

CLP (H) 2800 × (B) 1950 × (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	$H = 2.800 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 116.49 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

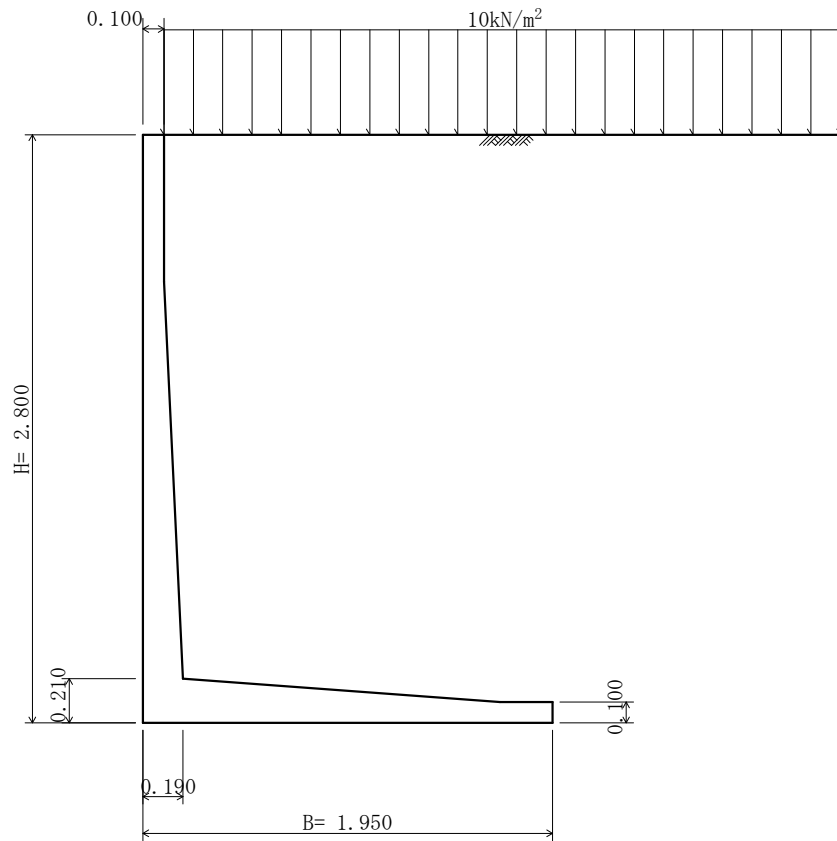
## 1.5 参考文献

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) 2800 × (B) 1950



## §3 計算結果

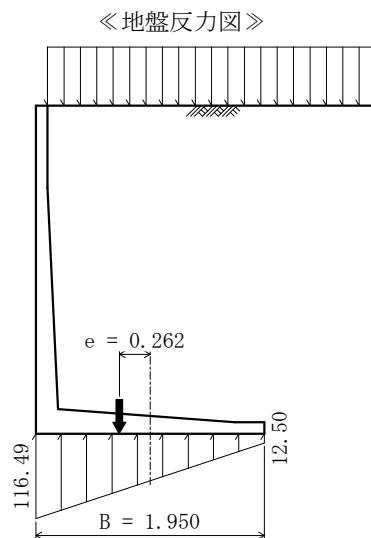
## 3.1 安定計算結果

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
125.77	34.16	0.262	3.81	2.12	116.49      12.50	O. K.
許 容 値		0.325	1.50	1.50		

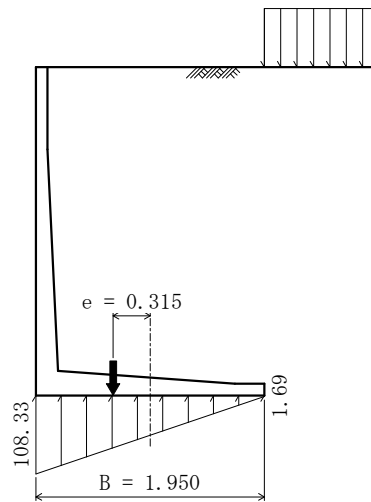


## 3.1.2 載荷重なし

## (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
107.27	34.16	0.315	3.22	1.81	108.33	1.69	0. K.
許 容 値		0.325	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)	60	150
		As (mm <sup>2</sup> )	D19 - 5.5 1576	D19 - 5.5 1576
		x (mm)	34.6	63.8
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.76 \times 10^6$	$22.37 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$3.26 \times 10^3$	$25.92 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.91	5.45
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	9.9	110.3
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	0.17
		$\tau_{ca}$	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)	170	60
		As (mm <sup>2</sup> )	D19 - 5.5 1576	D19 - 5.5 1576
		x (mm)	69.1	34.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$22.37 \times 10^6$	$1.48 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$8.06 \times 10^3$	$11.31 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	4.41	1.77
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	96.6	19.4
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	0.19
		$\tau_{ca}$	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

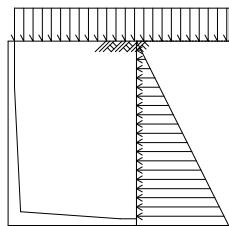
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

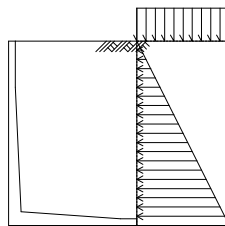
常 時            自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

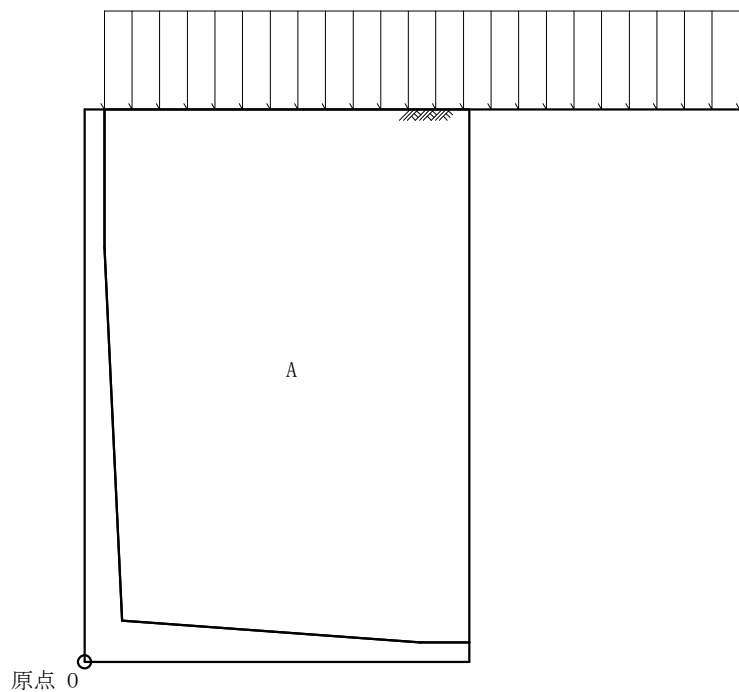


2) 載荷重なし



### 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> )
	1.950	2.800	= 5.460	0.975	1.400	5.3235	7.6440
a	-	0.090	0.700 = -0.063	0.145	2.450	-0.0091	-0.1544
b	-1/2	0.090	1.890 = -0.085	0.160	1.470	-0.0136	-0.1250
c	-	1.510	2.590 = -3.911	0.945	1.505	-3.6959	-5.8861
d	-1/2	1.510	0.110 = -0.083	1.197	0.173	-0.0994	-0.0144
e	-	0.250	2.700 = -0.675	1.825	1.450	-1.2319	-0.9788
合 計			0.643			0.2736	0.4853

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.643 \times 1.000 = 0.643 \text{ (m}^3\text{)}$$

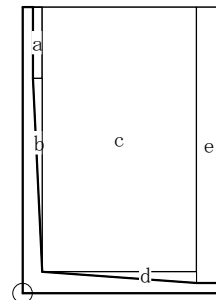
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.643 \times 24.5 = 15.75 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2736}{0.643} = 0.426 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.4853}{0.643} = 0.755 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.850	2.700	= 4.995	1.025	1.450	5.1199	7.2428
a	-1/2	0.090	1.890 = -0.085	0.130	0.840	-0.0111	-0.0714
b	-	0.090	0.110 = -0.010	0.145	0.155	-0.0015	-0.0016
c	-1/2	1.510	0.110 = -0.083	0.693	0.137	-0.0575	-0.0114
合 計			4.817			5.0498	7.1584

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 4.817 \times 1.000 = 4.817 \text{ (m}^3\text{)}$$

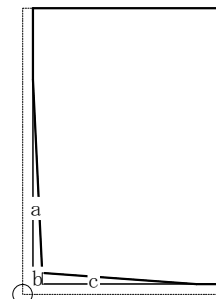
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 4.817 \times 19.0 = 91.52 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{5.0498}{4.817} = 1.048 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{7.1584}{4.817} = 1.486 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.850 \times 1.000 = 18.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.950 - \frac{1.850}{2} = 1.025 \text{ (m)}$$

## 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

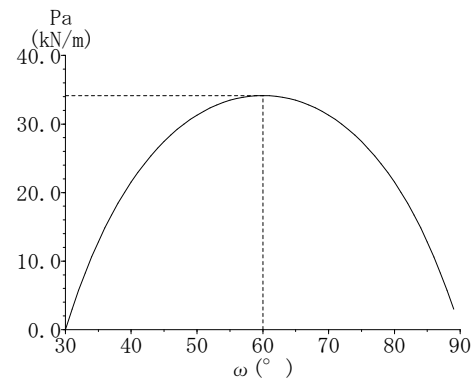
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

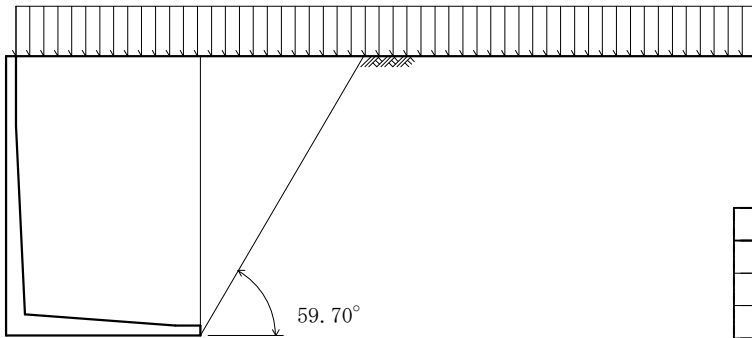
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 2.800 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 59.89 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 16.36] \\
 \omega &= 59.70 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{59.89 \times \sin(59.70 - 30.00)}{\cos(59.70 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 34.16 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
64.00	33.712	49.98
63.00	33.906	52.21
62.00	34.043	54.48
61.00	34.135	56.81
60.00	34.156	59.16
* 59.70	34.161	59.89
59.00	34.129	61.57
58.00	34.045	64.03
57.00	33.914	66.56
56.00	33.712	69.12
55.00	33.462	71.76

鉛直荷重

$$V = 34.16 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 34.16 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 34.16 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.950 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.800}{3} = 0.933 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $B = 1.950$  (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  $B = 1.950$  (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、

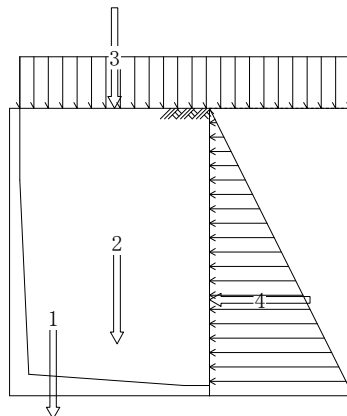
$q_1, q_2$  : 地盤反力度 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\Sigma V$  : 鉛直荷重 ( $\text{kN}$ )  
 $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.950$  (m)  
 $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 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	15.75		0.426	0.755	6.71	
2	裏込め土	91.52		1.048	1.486	95.91	
3	載荷重	18.50		1.025	2.800	18.96	
4	土圧		34.16	1.950	0.933		31.87
合 計 $\Sigma$		125.77	34.16			121.58	31.87

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{125.77 \times 0.577 + 0.0 \times 1.950 \times 1.000}{34.16} \\
 &= 2.12 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{121.58}{31.87} = 3.81 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{121.58 - 31.87}{125.77} = 0.713 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.950}{2} - 0.713 = 0.262 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.262 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.325 \text{ (m)}$$

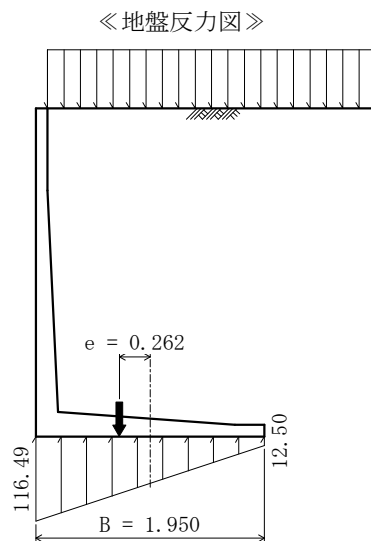
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{125.77}{1.950 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.262}{1.950} \right) \\ &= \begin{cases} 116.49 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

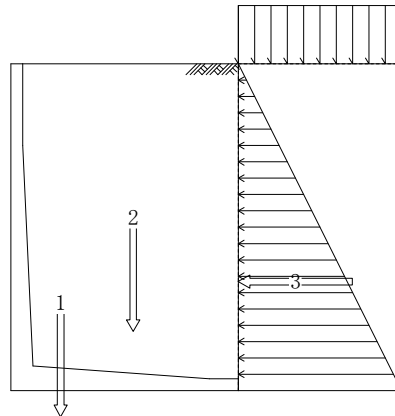
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	15.75		0.426	0.755	6.71	
2	裏込め土	91.52		1.048	1.486	95.91	
3	土圧		34.16	1.950	0.933		31.87
合 計 Σ		107.27	34.16			102.62	31.87

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{107.27 \times 0.577 + 0.0 \times 1.950 \times 1.000}{34.16}$$

$$= 1.81 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{102.62}{31.87} = 3.22 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{102.62 - 31.87}{107.27} = 0.660 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.950}{2} - 0.660 = 0.315 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.315 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.325 \text{ (m)}$$

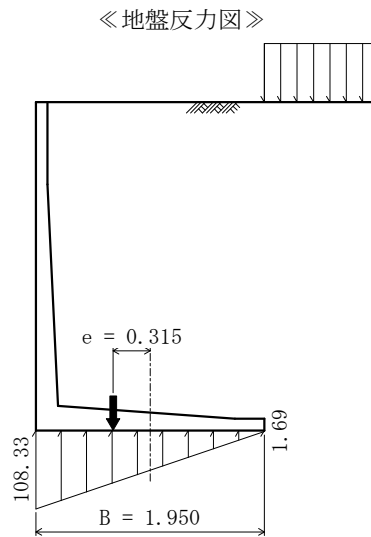
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{107.27}{1.950 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.315}{1.950} \right) \\
 &= \begin{cases} 108.33 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。



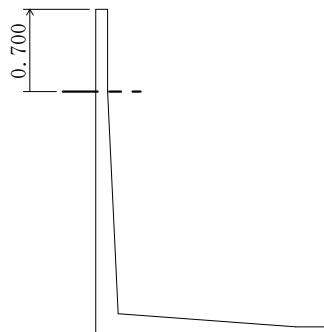


## §6 たて壁の部材断面設計

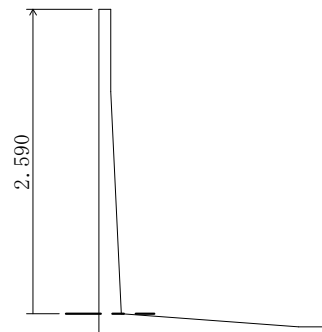
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



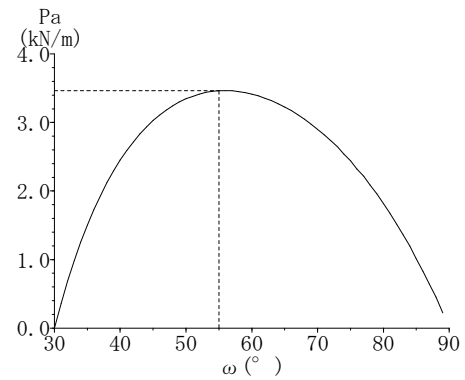
## 6.2 荷重の計算

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

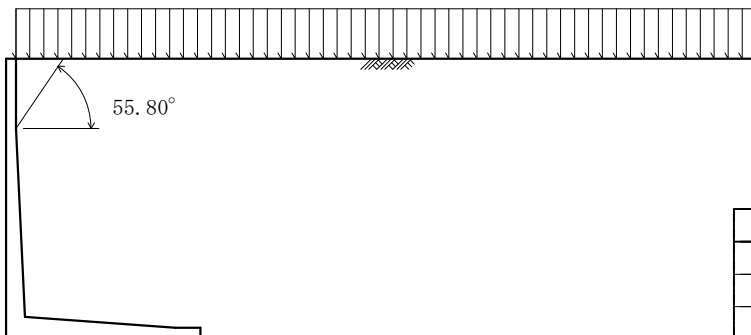
## 1) 中間部

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



最大主働土圧合力

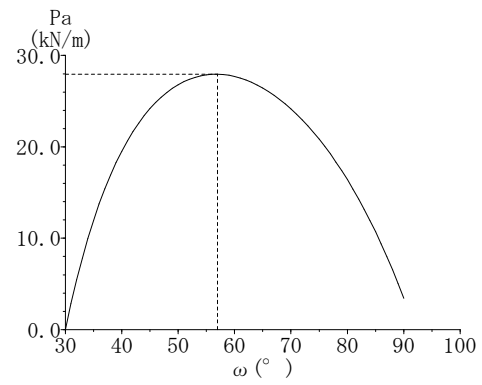
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{7.93 \times \sin(55.80 - 30.00)}{\cos(55.80 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 3.47 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
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

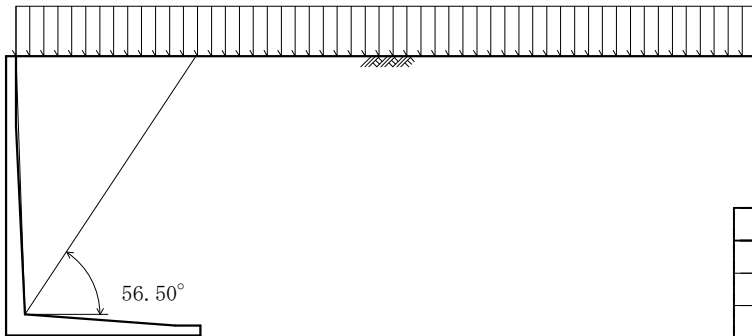
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 1.99 (^{\circ}) \\
 W &= 62.45 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 18.04] \\
 \omega &= 56.50 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{62.45 \times \sin(56.50 - 30.00)}{\cos(56.50 - 30.00 - 20.00 - 1.99)} \\
 &= 27.95 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
61.00	27.534	52.80
60.00	27.700	54.86
59.00	27.828	56.97
58.00	27.904	59.11
57.00	27.945	61.32
* 56.50	27.952	62.45
56.00	27.936	63.57
55.00	27.876	65.87
54.00	27.765	68.22
53.00	27.609	70.65
52.00	27.399	73.14

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

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	27.95	20.00	1.99	25.92	0.863

## 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

$$S = H = 25.92 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 25.92 \times 0.863 \\ &= 22.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

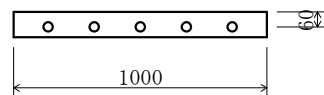
## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 60 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 5.5 \\ &= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1576}} \right\} \\ &= 34.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 3.26 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.76 \times 10^6}{1000 \times 34.6 \times \left(60 - \frac{34.6}{3}\right)} \\ &= 0.91 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

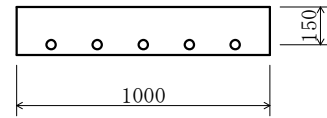
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.76 \times 10^6}{1576 \times \left(60 - \frac{34.6}{3}\right)} \\ &= 9.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.26 \times 10^3}{1000 \times 60} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 150 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 5.5 \\ &= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1576}} \right\} \\ &= 63.8 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 22.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 25.92 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

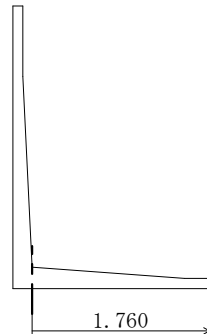
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 22.37 \times 10^6}{1000 \times 63.8 \times \left(150 - \frac{63.8}{3}\right)} \\ &= 5.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{22.37 \times 10^6}{1576 \times \left(150 - \frac{63.8}{3}\right)} \\ &= 110.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{25.92 \times 10^3}{1000 \times 150} \\ &= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §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> )
	1.760	0.210	0.370	0.880	0.3256
a	-1/2 × 1.510	0.110	-0.083	1.007	-0.0836
b	-	0.250	0.110	-0.028	1.635
合計			0.259		0.1962

作用位置

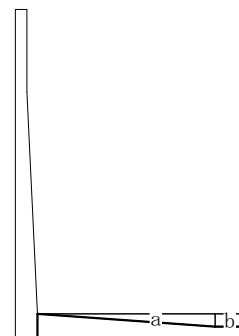
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1962}{0.259} = 0.758 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.259 \times 24.5 \times 1.000 = 6.35 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.35 \times 0.758 = 4.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	1.760	2.700	4.752	0.880	4.1818
a	-1/2	1.510	0.110	-0.083	-0.0417
合 計			4.669		4.1401

作用位置

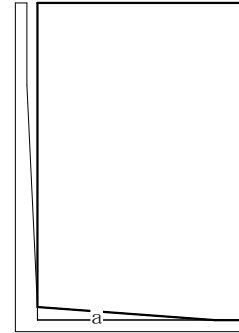
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.1401}{4.669} = 0.887 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.669 \times 19.0 \times 1.000 = 88.71 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 88.71 \times 0.887 = 78.69 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.760 \times 1.000 = 17.60 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.880 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 17.60 \times 0.880 = 15.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 116.49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.50 + (116.49 - 12.50) \times \frac{1.760}{1.950} \\ &= 106.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(106.36 + 12.50) \times 1.760 \times 1.000}{2} \\ &= 104.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.760}{3} \times \frac{2 \times 12.50 + 106.36}{12.50 + 106.36} \\ &= 0.648 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 104.60 \times 0.648 = 67.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 108.33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.69 + (108.33 - 1.69) \times \frac{1.760}{1.950} \\ &= 97.94 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(97.94 + 1.69) \times 1.760 \times 1.000}{2} \\ &= 87.67 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.760}{3} \times \frac{2 \times 1.69 + 97.94}{1.69 + 97.94} \\ &= 0.597 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 87.67 \times 0.597 = 52.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 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	6.35	4.81
2	かかと版上の載荷土	88.71	78.69
3	地盤反力	-104.60	-67.78
4	自動車荷重	17.60	15.49
	合 計 $\Sigma$	8.06	31.21

## 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	6.35	4.81
2	かかと版上の載荷土	88.71	78.69
3	地盤反力	-87.67	-52.34
	合 計 $\Sigma$	7.39	31.16

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  $M_o = 22.37$  (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

$$S = 8.06 \text{ (kN)}$$

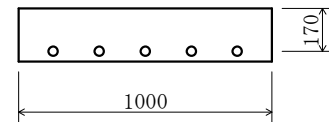
曲げモーメント

$$M = 22.37 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 5.5 \\ &= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1576}} \right\} \\ &= 69.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 22.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 8.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

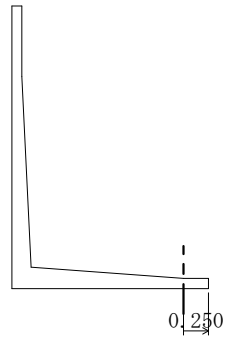
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 22.37 \times 10^6}{1000 \times 69.1 \times \left(170 - \frac{69.1}{3}\right)} \\ &= 4.41 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{22.37 \times 10^6}{1576 \times \left(170 - \frac{69.1}{3}\right)} \\ &= 96.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{8.06 \times 10^3}{1000 \times 170} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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

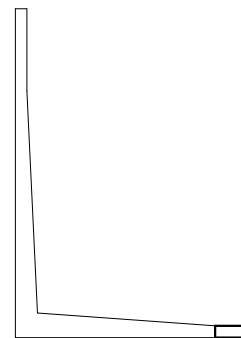
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.100 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

$$M = S \cdot x = 0.61 \times 0.125 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

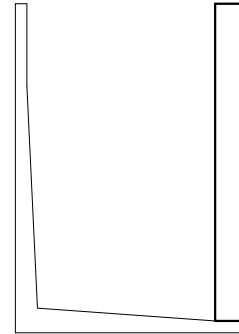
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 2.700 = 0.675 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.675 \times 19.0 \times 1.000 = 12.83 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.83 \times 0.125 = 1.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

$$q_1 = 116.49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.50 + (116.49 - 12.50) \times \frac{0.250}{1.950} \\ &= 25.83 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.83 + 12.50) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 12.50 + 25.83}{12.50 + 25.83} \\ &= 0.111 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.79 \times 0.111 = 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 108.33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.69 + (108.33 - 1.69) \times \frac{0.250}{1.950}$$

$$= 15.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(15.36 + 1.69) \times 0.250 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.13 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 1.69 + 15.36}{1.69 + 15.36}$$

$$= 0.092 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.13 \times 0.092 = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.08
2	かかと版上の載荷土	12.83	1.60
3	地盤反力	-4.79	-0.53
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	11.15	1.46

## 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	0.61	0.08
2	かかと版上の載荷土	12.83	1.60
3	地盤反力	-2.13	-0.20
	合 計 Σ	11.31	1.48

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.31 \text{ (kN)}$$

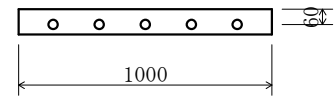
曲げモーメント

$$M = 1.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 60 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 5.5 \\ &= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1576}} \right\} \\ &= 34.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 11.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.48 \times 10^6}{1000 \times 34.6 \times \left(60 - \frac{34.6}{3}\right)} \\ &= 1.77 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.48 \times 10^6}{1576 \times \left(60 - \frac{34.6}{3}\right)} \\ &= 19.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{11.31 \times 10^3}{1000 \times 60} \\ &= 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$