

CLP (H) 2600 × (B) 1850 × (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	$H = 2.600 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 107.68 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

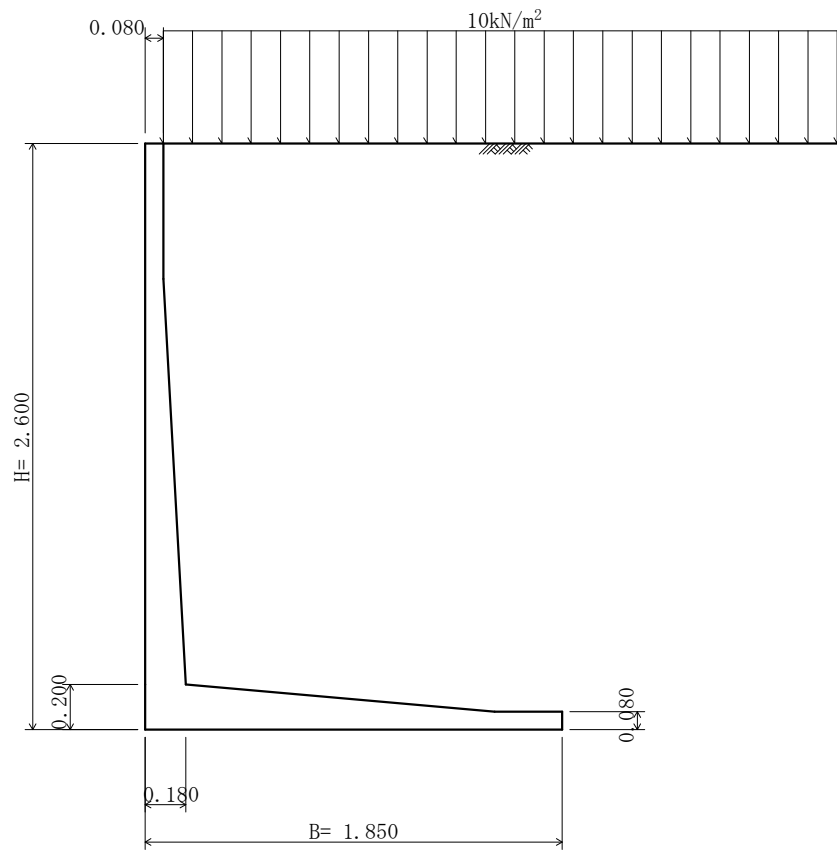
1.5 参考文献

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) 2600 × (B) 1850



§3 計算結果

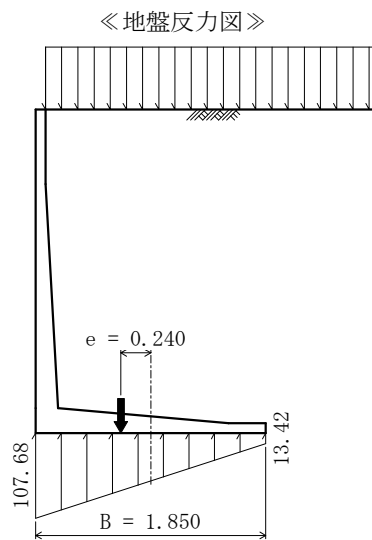
3.1 安定計算結果

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
112.02	30.08	0.240	3.94	2.15	107.68 13.42	O. K.
許 容 値		0.308	1.50	1.50		

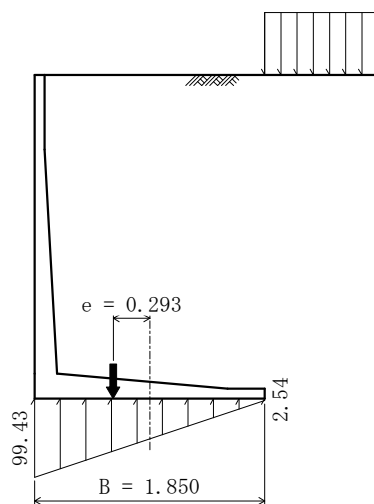


3.1.2 載荷重なし

(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
94.32	30.08	0.293	3.29	1.81	99.43	2.54	0. K.
許 容 値		0.308	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	150
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	28.7	59.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.53×10^6	18.33×10^6
		せん断力 S (N)	2.63×10^3	22.91×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.91	4.75
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	10.2	109.0
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.15
		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)	170	50
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	64.1	28.7
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	18.33×10^6	1.89×10^6
		せん断力 S (N)	6.92×10^3	11.83×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.85	3.26
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.5	36.2
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.24
		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

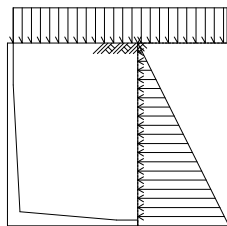
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

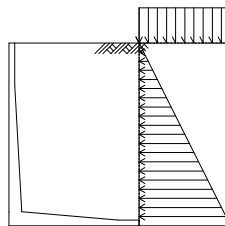
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

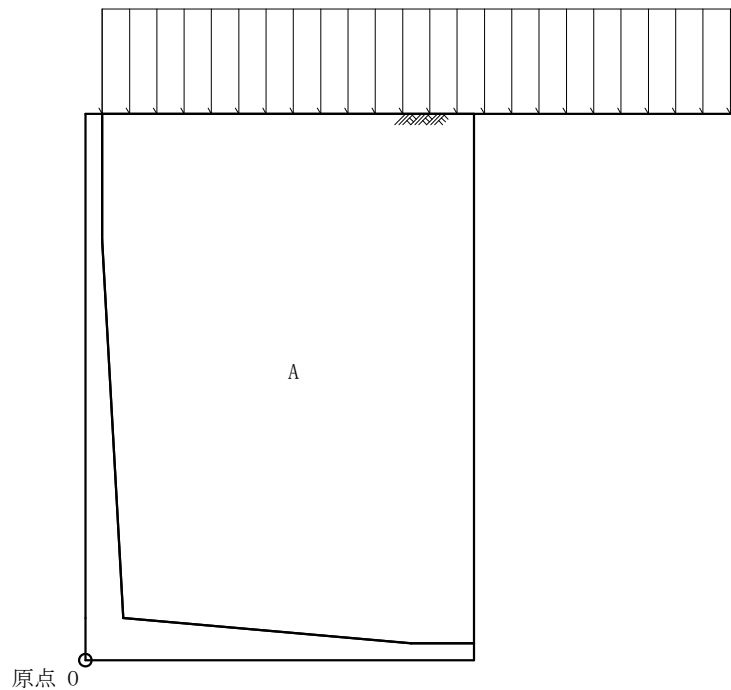


2) 載荷重なし



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)
	1.850	2.600	= 4.810	0.925	1.300	4.4493	6.2530
a	-	0.100	× 0.600 = -0.060	0.130	2.300	-0.0078	-0.1380
b	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.147	1.400	-0.0132	-0.1260
c	-	1.370	× 2.400 = -3.288	0.865	1.400	-2.8441	-4.6032
d	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	1.093	0.160	-0.0896	-0.0131
e	-	0.300	× 2.520 = -0.756	1.700	1.340	-1.2852	-1.0130
合 計			0.534			0.2094	0.3597

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.534 \times 1.000 = 0.534 \text{ (m}^3\text{)}$$

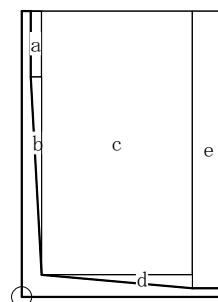
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.534 \times 24.5 = 13.08 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2094}{0.534} = 0.392 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3597}{0.534} = 0.674 \text{ (m)}$$



(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)
	1.770	2.520	= 4.460	0.965	1.340	4.3039	5.9764
a	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.113	0.800	-0.0102	-0.0720
b	-	0.100	× 0.120 = -0.012	0.130	0.140	-0.0016	-0.0017
c	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	0.637	0.120	-0.0522	-0.0098
合 計			4.276			4.2399	5.8929

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 4.276 \times 1.000 = 4.276 \text{ (m}^3\text{)}$$

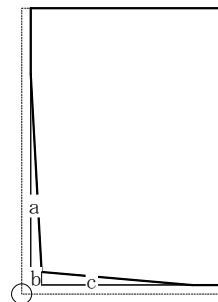
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 4.276 \times 19.0 = 81.24 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.2399}{4.276} = 0.992 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{5.8929}{4.276} = 1.378 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.770 \times 1.000 = 17.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.850 - \frac{1.770}{2} = 0.965 \text{ (m)}$$

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

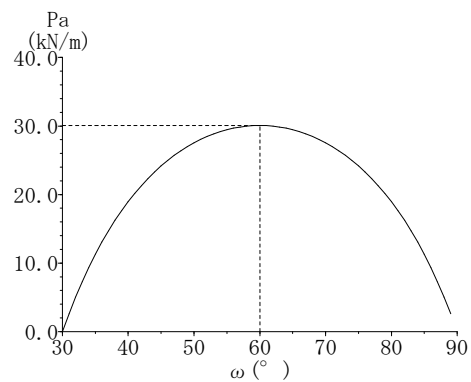
$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

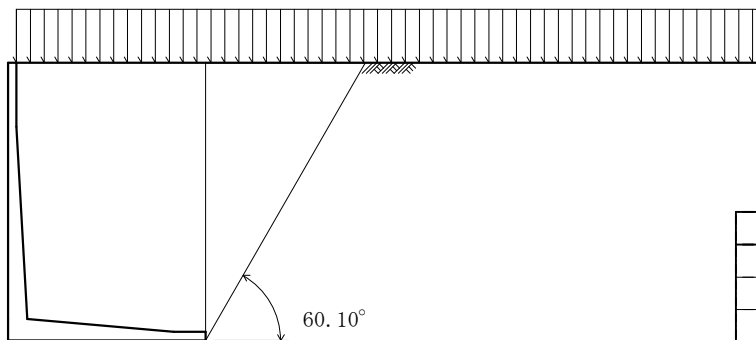
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 2.600 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 51.89 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 14.95] \\
 \omega &= 60.10 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{51.89 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 30.08 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
65.00	29.458	42.07
64.00	29.685	44.01
63.00	29.853	45.97
62.00	29.975	47.97
61.00	30.055	50.02
* 60.10	30.080	51.89
60.00	30.068	52.08
59.00	30.049	54.21
58.00	29.972	56.37
57.00	29.853	58.59
56.00	29.683	60.86

鉛直荷重

$$V = 30.08 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 30.08 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 30.08 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.850 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.600}{3} = 0.867 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 1.850$ (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 $B = 1.850$ (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 $B = 1.850$ (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)

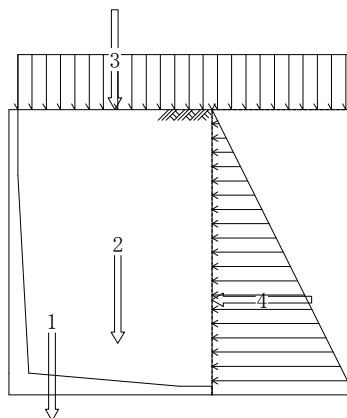
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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 M_r ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	転倒 M_o ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
1	躯体	13.08		0.392	0.674	5.13	
2	裏込め土	81.24		0.992	1.378	80.59	
3	載荷重	17.70		0.965	2.600	17.08	
4	土圧		30.08	1.850	0.867		26.08
合 計 Σ		112.02	30.08			102.80	26.08

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{112.02 \times 0.577 + 0.0 \times 1.850 \times 1.000}{30.08} \\
 &= 2.15 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{102.80}{26.08} = 3.94 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{102.80 - 26.08}{112.02} = 0.685 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.850}{2} - 0.685 = 0.240 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.240 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.308 \text{ (m)}$$

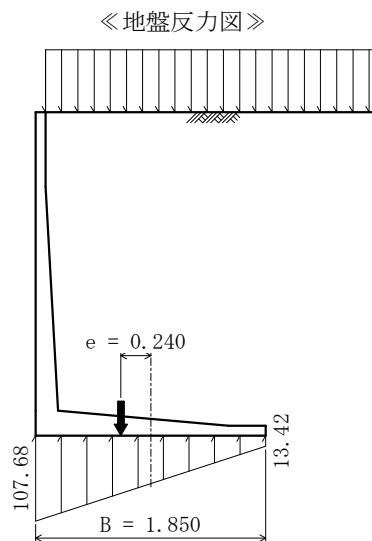
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{112.02}{1.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.240}{1.850} \right) \\ &= \begin{cases} 107.68 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

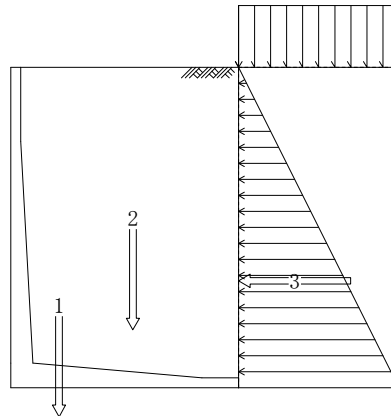
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	13.08		0.392	0.674	5.13	
2	裏込め土	81.24		0.992	1.378	80.59	
3	土圧		30.08	1.850	0.867		26.08
合 計 Σ		94.32	30.08			85.72	26.08

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{94.32 \times 0.577 + 0.0 \times 1.850 \times 1.000}{30.08}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{85.72}{26.08} = 3.29 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{85.72 - 26.08}{94.32} = 0.632 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.850}{2} - 0.632 = 0.293 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.293 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.308 \text{ (m)}$$

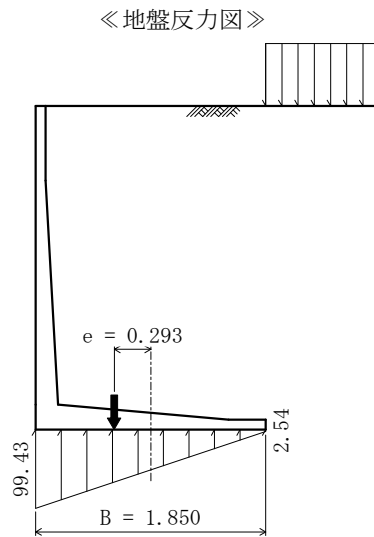
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{94.32}{1.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.293}{1.850} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 99.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.54 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

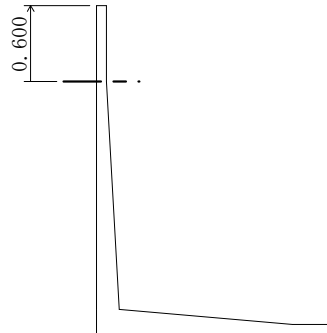


§6 たて壁の部材断面設計

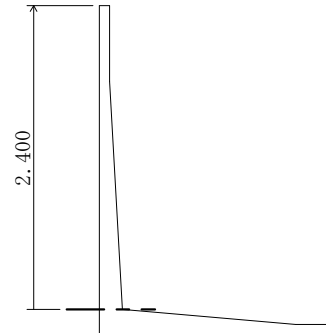
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



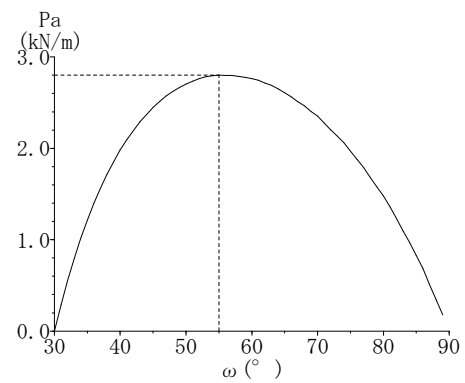
6.2 荷重の計算

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

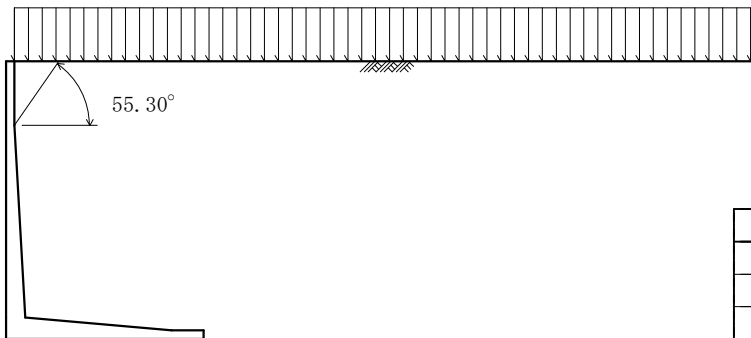
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 6.53 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.15] \\
 \omega &= 55.30 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

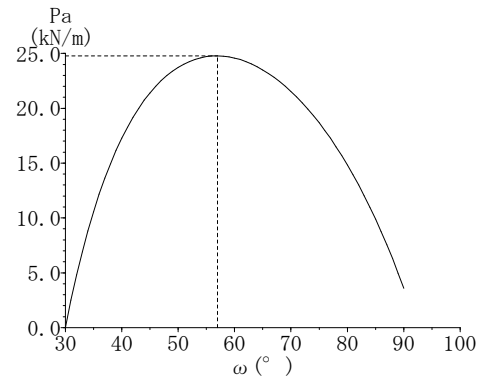
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{6.53 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 2.80 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
60.00	2.762	5.44
59.00	2.778	5.66
58.00	2.788	5.88
57.00	2.799	6.12
56.00	2.799	6.35
* 55.30	2.803	6.53
55.00	2.800	6.60
54.00	2.793	6.85
53.00	2.782	7.11
52.00	2.763	7.37
51.00	2.735	7.63

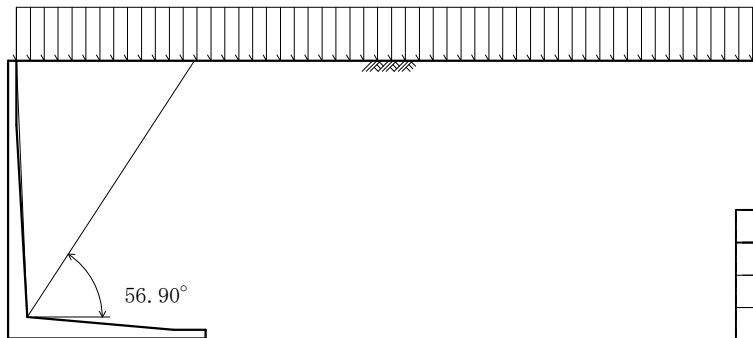
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.39 (^{\circ}) \\
 W &= 54.61 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 16.65] \\
 \omega &= 56.90 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{54.61 \times \sin(56.90 - 30.00)}{\cos(56.90 - 30.00 - 20.00 - 2.39)} \\
 &= 24.78 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	24.446	46.93
60.00	24.582	48.73
59.00	24.691	50.59
58.00	24.756	52.48
57.00	24.777	54.40
* 56.90	24.784	54.61
56.00	24.769	56.39
55.00	24.711	58.41
54.00	24.609	60.48
53.00	24.461	62.60
52.00	24.268	64.78

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

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 (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.80	20.00	0.00	2.63	0.200
つけ根	24.78	20.00	2.39	22.91	0.800

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 2.63 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.63 \times 0.200 \\ &= 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 22.91 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 22.91 \times 0.800 \\ &= 18.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

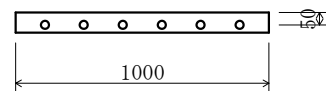
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 2.63 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.53 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 0.91 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

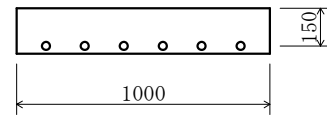
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.53 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 10.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.63 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 150 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 59.3 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 18.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 22.91 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

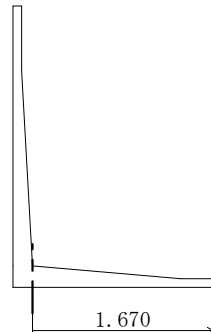
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 18.33 \times 10^6}{1000 \times 59.3 \times \left(150 - \frac{59.3}{3}\right)} \\ &= 4.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{18.33 \times 10^6}{1291 \times \left(150 - \frac{59.3}{3}\right)} \\ &= 109.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{22.91 \times 10^3}{1000 \times 150} \\ &= 0.15 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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)
	1.670	0.200	0.334	0.835	0.2789
a	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	0.913	-0.0749
b	-0.300	0.120	-0.036	1.520	-0.0547
合計			0.216		0.1493

作用位置

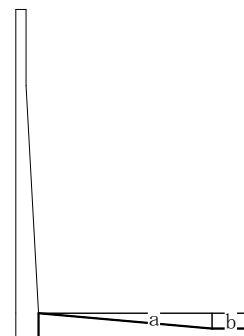
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1493}{0.216} = 0.691 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.216 \times 24.5 \times 1.000 = 5.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.29 \times 0.691 = 3.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.670	2.520	4.208	0.835	3.5137
a	-1/2	1.370	0.120	-0.082	-0.0375
合 計			4.126		3.4762

作用位置

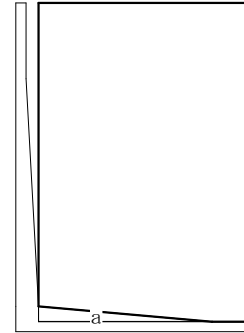
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.4762}{4.126} = 0.843 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.126 \times 19.0 \times 1.000 = 78.39 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 78.39 \times 0.843 = 66.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.670 \times 1.000 = 16.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.835 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.70 \times 0.835 = 13.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 107.68 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.42 + (107.68 - 13.42) \times \frac{1.670}{1.850} \\ &= 98.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(98.51 + 13.42) \times 1.670 \times 1.000}{2} \\ &= 93.46 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.670}{3} \times \frac{2 \times 13.42 + 98.51}{13.42 + 98.51} \\ &= 0.623 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 93.46 \times 0.623 = 58.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 99.43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.54 + (99.43 - 2.54) \times \frac{1.670}{1.850} \\ &= 90.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(90.00 + 2.54) \times 1.670 \times 1.000}{2} \\ &= 77.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.670}{3} \times \frac{2 \times 2.54 + 90.00}{2.54 + 90.00} \\ &= 0.572 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 77.27 \times 0.572 = 44.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	5.29	3.66
2	かかと版上の載荷土	78.39	66.08
3	地盤反力	-93.46	-58.23
4	自動車荷重	16.70	13.94
	合 計 Σ	6.92	25.45

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	5.29	3.66
2	かかと版上の載荷土	78.39	66.08
3	地盤反力	-77.27	-44.20
	合 計 Σ	6.41	25.54

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 $M_o = 18.33$ (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

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

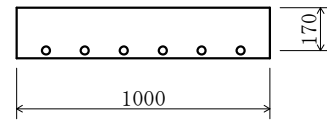
曲げモーメント

$$M = 18.33 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 64.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 18.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 6.92 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

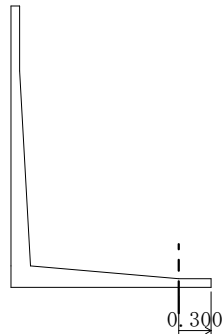
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 18.33 \times 10^6}{1000 \times 64.1 \times \left(170 - \frac{64.1}{3}\right)} \\ &= 3.85 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{18.33 \times 10^6}{1291 \times \left(170 - \frac{64.1}{3}\right)} \\ &= 95.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{6.92 \times 10^3}{1000 \times 170} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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

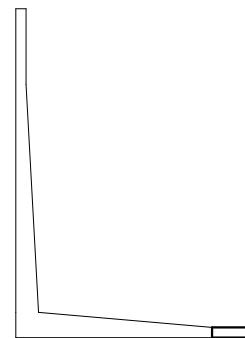
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.080 = 0.024 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.024 \times 24.5 \times 1.000 = 0.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.59 \times 0.150 = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

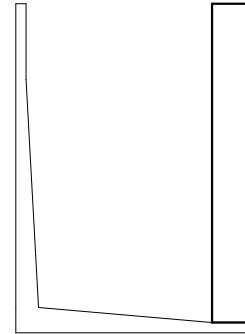
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 2.520 = 0.756 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.756 \times 19.0 \times 1.000 = 14.36 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.36 \times 0.150 = 2.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.300 \times 1.000 = 3.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.150 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.00 \times 0.150 = 0.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 107.68 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.42 + (107.68 - 13.42) \times \frac{0.300}{1.850} \\ &= 28.71 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.71 + 13.42) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.32 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 13.42 + 28.71}{13.42 + 28.71} \\ &= 0.132 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.32 \times 0.132 = 0.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 99.43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.54 + (99.43 - 2.54) \times \frac{0.300}{1.850}$$

$$= 18.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.25 + 2.54) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.12 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 2.54 + 18.25}{2.54 + 18.25}$$

$$= 0.112 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.12 \times 0.112 = 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	14.36	2.15
3	地盤反力	-6.32	-0.83
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	11.63	1.86

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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	14.36	2.15
3	地盤反力	-3.12	-0.35
	合 計 Σ	11.83	1.89

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.83 \text{ (kN)}$$

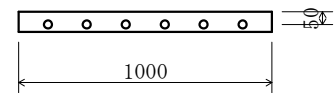
曲げモーメント

$$M = 1.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 11.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.89 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 3.26 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.89 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 36.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{11.83 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.24 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$