 $\Sigma$		55.81	14.82			36.15	8.40

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{55.81 \times 0.577 + 0.0 \times 1.300 \times 1.000}{14.82} \\
 &= 2.17 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{36.15}{8.40} = 4.30 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{36.15 - 8.40}{55.81} = 0.497 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.497 = 0.153 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.153 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.217 \text{ (m)}$$

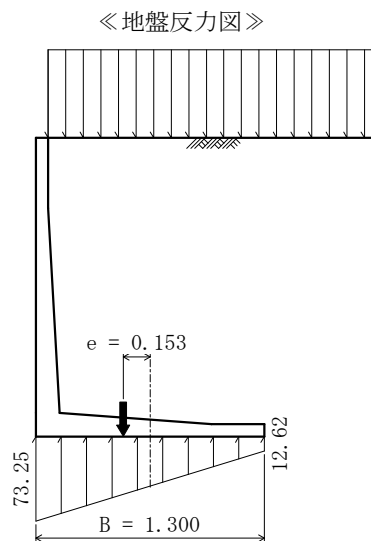
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{55.81}{1.300 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.153}{1.300} \right) \\ q_2 &= \begin{cases} 73.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。





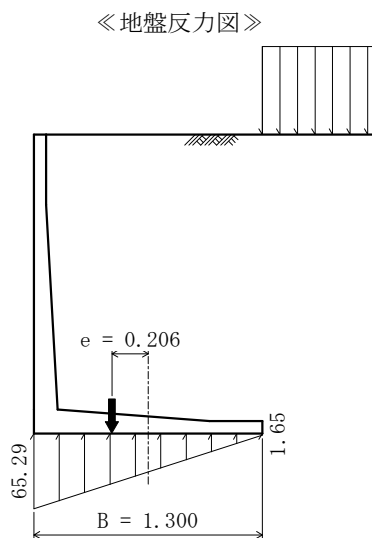


## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{43.51}{1.300 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.206}{1.300} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 65.29 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

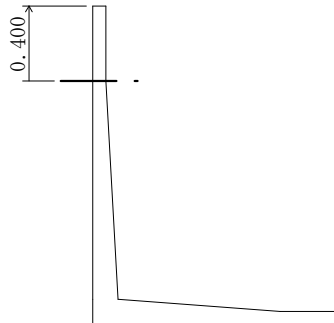


## §6 たて壁の部材断面設計

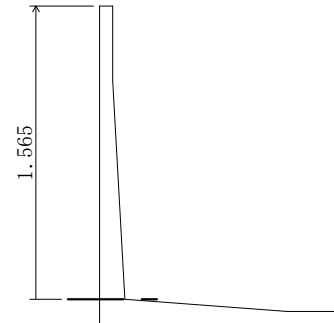
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



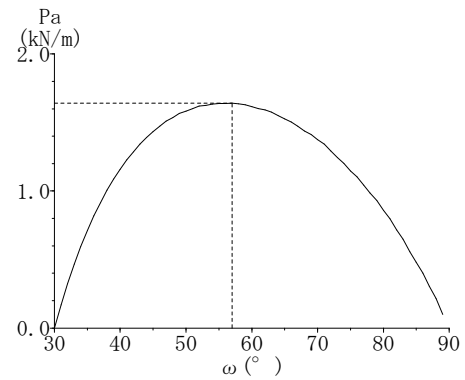
## 6.2 荷重の計算

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

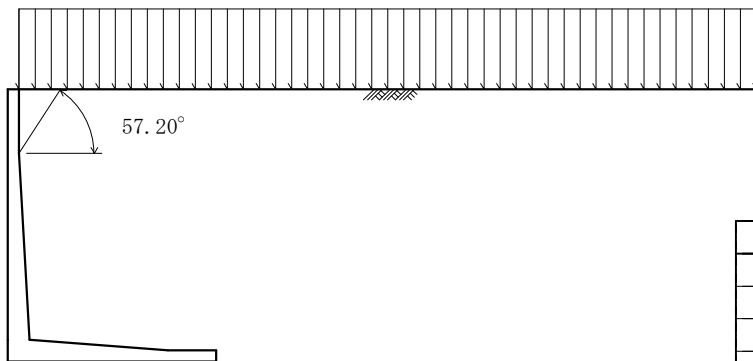
## 1) 中間部

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



最大主働土圧合力

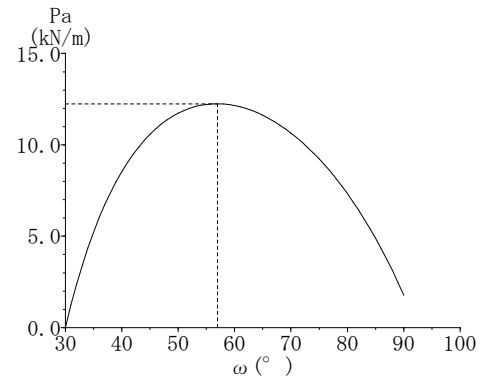
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{3.57 \times \sin(57.20 - 30.00)}{\cos(57.20 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 1.64 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
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

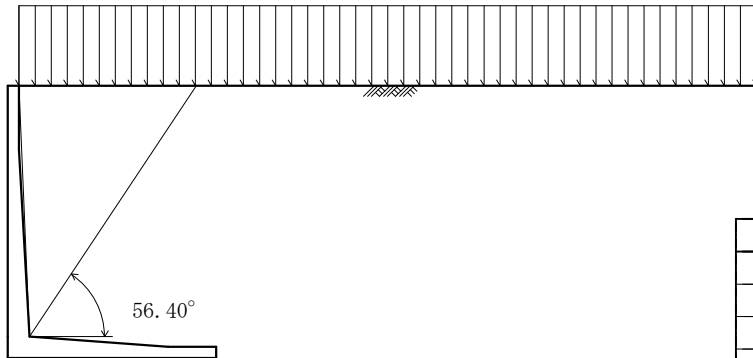
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.38 (^{\circ}) \\
 W &= 27.48 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 11.05] \\
 \omega &= 56.40 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{27.48 \times \sin(56.40 - 30.00)}{\cos(56.40 - 30.00 - 20.00 - 2.38)} \\
 &= 12.25 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
61.00	12.080	23.19
60.00	12.152	24.09
59.00	12.206	25.01
58.00	12.232	25.93
57.00	12.248	26.89
* 56.40	12.249	27.48
56.00	12.242	27.87
55.00	12.210	28.86
54.00	12.166	29.90
53.00	12.094	30.95
52.00	11.999	32.03

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

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 $\delta$ ( $^{\circ}$ )	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	12.25	20.00	2.38	11.33	0.522

## 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

$$S = H = 11.33 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 11.33 \times 0.522 \\ &= 5.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

## (1) 中間部

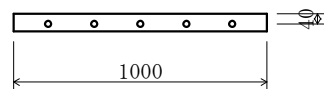
単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\text{鉄筋量} \quad A_s = D13 - 5.5$$

$$= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 1.54 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.20 \times 10^6}{1000 \times 20.3 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 0.59 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.20 \times 10^6}{697 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 8.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

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

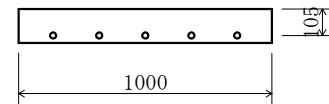
## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅  $b = 1000$  (mm)

有効高さ  $d = 105$  (mm)

鉄筋量  $A_s = D13 - 5.5$   
 $= 6.97$  (cm<sup>2</sup>) = 697 (mm<sup>2</sup>)



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\} \\
 &= 37.6 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

設計断面力

曲げモーメント  $M = 5.91$  (kN・m)

せん断力  $S = 11.33$  (kN)

実応力度

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 5.91 \times 10^6}{1000 \times 37.6 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\
 &= 3.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{5.91 \times 10^6}{697 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\
 &= 91.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}
 \end{aligned}$$

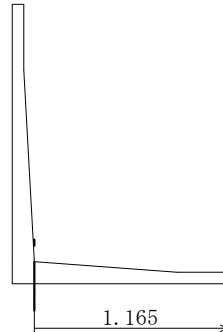
$$\begin{aligned}
 \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{11.33 \times 10^3}{1000 \times 105} \\
 &= 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}
 \end{aligned}$$

## §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> )
	1.165	0.135	0.157	0.583	0.0915
a	-1/2 × 0.865	0.065	-0.028	0.577	-0.0162
b	-0.300	0.065	-0.020	1.015	-0.0203
合計			0.109		0.0550

作用位置

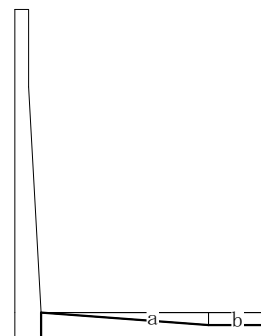
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0550}{0.109} = 0.505 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.109 \times 24.5 \times 1.000 = 2.67 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.67 \times 0.505 = 1.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	1.165	1.630	1.899	0.583	1.1071
a	-1/2	0.865	0.065	-0.028	-0.0081
合 計			1.871		1.0990

作用位置

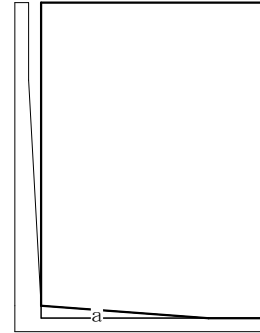
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.0990}{1.871} = 0.587 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.871 \times 19.0 \times 1.000 = 35.55 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 35.55 \times 0.587 = 20.87 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.165 \times 1.000 = 11.65 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.583 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 11.65 \times 0.583 = 6.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 73.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.62 + (73.25 - 12.62) \times \frac{1.165}{1.300} \\ &= 66.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(66.95 + 12.62) \times 1.165 \times 1.000}{2} \\ &= 46.35 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.165}{3} \times \frac{2 \times 12.62 + 66.95}{12.62 + 66.95} \\ &= 0.450 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 46.35 \times 0.450 = 20.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 65.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.65 + (65.29 - 1.65) \times \frac{1.165}{1.300} \\ &= 58.68 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(58.68 + 1.65) \times 1.165 \times 1.000}{2} \\ &= 35.14 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.165}{3} \times \frac{2 \times 1.65 + 58.68}{1.65 + 58.68} \\ &= 0.399 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 35.14 \times 0.399 = 14.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	2.67	1.35
2	かかと版上の載荷土	35.55	20.87
3	地盤反力	-46.35	-20.86
4	自動車荷重	11.65	6.79
	合 計 $\Sigma$	3.52	8.15

## 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	2.67	1.35
2	かかと版上の載荷土	35.55	20.87
3	地盤反力	-35.14	-14.02
	合 計 $\Sigma$	3.08	8.20

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  $M_o = 5.91$  (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

$$S = 3.52 \text{ (kN)}$$

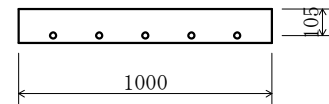
曲げモーメント

$$M = 5.91 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 105 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 37.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 5.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.52 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

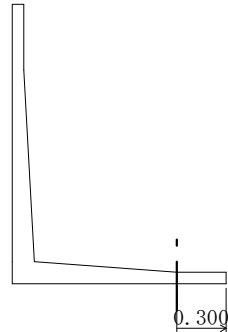
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 5.91 \times 10^6}{1000 \times 37.6 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\ &= 3.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{5.91 \times 10^6}{697 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\ &= 91.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.52 \times 10^3}{1000 \times 105} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §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

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

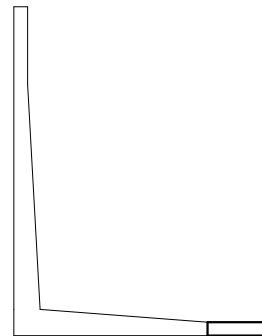
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.070 = 0.021 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

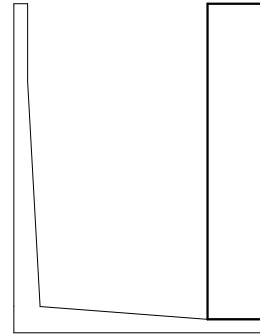
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 1.630 = 0.489 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.489 \times 19.0 \times 1.000 = 9.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.29 \times 0.150 = 1.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

$$q_1 = 73.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.62 + (73.25 - 12.62) \times \frac{0.300}{1.300} \\ &= 26.61 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.61 + 12.62) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.88 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 12.62 + 26.61}{12.62 + 26.61} \\ &= 0.132 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.88 \times 0.132 = 0.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 65.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.65 + (65.29 - 1.65) \times \frac{0.300}{1.300}$$

$$= 16.34 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.34 + 1.65) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 1.65 + 16.34}{1.65 + 16.34}$$

$$= 0.109 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.70 \times 0.109 = 0.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	9.29	1.39
3	地盤反力	-5.88	-0.78
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	6.92	1.14

## 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	9.29	1.39
3	地盤反力	-2.70	-0.29
	合 計 Σ	7.10	1.18

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 7.10 \text{ (kN)}$$

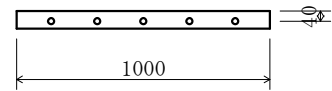
曲げモーメント

$$M = 1.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 1.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 7.10 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.18 \times 10^6}{1000 \times 20.3 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 3.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.18 \times 10^6}{697 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 50.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{7.10 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.18 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$