

CLP (H) 2100 × (B) 1550 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

## 目 次

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

## §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	$H = 2.100$ (m)
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	$q = 10.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
(6) 単位体積重量 製品	$\gamma_c = 24.5$ (kN/m <sup>3</sup> )

## 1.2 土質条件

## (1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi = 30.00$ (°)
単位体積重量	$\gamma_s = 19.0$ (kN/m <sup>3</sup> )

## (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	$C = 0.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
許容地盤反力度	$q_a = 88.09$ (kN/m <sup>2</sup> ) 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	$\sigma_{ck} = 30$ (N/mm <sup>2</sup> )
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 10.00$ (N/mm <sup>2</sup> )
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.45$ (N/mm <sup>2</sup> )

## (2) 鉄筋

許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160$ (N/mm <sup>2</sup> )
---------	--

## 1.5 参考文献

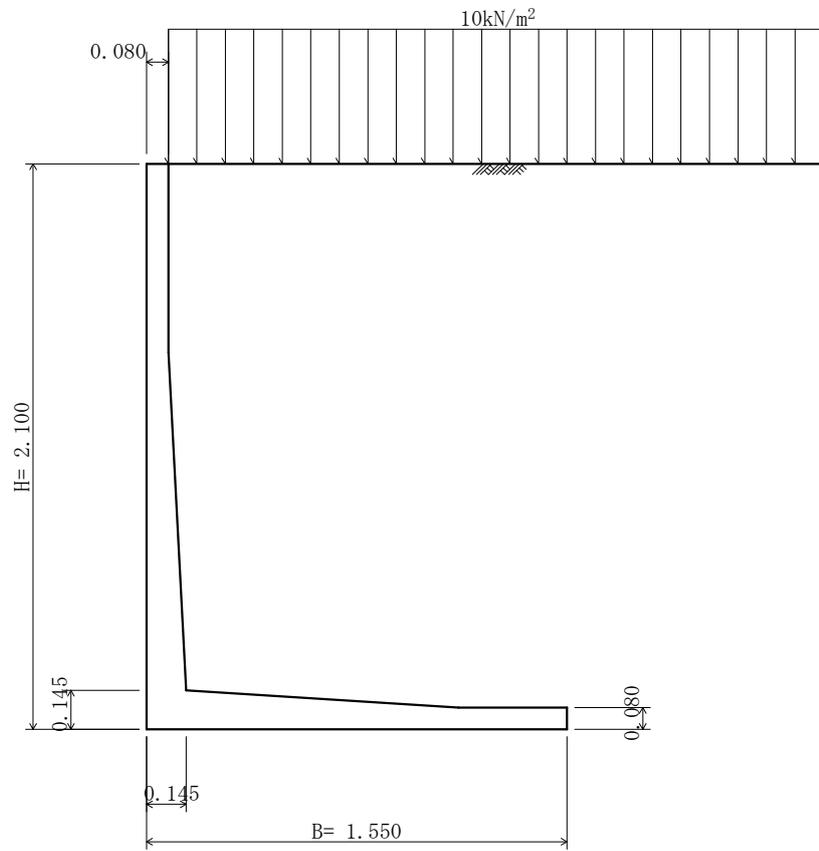
一、道路土工 一 擁壁工指針

(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) 2100 × (B) 1550



## §3 計算結果

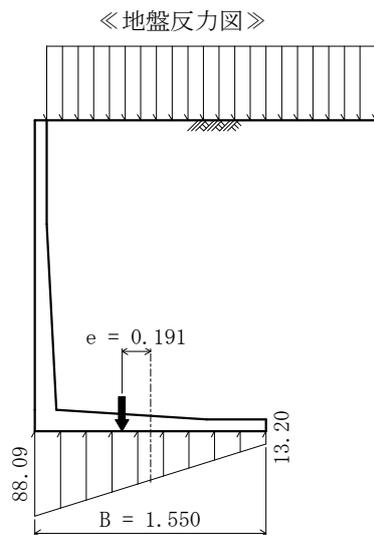
## 3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

## 3.1.1 載荷重あり

## (1) 安定計算

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒	滑動	地盤反力度		判定
			安全率 $F_s$	安全率 $F_s$	$q_1$	$q_2$	
78.50	20.97	0.191	4.12	2.16	88.09	13.20	0. K.
許容値		0.258	1.50	1.50			

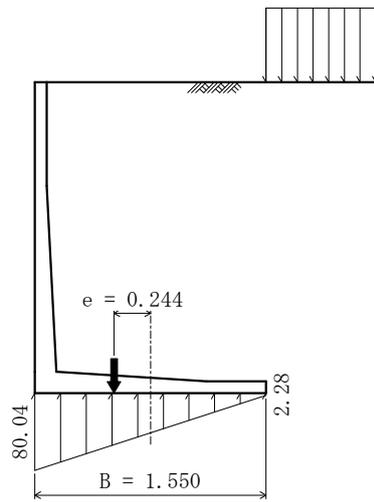


## 3.1.2 載荷重なし

## (1) 安定計算

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 $F_s$	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
					$q_1$	$q_2$	
63.80	20.97	0.244	3.31	1.76	80.04	2.28	0. K.
許容値		0.258	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> )	D16 - 5.5 1092	D16 - 5.5 1092
		x (mm)	27.3	47.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.76 × 10 <sup>6</sup>	10.52 × 10 <sup>6</sup>
		せん断力 S (N)	3.26 × 10 <sup>3</sup>	16.13 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub>	1.36	4.50
		σ <sub>ca</sub>	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	17.0	97.0
		σ <sub>sa</sub>	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.07	0.14
		τ <sub>ca</sub>	0.45	0.45

## 3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	115	50
		As (mm <sup>2</sup> )	D16 - 5.5 1092	D16 - 5.5 1092
		x (mm)	47.1	27.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	10.52 × 10 <sup>6</sup>	2.51 × 10 <sup>6</sup>
		せん断力 S (N)	4.67 × 10 <sup>3</sup>	11.20 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub>	4.50	4.50
		σ <sub>ca</sub>	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	97.0	56.2
		σ <sub>sa</sub>	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.04	0.22
		τ <sub>ca</sub>	0.45	0.45

## §4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧

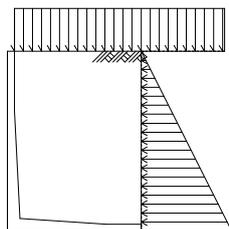
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

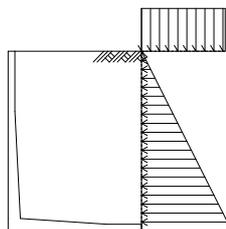
常時 自重（+載荷重）+土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

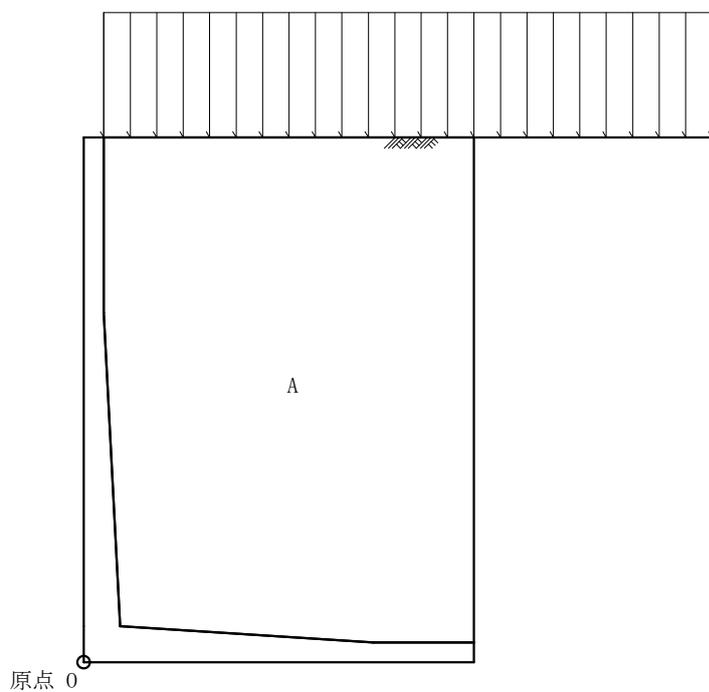


2) 載荷重なし



### 4.2 荷重の計算

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



## 4.2.1 自重

## (1) 躯体

## 1) 製品

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.550	2.100	= 3.255	0.775	1.050	2.5226	3.4178
a	-	0.065	× 0.700 = -0.046	0.113	1.750	-0.0052	-0.0805
b	-1/2	× 0.065	× 1.255 = -0.041	0.123	0.982	-0.0050	-0.0403
c	-	1.005	× 1.955 = -1.965	0.648	1.123	-1.2733	-2.2067
d	-1/2	× 1.005	× 0.065 = -0.033	0.815	0.123	-0.0269	-0.0041
e	-	0.400	× 2.020 = -0.808	1.350	1.090	-1.0908	-0.8807
合計			0.362			0.1214	0.2055

## 体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.362 \times 1.000 = 0.362 \text{ (m}^3\text{)}$$

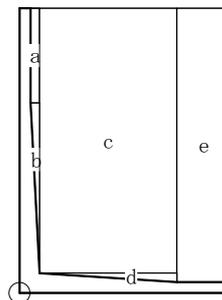
## 荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_c = 0.362 \times 24.5 = 8.87 \text{ (kN)}$$

## 作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1214}{0.362} = 0.335 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2055}{0.362} = 0.568 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.470	2.020	= 2.969	0.815	1.090	2.4197	3.2362
a	-1/2	× 0.065	× 1.255 = -0.041	0.102	0.563	-0.0042	-0.0231
b	-	0.065	× 0.065 = -0.004	0.113	0.113	-0.0005	-0.0005
c	-1/2	× 1.005	× 0.065 = -0.033	0.480	0.102	-0.0158	-0.0034
合計			2.891			2.3992	3.2092

## 体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 2.891 \times 1.000 = 2.891 \text{ (m}^3\text{)}$$

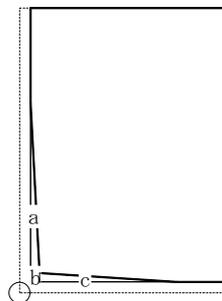
## 荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_s = 2.891 \times 19.0 = 54.93 \text{ (kN)}$$

## 作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.3992}{2.891} = 0.830 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{3.2092}{2.891} = 1.110 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.470 \times 1.000 = 14.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.550 - \frac{1.470}{2} = 0.815 \text{ (m)}$$

## 4.2.3 土圧

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

主働土圧合力

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

ここに、

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

鉛直荷重・水平荷重

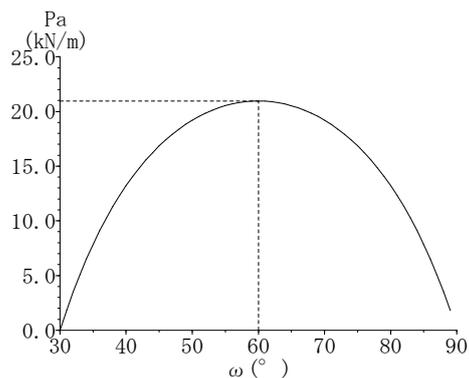
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

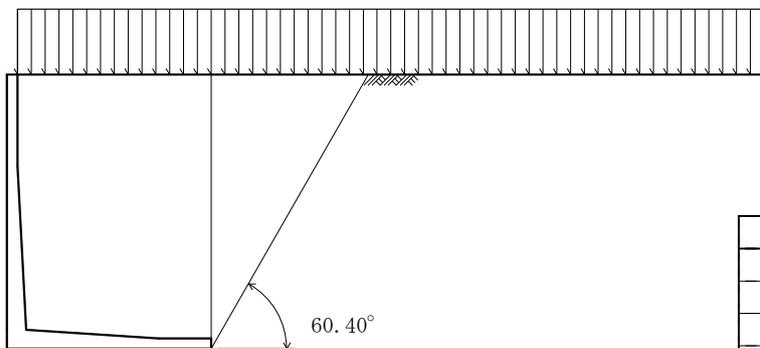
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

$h = 2.100 \text{ (m)}$   
 $\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 35.74 \text{ (kN/m)}$  [載荷重 : 11.93]  
 $\omega = 60.40 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{35.74 \times \sin(60.40 - 30.00)}{\cos(60.40 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 20.97 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
65.00	20.530	29.32
64.00	20.687	30.67
63.00	20.820	32.06
62.00	20.889	33.43
61.00	20.946	34.86
* 60.40	20.969	35.74
60.00	20.964	36.31
59.00	20.947	37.79
58.00	20.896	39.30
57.00	20.814	40.85
56.00	20.690	42.42

鉛直荷重

$$V = 20.97 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 20.97 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 20.97 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.550 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.100}{3} = 0.700 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $B = 1.550$  (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  $B = 1.550$  (m)

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

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

## 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

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

ここに、

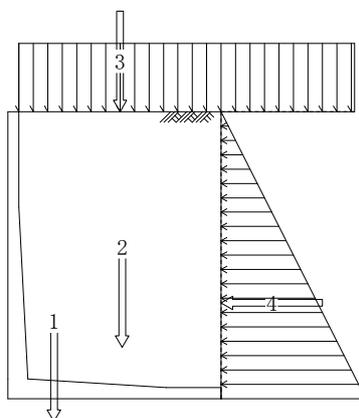
- $q_1, q_2$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Sigma V$  : 鉛直荷重 (kN)
- $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.550$  (m)
- $L$  : 擁壁の奥行 (計算幅)  $L = 1.000$  (m)
- $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 載荷重あり

No	荷重名	荷重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	8.87		0.335	0.568	2.97	
2	裏込め土	54.93		0.830	1.110	45.59	
3	載荷重	14.70		0.815	2.100	11.98	
4	土圧		20.97	1.550	0.700		14.68
合計 $\Sigma$		78.50	20.97			60.54	14.68

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{78.50 \times 0.577 + 0.0 \times 1.550 \times 1.000}{20.97} \\
 &= 2.16 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{60.54}{14.68} = 4.12 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{60.54 - 14.68}{78.50} = 0.584 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.550}{2} - 0.584 = 0.191 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.191 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.258 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

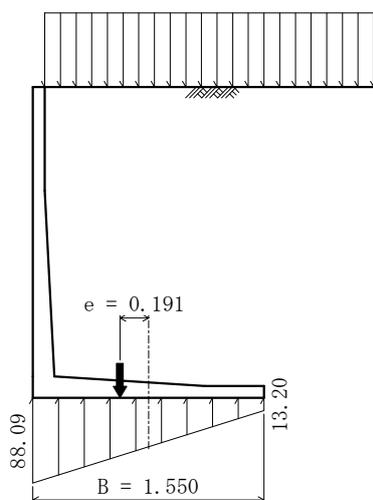
最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{78.50}{1.550 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.191}{1.550} \right)$$

$$= \begin{cases} 88.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

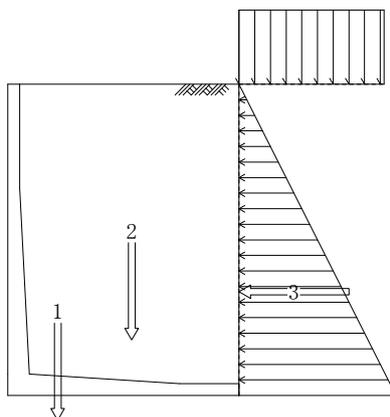
《地盤反力図》



## 5.2.2 載荷重なし

No	荷重名	荷重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	8.87		0.335	0.568	2.97	
2	裏込め土	54.93		0.830	1.110	45.59	
3	土圧		20.97	1.550	0.700		14.68
合計 Σ		63.80	20.97			48.56	14.68

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{63.80 \times 0.577 + 0.0 \times 1.550 \times 1.000}{20.97}$$

$$= 1.76 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{48.56}{14.68} = 3.31 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{48.56 - 14.68}{63.80} = 0.531 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.550}{2} - 0.531 = 0.244 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.244 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.258 \text{ (m)}$$

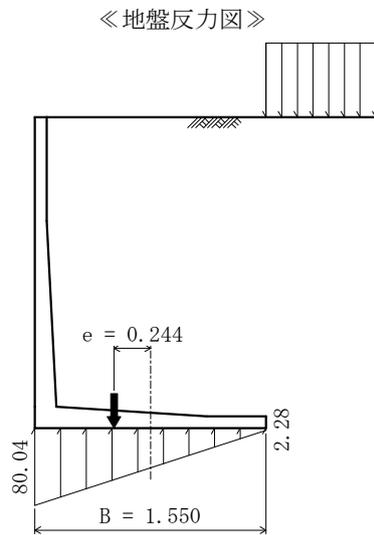
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{63.80}{1.550 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.244}{1.550} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 80.04 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.28 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

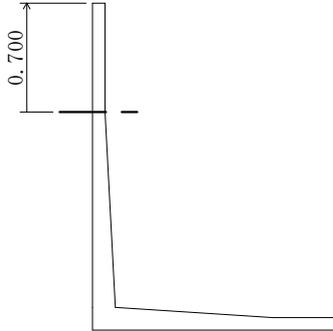


## §6 たて壁の部材断面設計

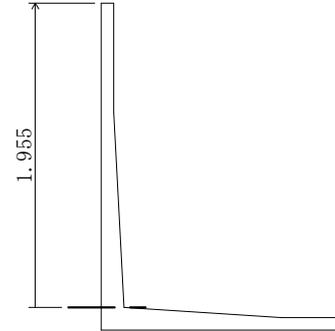
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



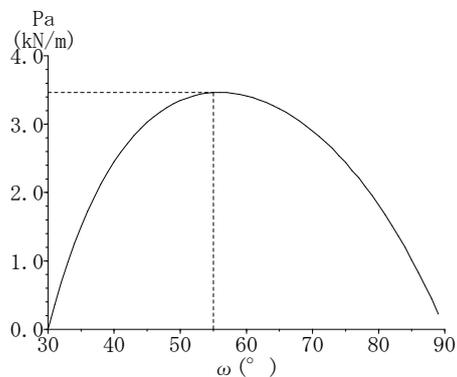
6.2 荷重の計算

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

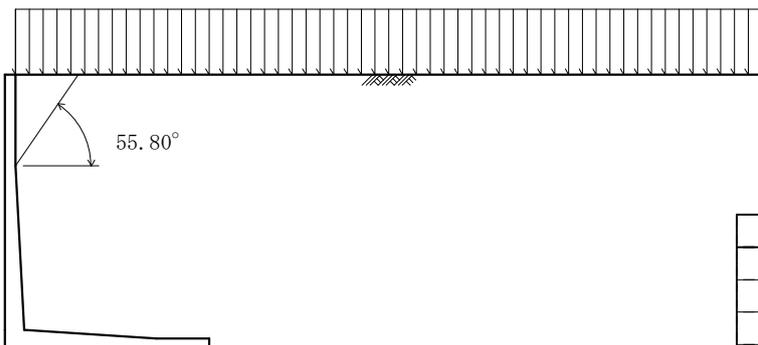
1) 中間部

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ W &= 7.93 \text{ (kN/m)} \text{ [載荷重 : 4.76]} \\ \omega &= 55.80 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

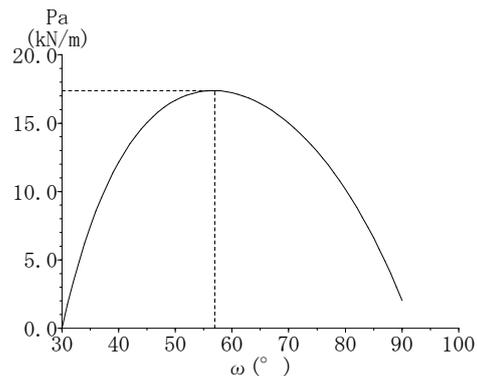
$$\begin{aligned} Pa &= \frac{7.93 \times \sin(55.80 - 30.00)}{\cos(55.80 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\ &= 3.47 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
60.00	3.412	6.72
59.00	3.436	7.00
58.00	3.451	7.28
57.00	3.463	7.57
56.00	3.465	7.86
* 55.80	3.469	7.93
55.00	3.466	8.17
54.00	3.453	8.47
53.00	3.439	8.79
52.00	3.411	9.10
51.00	3.380	9.43

2) つけ根

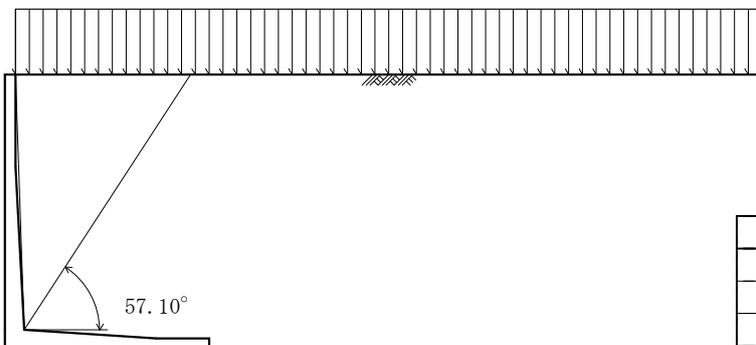
$\alpha = 1.90 (^{\circ})$   
 $W = 38.00 \text{ (kN/m)}$  [載荷重 : 13.30]  
 $\omega = 57.10 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{38.00 \times \sin(57.10 - 30.00)}{\cos(57.10 - 30.00 - 20.00 - 1.90)}$$

$$= 17.38 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
62.00	16.977	31.54
61.00	17.119	32.82
60.00	17.227	34.11
59.00	17.305	35.42
58.00	17.361	36.77
* 57.10	17.382	38.00
57.00	17.375	38.12
56.00	17.369	39.52
55.00	17.344	40.98
54.00	17.274	42.44
53.00	17.172	43.94

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 $\delta$ ( $^{\circ}$ )	傾斜角 $\alpha$ ( $^{\circ}$ )	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	3.47	20.00	0.00	3.26	0.233
つけ根	17.38	20.00	1.90	16.13	0.652

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 3.26 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 3.26 \times 0.233 \\ &= 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 16.13 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

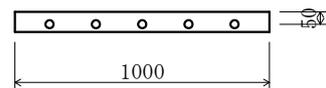
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 16.13 \times 0.652 \\ &= 10.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 27.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.26 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.76 \times 10^6}{1000 \times 27.3 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 1.36 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

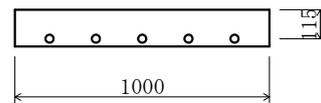
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.76 \times 10^6}{1092 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 17.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.26 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 115 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 47.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 10.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 16.13 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 10.52 \times 10^6}{1000 \times 47.1 \times \left(115 - \frac{47.1}{3}\right)} \\ &= 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{10.52 \times 10^6}{1092 \times \left(115 - \frac{47.1}{3}\right)} \\ &= 97.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

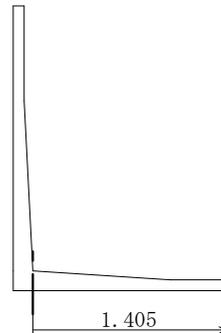
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{16.13 \times 10^3}{1000 \times 115} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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> )
	1.405	0.145	0.204	0.703	0.1434
a	-1/2 × 1.005	0.065	-0.033	0.670	-0.0221
b	-	0.400 × 0.065	-0.026	1.205	-0.0313
合計			0.145		0.0900

作用位置

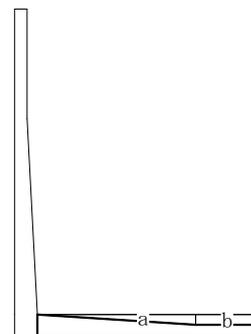
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0900}{0.145} = 0.621 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.145 \times 24.5 \times 1.000 = 3.55 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.55 \times 0.621 = 2.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	1.405	2.020	2.838	0.703	1.9951
a	-1/2	1.005	0.065	-0.033	-0.0111
合計			2.805		1.9840

作用位置

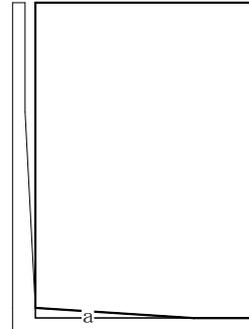
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{1.9840}{2.805} = 0.707 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 2.805 \times 19.0 \times 1.000 = 53.30 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 53.30 \times 0.707 = 37.68 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.405 \times 1.000 = 14.05 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.703 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.05 \times 0.703 = 9.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 88.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.20 + (88.09 - 13.20) \times \frac{1.405}{1.550} \\ &= 81.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(81.08 + 13.20) \times 1.405 \times 1.000}{2} \\ &= 66.23 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.405}{3} \times \frac{2 \times 13.20 + 81.08}{13.20 + 81.08} \\ &= 0.534 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 66.23 \times 0.534 = 35.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 80.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.28 + (80.04 - 2.28) \times \frac{1.405}{1.550} \\ &= 72.77 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(72.77 + 2.28) \times 1.405 \times 1.000}{2} \\ &= 52.72 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.405}{3} \times \frac{2 \times 2.28 + 72.77}{2.28 + 72.77} \\ &= 0.483 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 52.72 \times 0.483 = 25.46 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	3.55	2.20
2	かかと版上の載荷土	53.30	37.68
3	地盤反力	-66.23	-35.37
4	自動車荷重	14.05	9.88
	合 計 $\Sigma$	4.67	14.39

## 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	3.55	2.20
2	かかと版上の載荷土	53.30	37.68
3	地盤反力	-52.72	-25.46
	合 計 $\Sigma$	4.13	14.42

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  $M_o = 10.52$  (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

$$S = 4.67 \text{ (kN)}$$

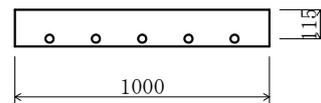
曲げモーメント

$$M = 10.52 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 115 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 47.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 10.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 4.67 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 10.52 \times 10^6}{1000 \times 47.1 \times \left(115 - \frac{47.1}{3}\right)} \\ &= 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

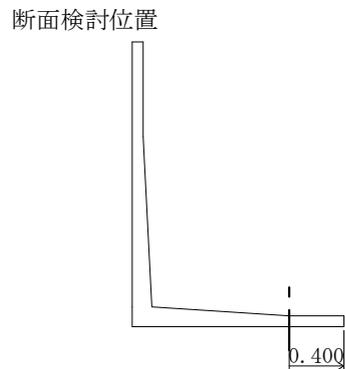
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{10.52 \times 10^6}{1092 \times \left(115 - \frac{47.1}{3}\right)} \\ &= 97.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.67 \times 10^3}{1000 \times 115} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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



### 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

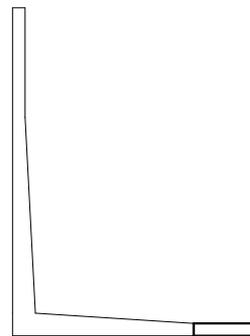
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 0.080 = 0.032 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.032 \times 24.5 \times 1.000 = 0.78 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.78 \times 0.200 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

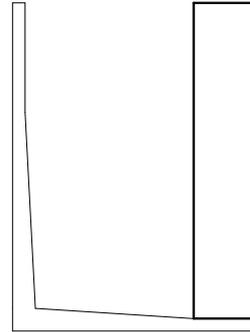
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 2.020 = 0.808 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.808 \times 19.0 \times 1.000 = 15.35 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.35 \times 0.200 = 3.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.400 \times 1.000 = 4.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.200 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.00 \times 0.200 = 0.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 88.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.20 + (88.09 - 13.20) \times \frac{0.400}{1.550} \\ &= 32.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(32.53 + 13.20) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 9.15 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 13.20 + 32.53}{13.20 + 32.53} \\ &= 0.172 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.15 \times 0.172 = 1.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 80.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.28 + (80.04 - 2.28) \times \frac{0.400}{1.550}$$

$$= 22.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(22.35 + 2.28) \times 0.400 \times 1.000}{2}$$

$$= 4.93 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 2.28 + 22.35}{2.28 + 22.35}$$

$$= 0.146 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.93 \times 0.146 = 0.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.78	0.16
2	かかと版上の載荷土	15.35	3.07
3	地盤反力	-9.15	-1.57
4	自動車荷重	4.00	0.80
	合 計 $\Sigma$	10.98	2.46

## 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	0.78	0.16
2	かかと版上の載荷土	15.35	3.07
3	地盤反力	-4.93	-0.72
	合 計 $\Sigma$	11.20	2.51

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.20 \text{ (kN)}$$

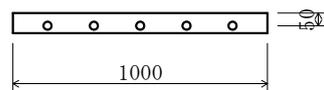
曲げモーメント

$$M = 2.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 27.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 2.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 11.20 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.51 \times 10^6}{1000 \times 27.3 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.51 \times 10^6}{1092 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 56.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{11.20 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$