

CLP (H) 1500 × (B) 1150 × (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 .....	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	$H = 1.500 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 66.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

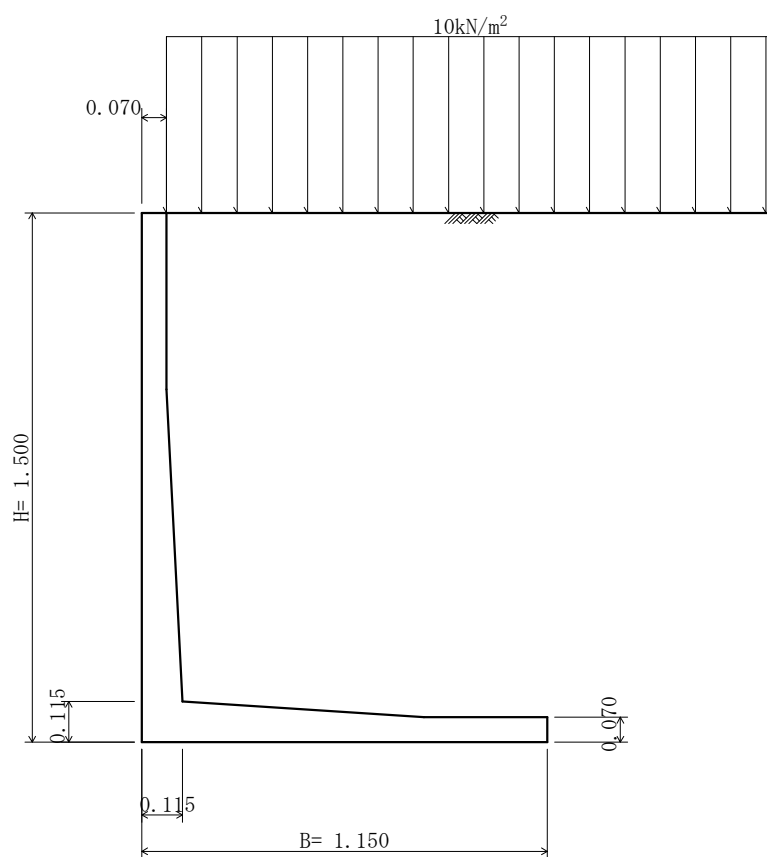
## 1.5 参考文献

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) 1500 × (B) 1150



## §3 計算結果

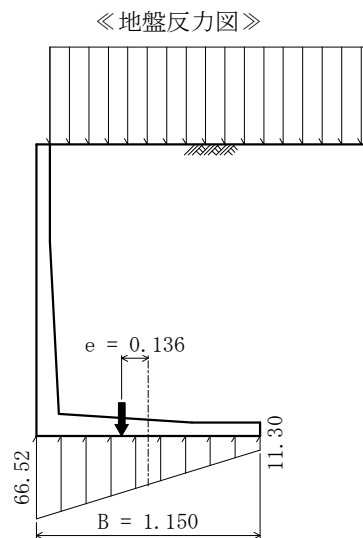
## 3.1 安定計算結果

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
44.75	12.13	0.136	4.24	2.13	66.52      11.30	O. K.
許 容 値		0.192	1.50	1.50		

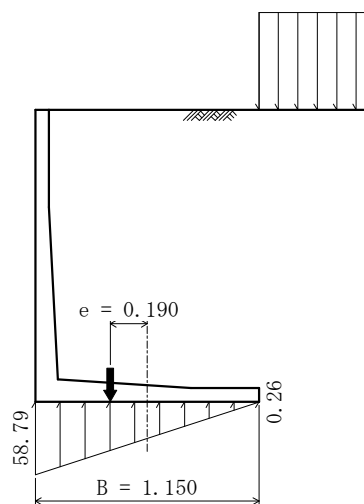


## 3.1.2 載荷重なし

## (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
33.95	12.13	0.190	3.15	1.61	58.79	0.26	0. K.
許 容 値		0.192	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	85
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 5.5 697	D13 - 5.5 697
		x (mm)	20.3	33
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.35 \times 10^6$	$4.27 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.07 \times 10^3$	$9.25 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	1.04	3.50
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	15.1	82.8
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	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)	85	40
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 5.5 697	D13 - 5.5 697
		x (mm)	33	20.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$4.27 \times 10^6$	$1.40 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.93 \times 10^3$	$6.92 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.50	4.15
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	82.8	60.4
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.17
		$\tau_{ca}$	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

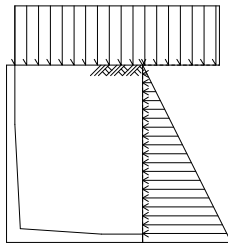
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

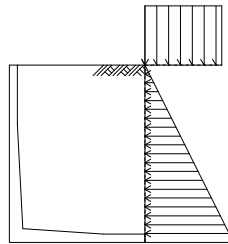
常 時                  自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



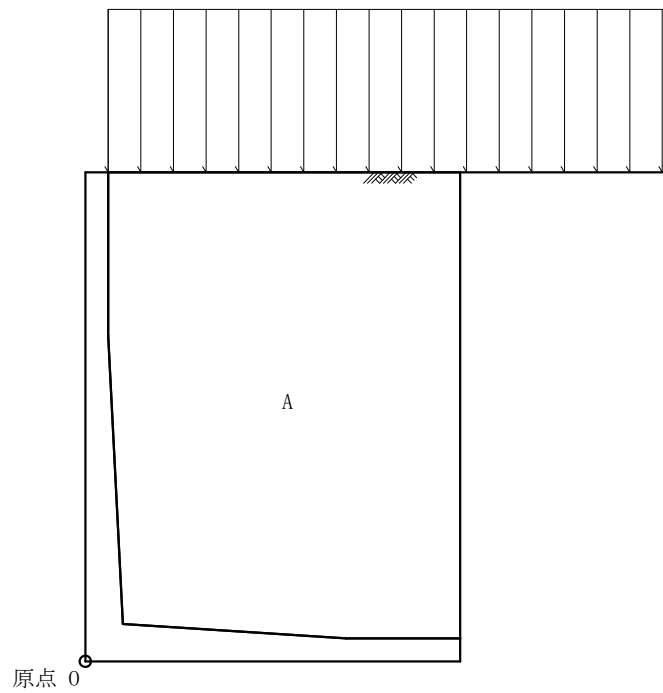
2) 載荷重なし





## 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> )
	1.150	1.500	= 1.725	0.575	0.750	0.9919	1.2938
a	-	0.045	× 0.500 = -0.023	0.093	1.250	-0.0021	-0.0288
b	-1/2	× 0.045	× 0.885 = -0.020	0.100	0.705	-0.0020	-0.0141
c	-	0.685	× 1.385 = -0.949	0.458	0.808	-0.4346	-0.7668
d	-1/2	× 0.685	× 0.045 = -0.015	0.572	0.100	-0.0086	-0.0015
e	-	0.350	× 1.430 = -0.501	0.975	0.785	-0.4885	-0.3933
合 計			0.217			0.0561	0.0893

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.217 \times 1.000 = 0.217 \text{ (m}^3\text{)}$$

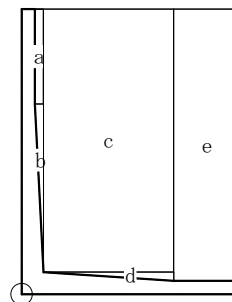
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.217 \times 24.5 = 5.32 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0561}{0.217} = 0.259 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0893}{0.217} = 0.412 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.080	1.430	= 1.544	0.610	0.785	0.9418	1.2120
a	-1/2	× 0.045	× 0.885 = -0.020	0.085	0.410	-0.0017	-0.0082
b	-	0.045	× 0.045 = -0.002	0.093	0.093	-0.0002	-0.0002
c	-1/2	× 0.685	× 0.045 = -0.015	0.343	0.085	-0.0051	-0.0013
合 計			1.507			0.9348	1.2023

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.507 \times 1.000 = 1.507 \text{ (m}^3\text{)}$$

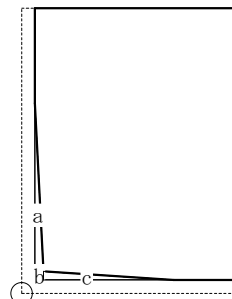
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.507 \times 19.0 = 28.63 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.9348}{1.507} = 0.620 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.2023}{1.507} = 0.798 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.080 \times 1.000 = 10.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.150 - \frac{1.080}{2} = 0.610 \text{ (m)}$$

## 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

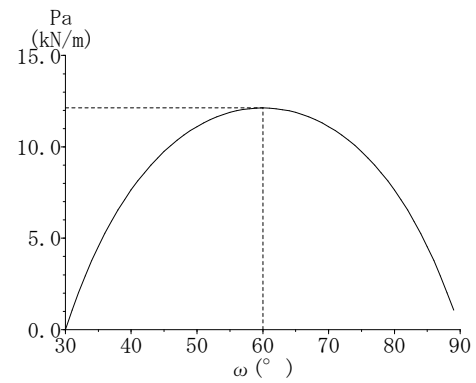
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

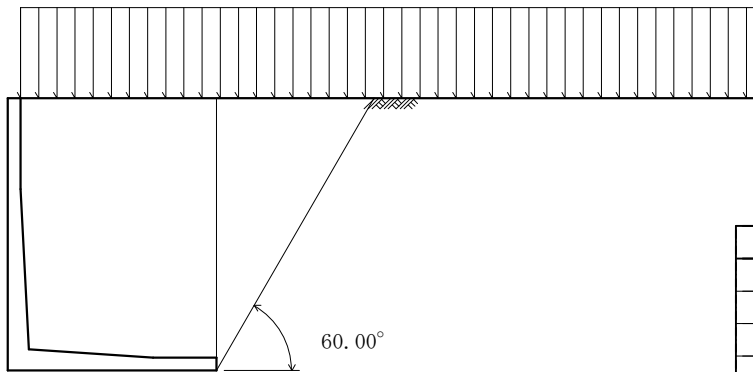
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 1.500 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 21.01 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 8.66] \\
 \omega &= 60.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{21.01 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 12.13 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
64.00	11.973	17.75
63.00	12.034	18.53
62.00	12.085	19.34
61.00	12.119	20.17
* 60.00	12.130	21.01
59.00	12.117	21.86
58.00	12.086	22.73
57.00	12.040	23.63
56.00	11.969	24.54

鉛直荷重

$$V = 12.13 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 12.13 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 12.13 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.150 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.500}{3} = 0.500 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $B = 1.150$  (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  $B = 1.150$  (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  $B = 1.150$  (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)

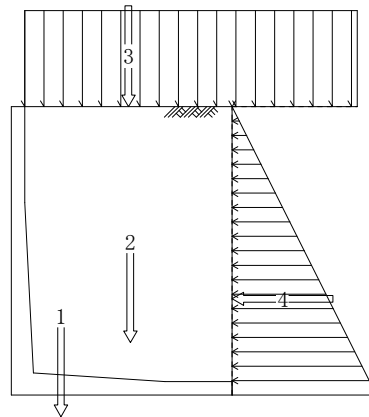
$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 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 $V$ ( $\text{kN}$ )	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	5.32		0.259	0.412	1.38	
2	裏込め土	28.63		0.620	0.798	17.75	
3	載荷重	10.80		0.610	1.500	6.59	
4	土圧		12.13	1.150	0.500		6.07
合 計 $\Sigma$		44.75	12.13			25.72	6.07

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{44.75 \times 0.577 + 0.0 \times 1.150 \times 1.000}{12.13} \\
 &= 2.13 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{25.72}{6.07} = 4.24 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{25.72 - 6.07}{44.75} = 0.439 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.150}{2} - 0.439 = 0.136 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.136 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.192 \text{ (m)}$$

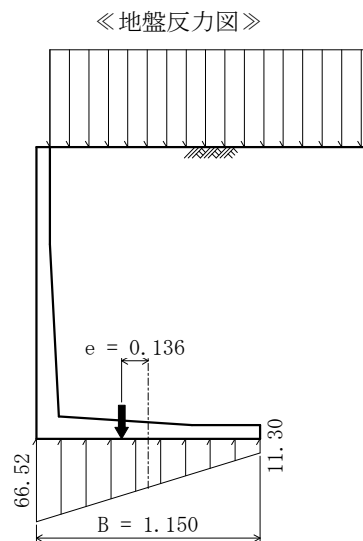
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{44.75}{1.150 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.136}{1.150} \right) \\ &= \begin{cases} 66.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

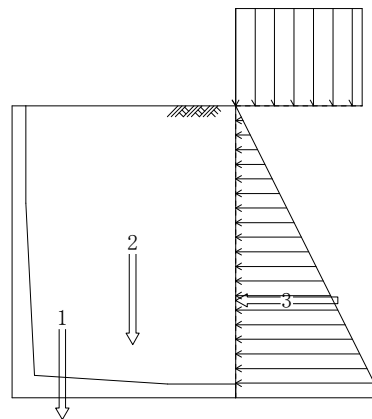
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	5.32		0.259	0.412	1.38	
2	裏込め土	28.63		0.620	0.798	17.75	
3	土圧		12.13	1.150	0.500		6.07
合 計 Σ		33.95	12.13			19.13	6.07

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{33.95 \times 0.577 + 0.0 \times 1.150 \times 1.000}{12.13}$$

$$= 1.61 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{19.13}{6.07} = 3.15 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{19.13 - 6.07}{33.95} = 0.385 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.150}{2} - 0.385 = 0.190 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.190 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.192 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

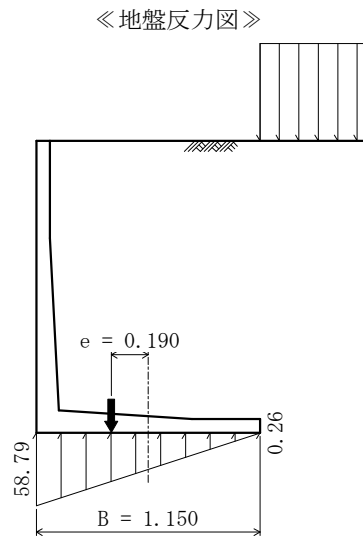


## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{33.95}{1.150 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.190}{1.150} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 58.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

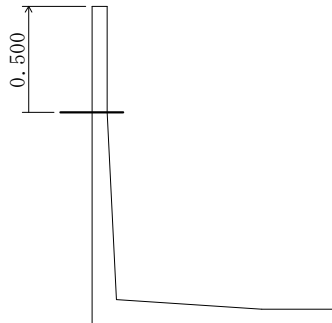


## §6 たて壁の部材断面設計

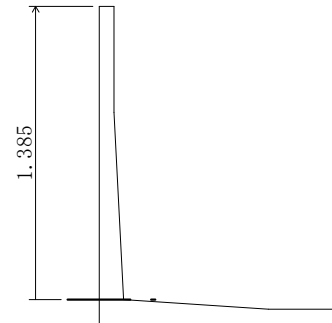
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



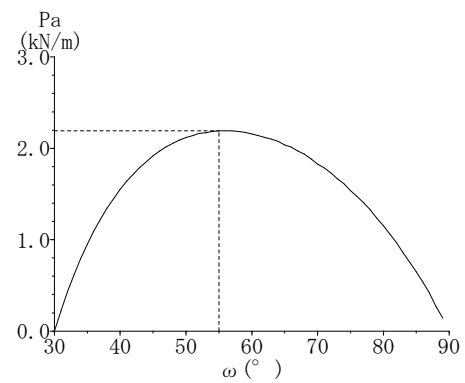
## 6.2 荷重の計算

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

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



最大主働土圧合力

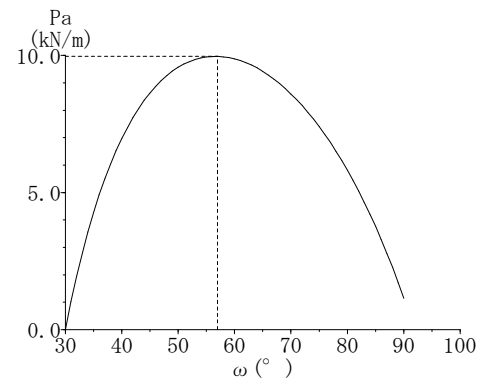
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{5.12 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 2.20 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
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

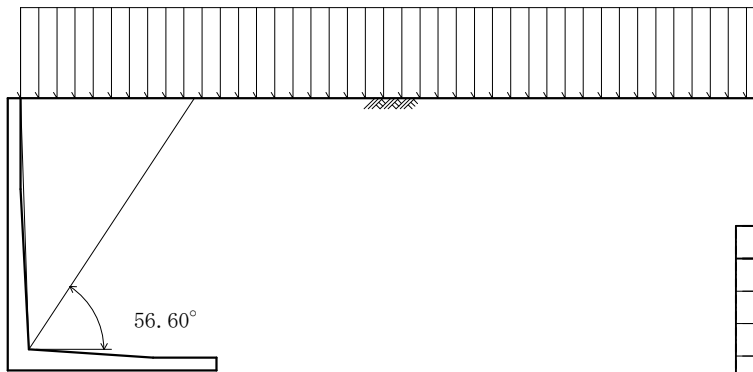
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 1.86 (^{\circ}) \\
 W &= 22.20 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 9.58] \\
 \omega &= 56.60 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{22.20 \times \sin(56.60 - 30.00)}{\cos(56.60 - 30.00 - 20.00 - 1.86)} \\
 &= 9.97 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
61.00	9.818	18.82
60.00	9.880	19.56
59.00	9.919	20.30
58.00	9.949	21.07
57.00	9.969	21.87
* 56.60	9.974	22.20
56.00	9.964	22.67
55.00	9.946	23.50
54.00	9.907	24.34
53.00	9.852	25.21
52.00	9.774	26.09

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

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	2.20	20.00	0.00	2.07	0.167
つけ根	9.97	20.00	1.86	9.25	0.462

## 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

$$S = H = 9.25 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 9.25 \times 0.462 \\ &= 4.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

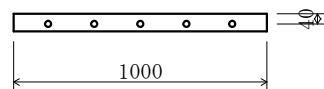
## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

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

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

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

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.35 \times 10^6}{1000 \times 20.3 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 1.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

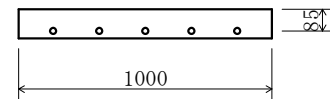
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.35 \times 10^6}{697 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 15.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.07 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 33.0 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 4.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 9.25 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

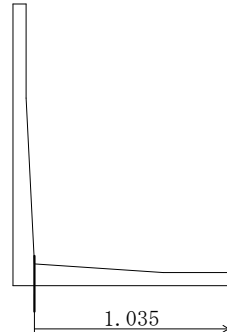
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 4.27 \times 10^6}{1000 \times 33.0 \times \left(85 - \frac{33.0}{3}\right)} \\ &= 3.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{4.27 \times 10^6}{697 \times \left(85 - \frac{33.0}{3}\right)} \\ &= 82.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{9.25 \times 10^3}{1000 \times 85} \\ &= 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §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> )
	1.035	0.115	0.119	0.518	0.0616
a	-1/2 × 0.685	0.045	-0.015	0.457	-0.0069
b	-0.350	0.045	-0.016	0.860	-0.0138
合計			0.088		0.0409

作用位置

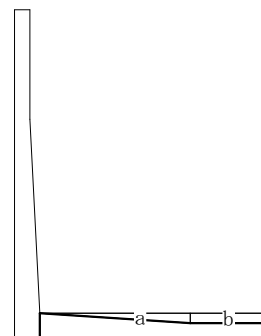
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0409}{0.088} = 0.465 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.088 \times 24.5 \times 1.000 = 2.16 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.16 \times 0.465 = 1.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	1.035	1.430	1.480	0.518	0.7666
a	-1/2	0.685	0.045	-0.015	-0.0034
合 計			1.465		0.7632

作用位置

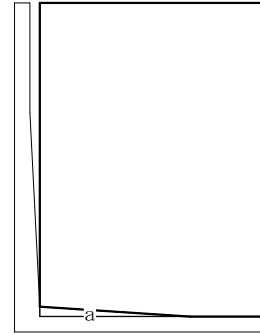
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.7632}{1.465} = 0.521 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.465 \times 19.0 \times 1.000 = 27.84 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.84 \times 0.521 = 14.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.035 \times 1.000 = 10.35 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.518 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.35 \times 0.518 = 5.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 66.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.30 + (66.52 - 11.30) \times \frac{1.035}{1.150} \\ &= 61.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(61.00 + 11.30) \times 1.035 \times 1.000}{2} \\ &= 37.42 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.035}{3} \times \frac{2 \times 11.30 + 61.00}{11.30 + 61.00} \\ &= 0.399 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 37.42 \times 0.399 = 14.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 58.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.26 + (58.79 - 0.26) \times \frac{1.035}{1.150} \\ &= 52.94 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(52.94 + 0.26) \times 1.035 \times 1.000}{2} \\ &= 27.53 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.035}{3} \times \frac{2 \times 0.26 + 52.94}{0.26 + 52.94} \\ &= 0.347 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.53 \times 0.347 = 9.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	2.16	1.00
2	かかと版上の載荷土	27.84	14.50
3	地盤反力	-37.42	-14.93
4	自動車荷重	10.35	5.36
	合 計 $\Sigma$	2.93	5.93

## 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	2.16	1.00
2	かかと版上の載荷土	27.84	14.50
3	地盤反力	-27.53	-9.55
	合 計 $\Sigma$	2.47	5.95

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  $M_o = 4.27$  (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

$$S = 2.93 \text{ (kN)}$$

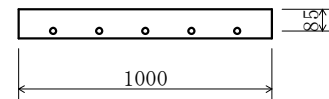
曲げモーメント

$$M = 4.27 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 33.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 4.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.93 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

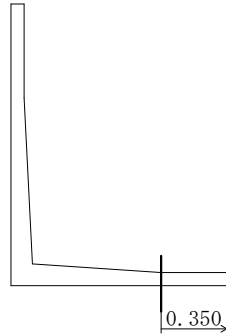
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 4.27 \times 10^6}{1000 \times 33.0 \times \left(85 - \frac{33.0}{3}\right)} \\ &= 3.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{4.27 \times 10^6}{697 \times \left(85 - \frac{33.0}{3}\right)} \\ &= 82.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.93 \times 10^3}{1000 \times 85} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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

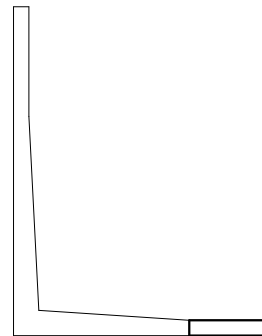
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

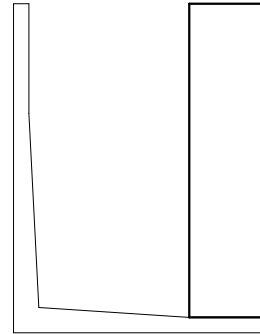
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.430 = 0.501 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.501 \times 19.0 \times 1.000 = 9.52 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.52 \times 0.175 = 1.67 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

$$q_1 = 66.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.30 + (66.52 - 11.30) \times \frac{0.350}{1.150} \\ &= 28.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.11 + 11.30) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.90 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 11.30 + 28.11}{11.30 + 28.11} \\ &= 0.150 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.90 \times 0.150 = 1.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 58.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.26 + (58.79 - 0.26) \times \frac{0.350}{1.150}$$

$$= 18.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.07 + 0.26) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.21 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.26 + 18.07}{0.26 + 18.07}$$

$$= 0.118 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.21 \times 0.118 = 0.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	9.52	1.67
3	地盤反力	-6.90	-1.04
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	6.73	1.35

## 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	9.52	1.67
3	地盤反力	-3.21	-0.38
	合 計 Σ	6.92	1.40

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 6.92 \text{ (kN)}$$

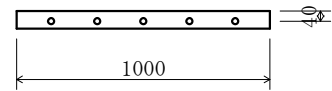
曲げモーメント

$$M = 1.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 1.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 6.92 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.40 \times 10^6}{1000 \times 20.3 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 4.15 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.40 \times 10^6}{697 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 60.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{6.92 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$