

CLP (H) 1900 × (B) 1400 × (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	$H = 1.900 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 81.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	

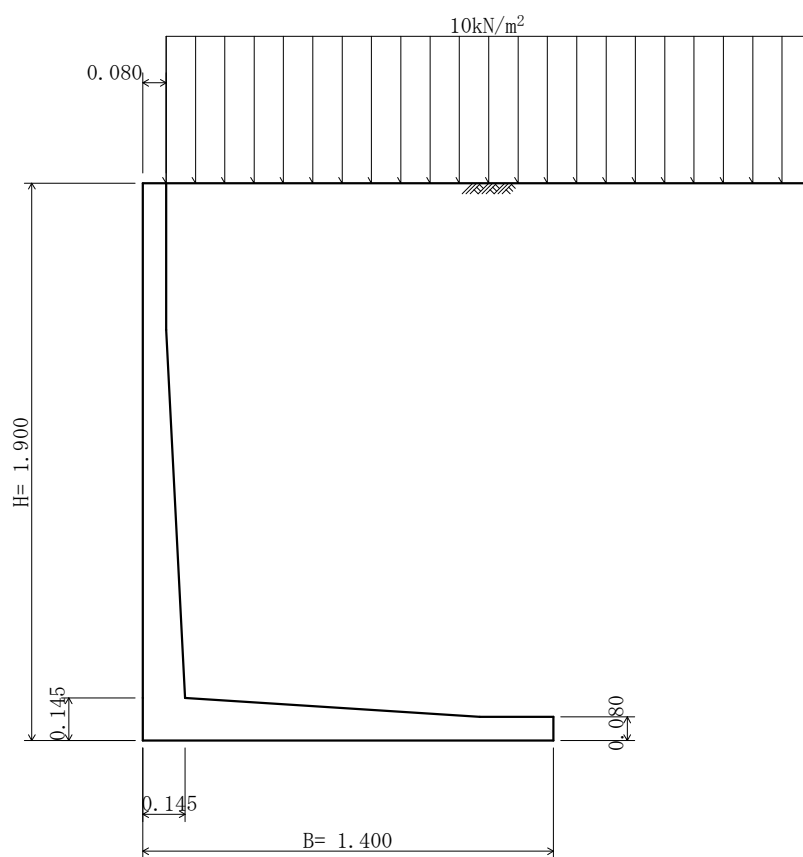
## 1.5 参考文献

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) 1900 × (B) 1400



## §3 計算結果

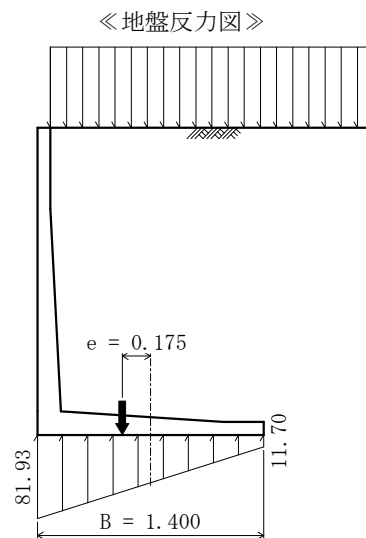
## 3.1 安定計算結果

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
65.54	17.77	0.175	4.06	2.13	81.93      11.70	O. K.
許 容 値		0.233	1.50	1.50		

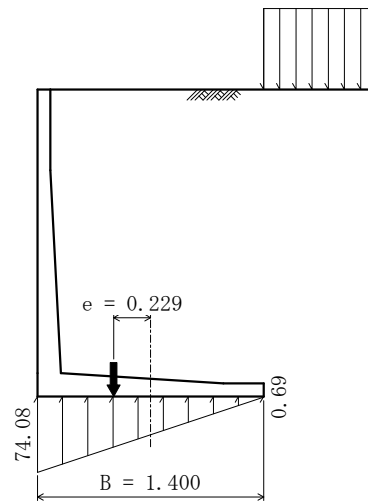


## 3.1.2 載荷重なし

## (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
52.34	17.77	0.229	3.19	1.70	74.08	0.69	0. K.
許 容 値		0.233	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)	50	115
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 6.5 824	D13 - 6.5 824
		x (mm)	24.9	42.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.35 \times 10^6$	$7.94 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.07 \times 10^3$	$13.57 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.67	3.71
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	10.2	95.5
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.12
		$\tau_{ca}$	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)	115	50
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 6.5 824	D13 - 6.5 824
		x (mm)	42.4	24.9
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$7.94 \times 10^6$	$0.98 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$4.39 \times 10^3$	$7.33 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.71	1.89
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	95.5	28.5
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.15
		$\tau_{ca}$	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

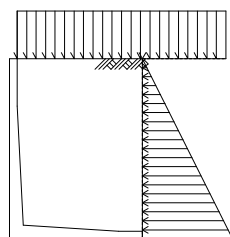
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

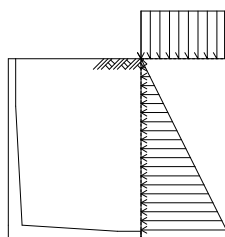
常 時            自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

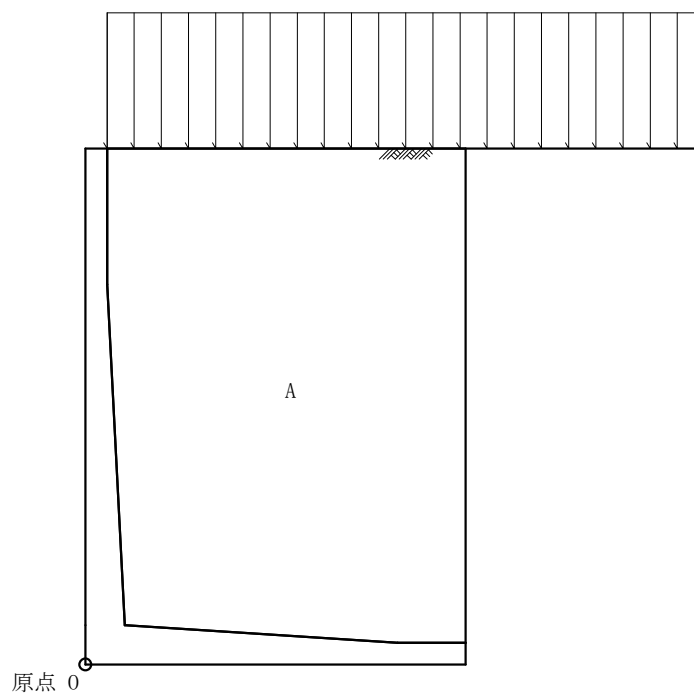


2) 載荷重なし



### 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> )
	1.400	1.900	2.660	0.700	0.950	1.8620	2.5270
a	-	0.065	0.500	-0.033	0.113	-0.0037	-0.0545
b	-1/2	0.065	1.255	-0.041	0.123	-0.0050	-0.0403
c	-	1.005	1.755	-1.764	0.648	-1.1431	-1.8046
d	-1/2	1.005	0.065	-0.033	0.815	-0.0269	-0.0041
e	-	0.250	1.820	-0.455	1.275	-0.5801	-0.4505
合 計			0.334			0.1032	0.1730

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.334 \times 1.000 = 0.334 \text{ (m}^3\text{)}$$

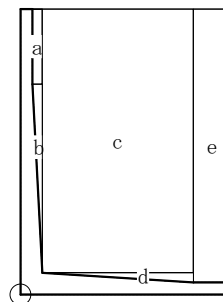
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.334 \times 24.5 = 8.18 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1032}{0.334} = 0.309 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1730}{0.334} = 0.518 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.320	1.820	2.402	0.740	0.990	1.7775	2.3780
a	-1/2	0.065	1.255	-0.041	0.102	-0.0042	-0.0231
b	-	0.065	0.065	-0.004	0.113	-0.0005	-0.0005
c	-1/2	1.005	0.065	-0.033	0.480	-0.0158	-0.0034
合 計			2.324			1.7570	2.3510

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 2.324 \times 1.000 = 2.324 \text{ (m}^3\text{)}$$

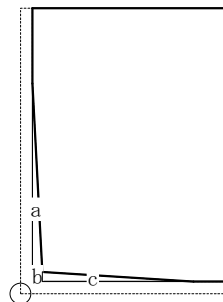
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 2.324 \times 19.0 = 44.16 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.7570}{2.324} = 0.756 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{2.3510}{2.324} = 1.012 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.320 \times 1.000 = 13.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.400 - \frac{1.320}{2} = 0.740 \text{ (m)}$$

## 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

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

ここに、

- $P_a$  : 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

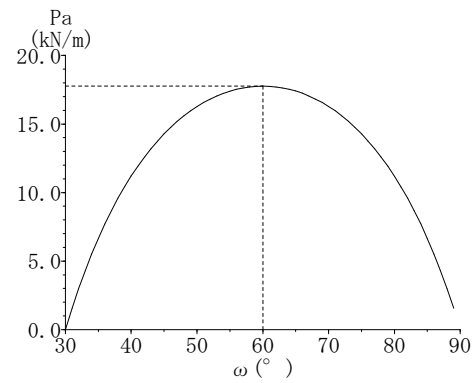
$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

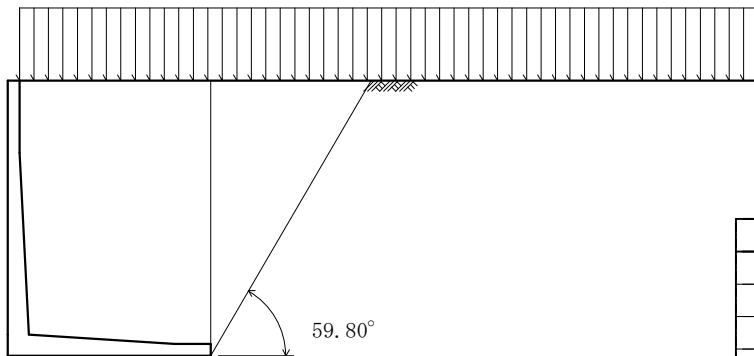
- $V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 1.900 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 31.03 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 11.06] \\
 \omega &= 59.80 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{31.03 \times \sin(59.80 - 30.00)}{\cos(59.80 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 17.77 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
64.00	17.530	25.99
63.00	17.638	27.16
62.00	17.709	28.34
61.00	17.755	29.55
60.00	17.765	30.77
* 59.80	17.771	31.03
59.00	17.755	32.03
58.00	17.706	33.30
57.00	17.635	34.61
56.00	17.529	35.94
55.00	17.403	37.32

鉛直荷重

$$V = 17.77 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 17.77 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 17.77 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.400 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.900}{3} = 0.633 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $B = 1.400$  (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  $B = 1.400$  (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、

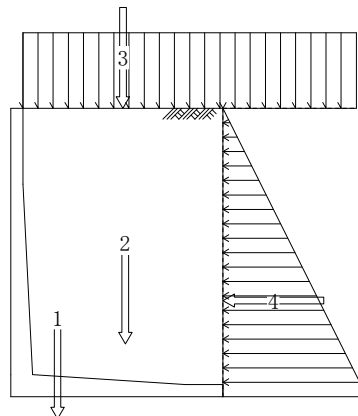
$q_1, q_2$  : 地盤反力度 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\Sigma V$  : 鉛直荷重 ( $\text{kN}$ )  
 $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.400$  (m)  
 $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 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	8.18		0.309	0.518	2.53	
2	裏込め土	44.16		0.756	1.012	33.38	
3	載荷重	13.20		0.740	1.900	9.77	
4	土圧		17.77	1.400	0.633		11.25
合 計 $\Sigma$		65.54	17.77			45.68	11.25

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{65.54 \times 0.577 + 0.0 \times 1.400 \times 1.000}{17.77} \\
 &= 2.13 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{45.68}{11.25} = 4.06 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{45.68 - 11.25}{65.54} = 0.525 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.400}{2} - 0.525 = 0.175 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.175 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.233 \text{ (m)}$$

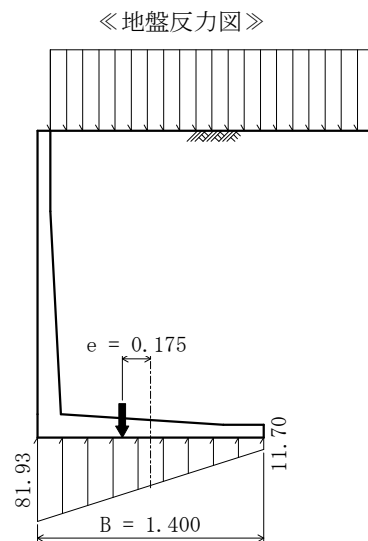
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{65.54}{1.400 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.175}{1.400} \right) \\ &= \begin{cases} 81.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.70 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

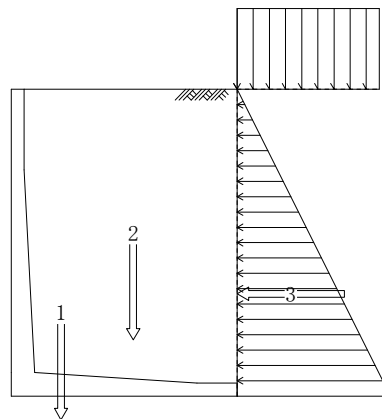
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	8.18		0.309	0.518	2.53	
2	裏込め土	44.16		0.756	1.012	33.38	
3	土圧		17.77	1.400	0.633		11.25
合 計 Σ		52.34	17.77			35.91	11.25

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{52.34 \times 0.577 + 0.0 \times 1.400 \times 1.000}{17.77}$$

$$= 1.70 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{35.91}{11.25} = 3.19 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{35.91 - 11.25}{52.34} = 0.471 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.400}{2} - 0.471 = 0.229 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.229 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.233 \text{ (m)}$$

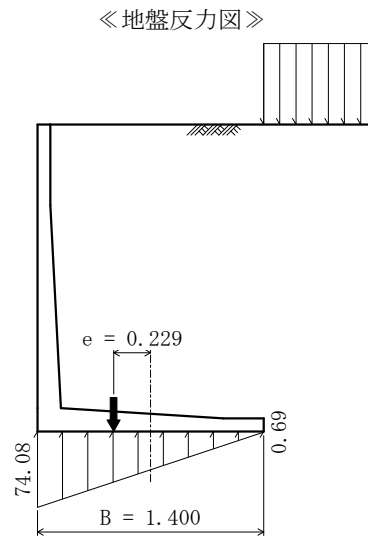
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{52.34}{1.400 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.229}{1.400} \right) \\
 &= \begin{cases} 74.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。



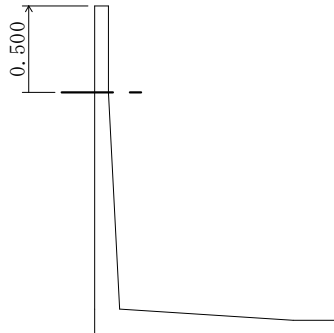


## §6 たて壁の部材断面設計

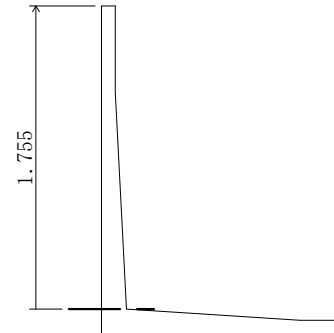
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



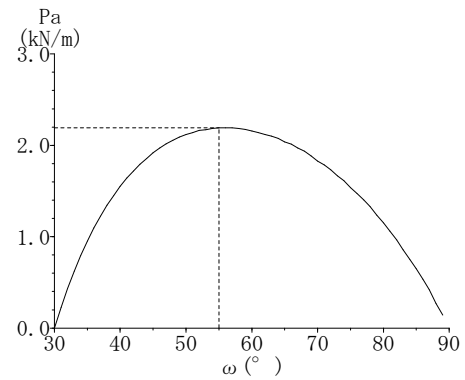
## 6.2 荷重の計算

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

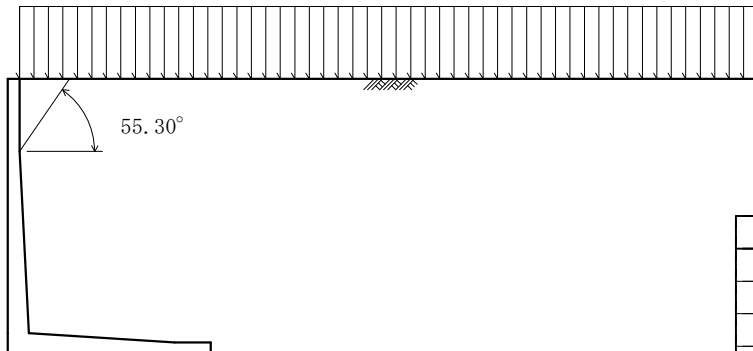
## 1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 5.12 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 3.46] \\
 \omega &= 55.30 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

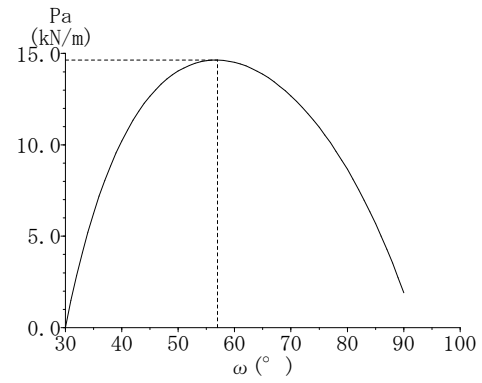
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{5.12 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 2.20 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
60.00	2.158	4.25
59.00	2.174	4.43
58.00	2.186	4.61
57.00	2.191	4.79
56.00	2.191	4.97
* 55.30	2.197	5.12
55.00	2.193	5.17
54.00	2.185	5.36
53.00	2.172	5.55
52.00	2.163	5.77
51.00	2.140	5.97

## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.12 (^{\circ}) \\
 W &= 32.49 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 12.18] \\
 \omega &= 56.70 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{32.49 \times \sin(56.70 - 30.00)}{\cos(56.70 - 30.00 - 20.00 - 2.12)} \\
 &= 14.65 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	14.434	27.69
60.00	14.517	28.76
59.00	14.577	29.85
58.00	14.621	30.98
57.00	14.640	32.13
* 56.70	14.645	32.49
56.00	14.636	33.31
55.00	14.599	34.50
54.00	14.545	35.74
53.00	14.459	37.00
52.00	14.347	38.30

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.20	20.00	0.00	2.07	0.167
つけ根	14.65	20.00	2.12	13.57	0.585

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 2.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.07 \times 0.167 \\ &= 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 13.57 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 13.57 \times 0.585 \\ &= 7.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

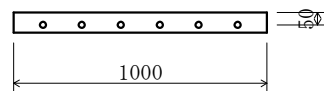
## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 50 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 24.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 2.07 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.35 \times 10^6}{1000 \times 24.9 \times \left(50 - \frac{24.9}{3}\right)} \\ &= 0.67 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.35 \times 10^6}{824 \times \left(50 - \frac{24.9}{3}\right)} \\ &= 10.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.07 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

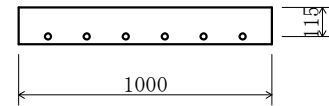
## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 115 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



$$\text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比} \quad n = 15$$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 42.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 7.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 13.57 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 7.94 \times 10^6}{1000 \times 42.4 \times \left(115 - \frac{42.4}{3}\right)} \\ &= 3.71 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{7.94 \times 10^6}{824 \times \left(115 - \frac{42.4}{3}\right)} \\ &= 95.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

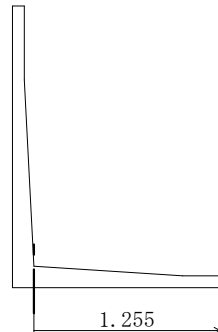
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{13.57 \times 10^3}{1000 \times 115} \\ &= 0.12 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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> )
	1.255	0.145	0.182	0.628	0.1143
a	-1/2 × 1.005	0.065	-0.033	0.670	-0.0221
b	-	0.250 × 0.065	-0.016	1.130	-0.0181
合計			0.133		0.0741

作用位置

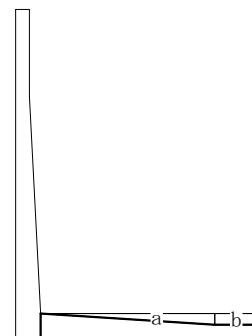
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0741}{0.133} = 0.557 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.133 \times 24.5 \times 1.000 = 3.26 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.26 \times 0.557 = 1.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	1.255	1.820	2.284	0.628	1.4344
a	-1/2	1.005	0.065	-0.033	-0.0111
合 計			2.251		1.4233

作用位置

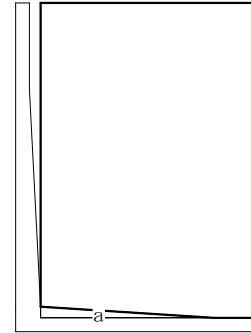
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.4233}{2.251} = 0.632 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 2.251 \times 19.0 \times 1.000 = 42.77 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 42.77 \times 0.632 = 27.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.255 \times 1.000 = 12.55 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.628 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.55 \times 0.628 = 7.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 81.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.70 + (81.93 - 11.70) \times \frac{1.255}{1.400} \\ &= 74.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(74.66 + 11.70) \times 1.255 \times 1.000}{2} \\ &= 54.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.255}{3} \times \frac{2 \times 11.70 + 74.66}{11.70 + 74.66} \\ &= 0.475 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 54.19 \times 0.475 = 25.74 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 74.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.69 + (74.08 - 0.69) \times \frac{1.255}{1.400} \\ &= 66.48 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(66.48 + 0.69) \times 1.255 \times 1.000}{2} \\ &= 42.15 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.255}{3} \times \frac{2 \times 0.69 + 66.48}{0.69 + 66.48} \\ &= 0.423 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 42.15 \times 0.423 = 17.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 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	3.26	1.82
2	かかと版上の載荷土	42.77	27.03
3	地盤反力	-54.19	-25.74
4	自動車荷重	12.55	7.88
	合 計 $\Sigma$	4.39	10.99

## 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	3.26	1.82
2	かかと版上の載荷土	42.77	27.03
3	地盤反力	-42.15	-17.83
	合 計 $\Sigma$	3.88	11.02

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  $M_o = 7.94$  (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

$$S = 4.39 \text{ (kN)}$$

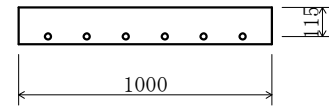
曲げモーメント

$$M = 7.94 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 115 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 42.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 7.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 4.39 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 7.94 \times 10^6}{1000 \times 42.4 \times \left(115 - \frac{42.4}{3}\right)} \\ &= 3.71 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{7.94 \times 10^6}{824 \times \left(115 - \frac{42.4}{3}\right)} \\ &= 95.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

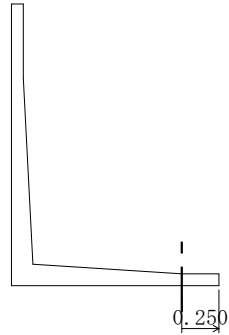
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.39 \times 10^3}{1000 \times 115} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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

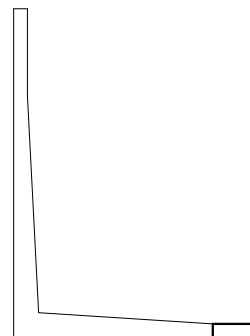
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.080 = 0.020 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.020 \times 24.5 \times 1.000 = 0.49 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.49 \times 0.125 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

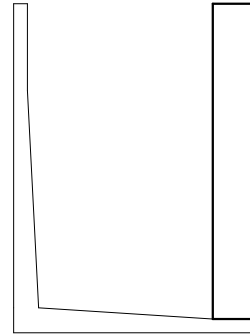
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 1.820 = 0.455 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.455 \times 19.0 \times 1.000 = 8.65 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.65 \times 0.125 = 1.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.250 \times 1.000 = 2.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.125 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.50 \times 0.125 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 81.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.70 + (81.93 - 11.70) \times \frac{0.250}{1.400} \\ &= 24.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.24 + 11.70) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.49 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 11.70 + 24.24}{11.70 + 24.24} \\ &= 0.110 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.49 \times 0.110 = 0.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 74.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.69 + (74.08 - 0.69) \times \frac{0.250}{1.400}$$

$$= 13.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(13.80 + 0.69) \times 0.250 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.81 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 0.69 + 13.80}{0.69 + 13.80}$$

$$= 0.087 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.81 \times 0.087 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.49	0.06
2	かかと版上の載荷土	8.65	1.08
3	地盤反力	-4.49	-0.49
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	7.15	0.96

## 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	0.49	0.06
2	かかと版上の載荷土	8.65	1.08
3	地盤反力	-1.81	-0.16
	合 計 Σ	7.33	0.98

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 7.33 \text{ (kN)}$$

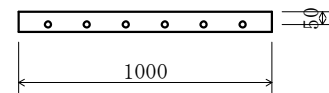
曲げモーメント

$$M = 0.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 24.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 7.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.98 \times 10^6}{1000 \times 24.9 \times \left(50 - \frac{24.9}{3}\right)} \\ &= 1.89 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.98 \times 10^6}{824 \times \left(50 - \frac{24.9}{3}\right)} \\ &= 28.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{7.33 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.15 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$