

CLP (H) 2200 × (B) 1600 × (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	$H = 2.200 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 92.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

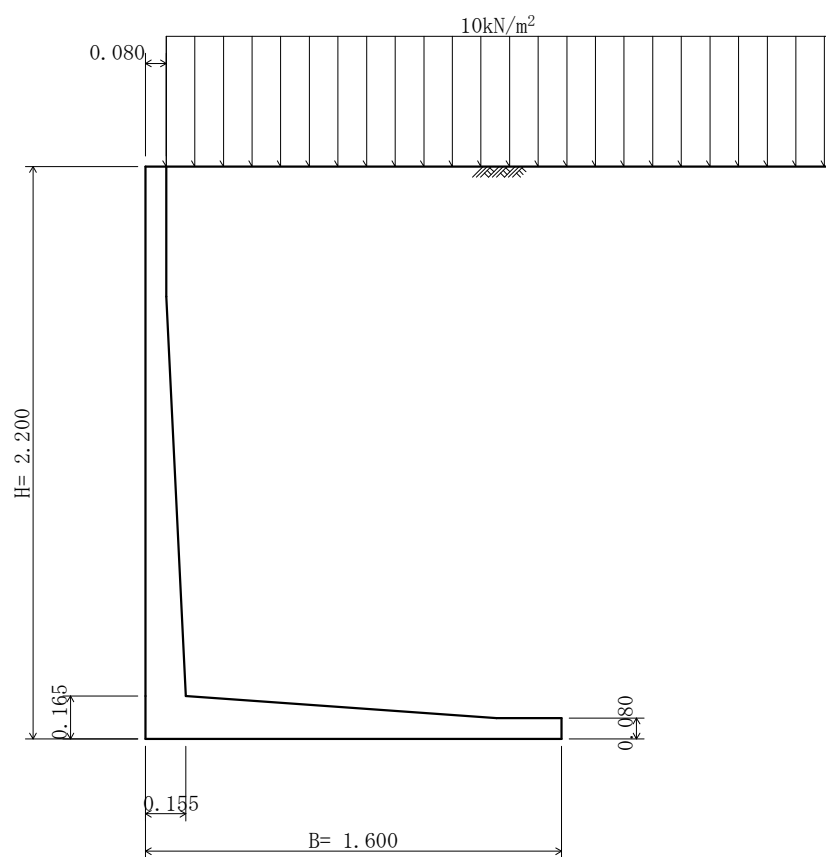
1.5 参考文献

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) 2200 × (B) 1600



§3 計算結果

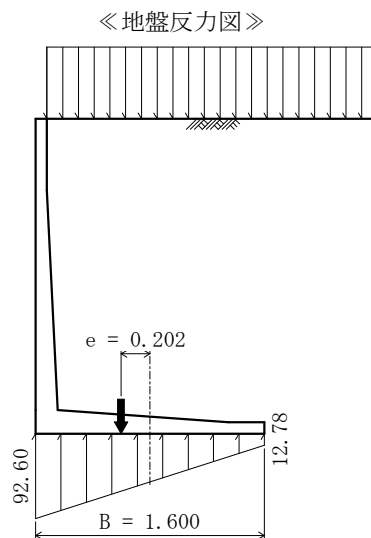
3.1 安定計算結果

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 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (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 ²)	判定
84.30	22.67	0.202	4.03	2.15	92.60 12.78	O. K.
許 容 値		0.267	1.50	1.50		

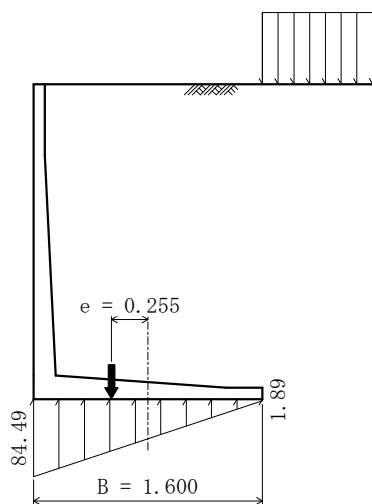


3.1.2 載荷重なし

(1) 安定計算

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (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 ²)		判定
69.10	22.67	0.255	3.26	1.76	84.49	1.89	0. K.
許 容 値		0.267	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	125
		As (mm ²)	D16 - 5.5 1092	D16 - 5.5 1092
		x (mm)	27.3	49.7
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.35×10^6	11.73×10^6
		せん断力 S (N)	2.07×10^3	17.30×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.63	4.35
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	7.8	99.1
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.14
		τ_{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)	135	50
		As (mm ²)	D16 - 5.5 1092	D16 - 5.5 1092
		x (mm)	52.1	27.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	11.73×10^6	1.13×10^6
		せん断力 S (N)	5.20×10^3	8.47×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.83	2.02
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	91.3	25.3
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.17
		τ_{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

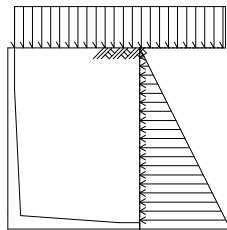
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

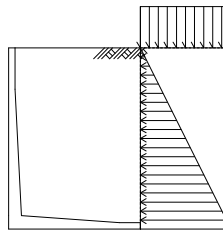
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

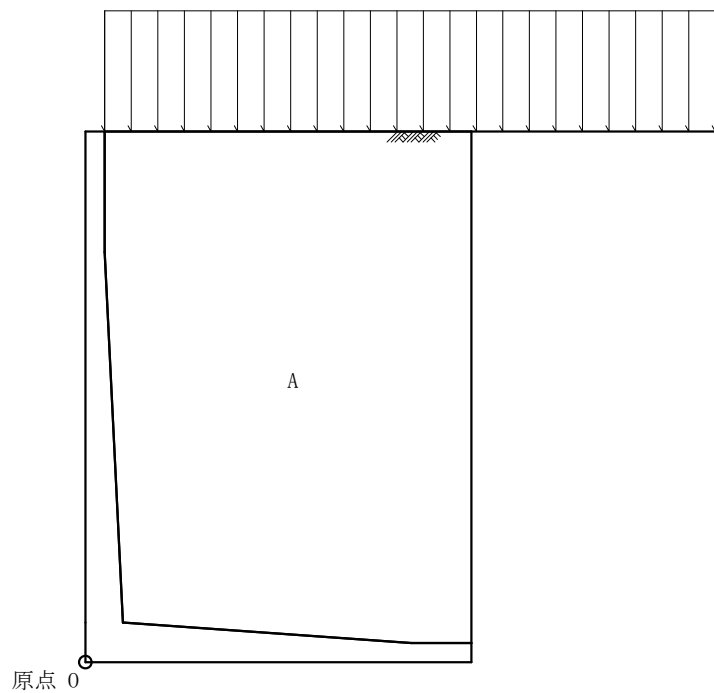


2) 載荷重なし



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 ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.600	2.200	= 3.520	0.800	1.100	2.8160	3.8720
a	-	0.075	× 0.500 = -0.038	0.118	1.950	-0.0045	-0.0741
b	-1/2	× 0.075	× 1.535 = -0.058	0.130	1.188	-0.0075	-0.0689
c	-	1.195	× 2.035 = -2.432	0.753	1.183	-1.8313	-2.8771
d	-1/2	× 1.195	× 0.085 = -0.051	0.952	0.137	-0.0486	-0.0070
e	-	0.250	× 2.120 = -0.530	1.475	1.140	-0.7818	-0.6042
合 計			0.411			0.1423	0.2407

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.411 \times 1.000 = 0.411 \text{ (m}^3\text{)}$$

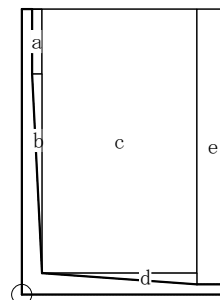
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.411 \times 24.5 = 10.07 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1423}{0.411} = 0.346 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2407}{0.411} = 0.586 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.520	2.120	= 3.222	0.840	1.140	2.7065	3.6731
a	-1/2	× 0.075	× 1.535 = -0.058	0.105	0.677	-0.0061	-0.0393
b	-	0.075	× 0.085 = -0.006	0.118	0.123	-0.0007	-0.0007
c	-1/2	× 1.195	× 0.085 = -0.051	0.553	0.108	-0.0282	-0.0055
合 計			3.107			2.6715	3.6276

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.107 \times 1.000 = 3.107 \text{ (m}^3\text{)}$$

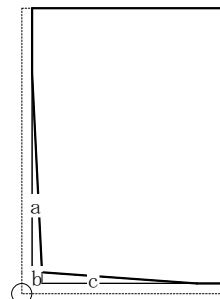
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 3.107 \times 19.0 = 59.03 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.6715}{3.107} = 0.860 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{3.6276}{3.107} = 1.168 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.520 \times 1.000 = 15.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.600 - \frac{1.520}{2} = 0.840 \text{ (m)}$$

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)
- ω : すべり角 (°)
- ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

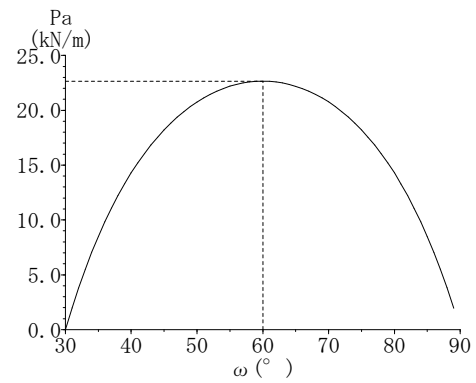
$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

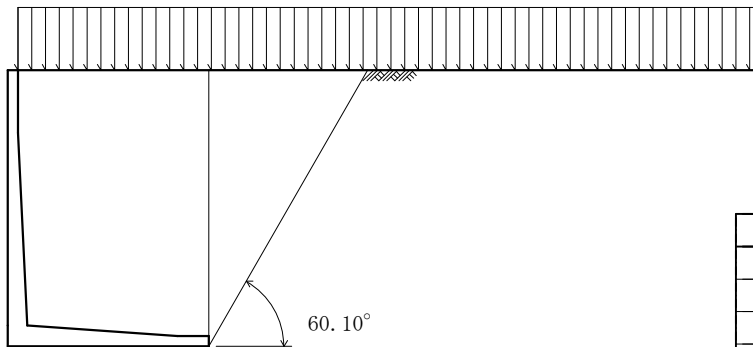
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 2.200 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 39.10 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 12.65] \\
 \omega &= 60.10 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{39.10 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 22.67 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
65.00	22.190	31.69
64.00	22.360	33.15
63.00	22.495	34.64
62.00	22.589	36.15
61.00	22.634	37.67
* 60.10	22.665	39.10
60.00	22.655	39.24
59.00	22.638	40.84
58.00	22.587	42.48
57.00	22.496	44.15
56.00	22.363	45.85

鉛直荷重

$$V = 22.67 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 22.67 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 22.67 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.600 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.200}{3} = 0.733 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $F_{sa} = 1.50$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 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/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.600$ (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

ΣMr : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣMo : 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、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.600$ (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^2)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.600$ (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)

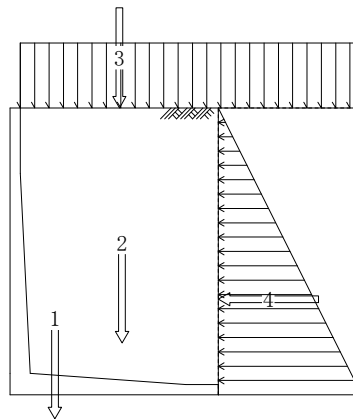
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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 M_r ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	転倒 M_o ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
1	躯体	10.07		0.346	0.586	3.48	
2	裏込め土	59.03		0.860	1.168	50.77	
3	載荷重	15.20		0.840	2.200	12.77	
4	土圧		22.67	1.600	0.733		16.62
合 計 Σ		84.30	22.67			67.02	16.62

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{84.30 \times 0.577 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{22.67} \\
 &= 2.15 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{67.02}{16.62} = 4.03 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{67.02 - 16.62}{84.30} = 0.598 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.598 = 0.202 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.202 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.267 \text{ (m)}$$

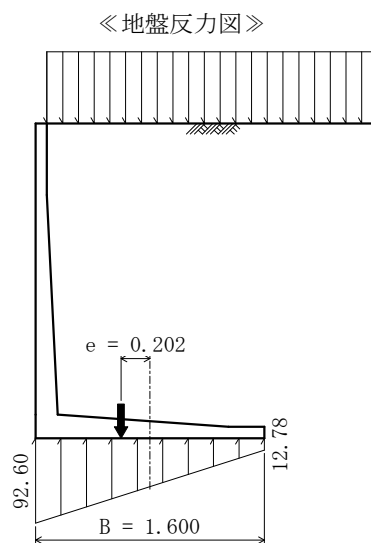
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{84.30}{1.600 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.202}{1.600} \right) \\ &= \begin{cases} 92.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.78 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

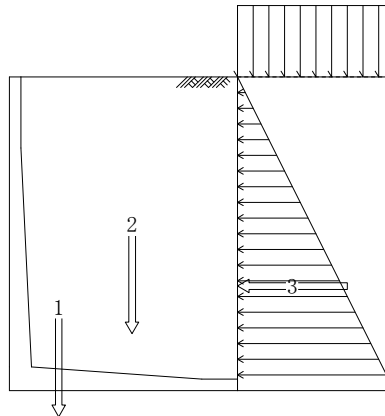
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	10.07		0.346	0.586	3.48	
2	裏込め土	59.03		0.860	1.168	50.77	
3	土圧		22.67	1.600	0.733		16.62
合 計 Σ		69.10	22.67			54.25	16.62

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{69.10 \times 0.577 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{22.67}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{54.25}{16.62} = 3.26 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{54.25 - 16.62}{69.10} = 0.545 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.545 = 0.255 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.255 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.267 \text{ (m)}$$

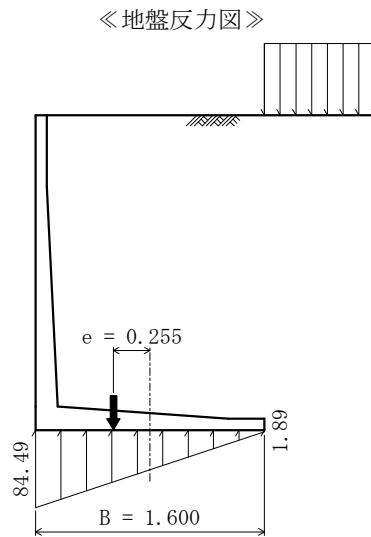
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{69.10}{1.600 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.255}{1.600} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 84.49 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.89 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

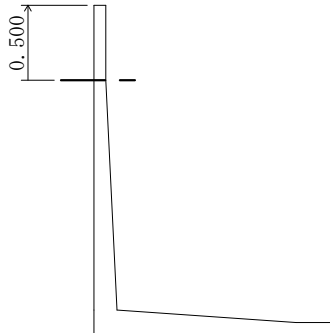


§6 たて壁の部材断面設計

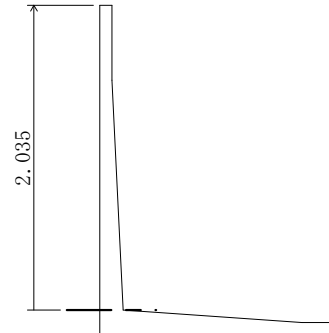
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



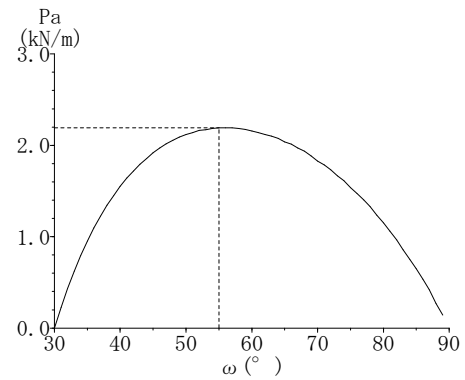
6.2 荷重の計算

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

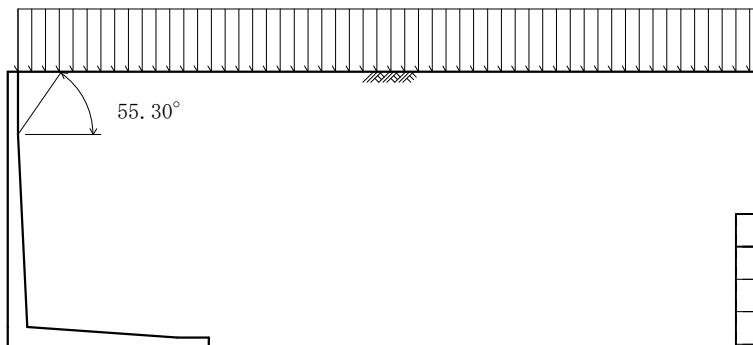
1) 中間部

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



最大主働土圧合力

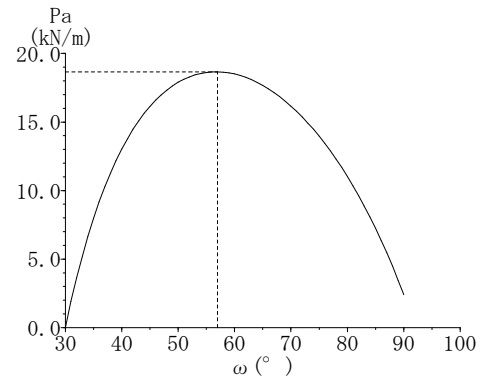
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{5.12 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 2.20 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	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

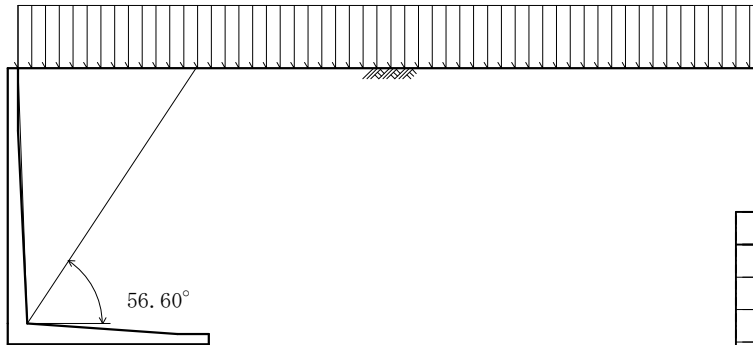
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.11 (^{\circ}) \\
 W &= 41.57 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 14.17] \\
 \omega &= 56.60 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{41.57 \times \sin(56.60 - 30.00)}{\cos(56.60 - 30.00 - 20.00 - 2.11)} \\
 &= 18.67 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	18.397	35.29
60.00	18.510	36.67
59.00	18.586	38.06
58.00	18.643	39.50
57.00	18.663	40.96
* 56.60	18.671	41.57
56.00	18.656	42.46
55.00	18.615	43.99
54.00	18.545	45.57
53.00	18.441	47.19
52.00	18.292	48.83

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

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 δ ($^{\circ}$)	傾斜角 α ($^{\circ}$)	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	18.67	20.00	2.11	17.30	0.678

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

$$S = H = 17.30 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 17.30 \times 0.678 \\ &= 11.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

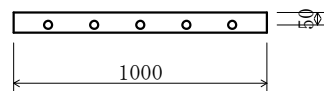
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

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

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

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

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.35 \times 10^6}{1000 \times 27.3 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 0.63 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

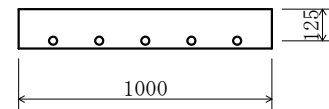
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.35 \times 10^6}{1092 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 7.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

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

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 125 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 125}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 49.7 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 11.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 17.30 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

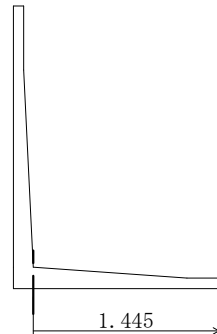
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 11.73 \times 10^6}{1000 \times 49.7 \times \left(125 - \frac{49.7}{3}\right)} \\ &= 4.35 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{11.73 \times 10^6}{1092 \times \left(125 - \frac{49.7}{3}\right)} \\ &= 99.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{17.30 \times 10^3}{1000 \times 125} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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 ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.445	0.165	0.238	0.723	0.1721
a	-1/2	1.195	0.085	-0.051	-0.0406
b	-	0.250	0.085	-0.021	-0.0277
合計			0.166		0.1038

作用位置

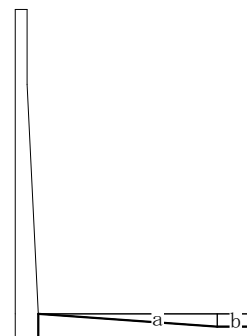
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1038}{0.166} = 0.625 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.166 \times 24.5 \times 1.000 = 4.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.07 \times 0.625 = 2.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.445	2.120	3.063	0.723	2.2145
a	-1/2	1.195	0.085	-0.051	-0.0203
合 計			3.012		2.1942

作用位置

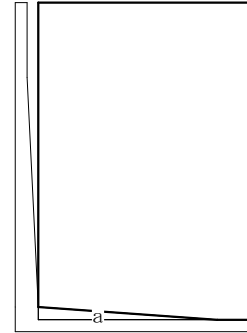
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.1942}{3.012} = 0.728 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.012 \times 19.0 \times 1.000 = 57.23 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 57.23 \times 0.728 = 41.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.445 \times 1.000 = 14.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.723 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.45 \times 0.723 = 10.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 92.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.78 + (92.60 - 12.78) \times \frac{1.445}{1.600} \\ &= 84.87 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(84.87 + 12.78) \times 1.445 \times 1.000}{2} \\ &= 70.55 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.445}{3} \times \frac{2 \times 12.78 + 84.87}{12.78 + 84.87} \\ &= 0.545 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 70.55 \times 0.545 = 38.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 84.49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.89 + (84.49 - 1.89) \times \frac{1.445}{1.600} \\ &= 76.49 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(76.49 + 1.89) \times 1.445 \times 1.000}{2} \\ &= 56.63 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.445}{3} \times \frac{2 \times 1.89 + 76.49}{1.89 + 76.49} \\ &= 0.493 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 56.63 \times 0.493 = 27.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	4.07	2.54
2	かかと版上の載荷土	57.23	41.66
3	地盤反力	-70.55	-38.45
4	自動車荷重	14.45	10.45
	合 計 Σ	5.20	16.20

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	4.07	2.54
2	かかと版上の載荷土	57.23	41.66
3	地盤反力	-56.63	-27.92
	合 計 Σ	4.67	16.28

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 $M_o = 11.73$ (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

$$S = 5.20 \text{ (kN)}$$

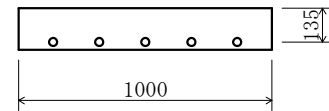
曲げモーメント

$$M = 11.73 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 135 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 135}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 52.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 11.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.20 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

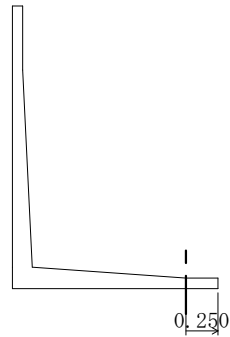
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 11.73 \times 10^6}{1000 \times 52.1 \times \left(135 - \frac{52.1}{3}\right)} \\ &= 3.83 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{11.73 \times 10^6}{1092 \times \left(135 - \frac{52.1}{3}\right)} \\ &= 91.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.20 \times 10^3}{1000 \times 135} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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

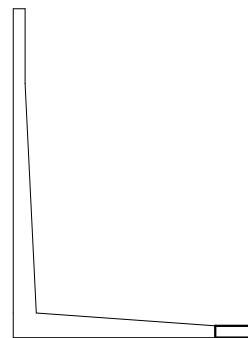
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.080 = 0.020 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

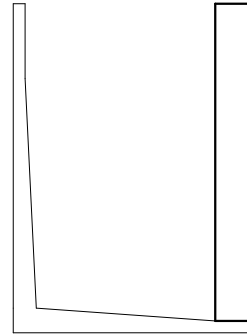
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 2.120 = 0.530 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.530 \times 19.0 \times 1.000 = 10.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.07 \times 0.125 = 1.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 92.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.78 + (92.60 - 12.78) \times \frac{0.250}{1.600} \\ &= 25.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.25 + 12.78) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.75 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 12.78 + 25.25}{12.78 + 25.25} \\ &= 0.111 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.75 \times 0.111 = 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 84.49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.89 + (84.49 - 1.89) \times \frac{0.250}{1.600}$$

$$= 14.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(14.80 + 1.89) \times 0.250 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.09 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 1.89 + 14.80}{1.89 + 14.80}$$

$$= 0.093 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.09 \times 0.093 = 0.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	10.07	1.26
3	地盤反力	-4.75	-0.53
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	8.31	1.10

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	10.07	1.26
3	地盤反力	-2.09	-0.19
	合 計 Σ	8.47	1.13

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.47 \text{ (kN)}$$

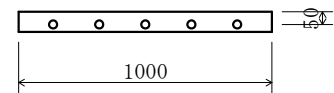
曲げモーメント

$$M = 1.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 1.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 8.47 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.13 \times 10^6}{1000 \times 27.3 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 2.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.13 \times 10^6}{1092 \times \left(50 - \frac{27.3}{3}\right)} \\ &= 25.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{8.47 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$