

CLP (H) 1200 × (B) 1000 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	6
§ 5 安定計算	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 | $H = 1.200 \text{ (m)}$ |
| (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 | $q_a = 53.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$ |

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

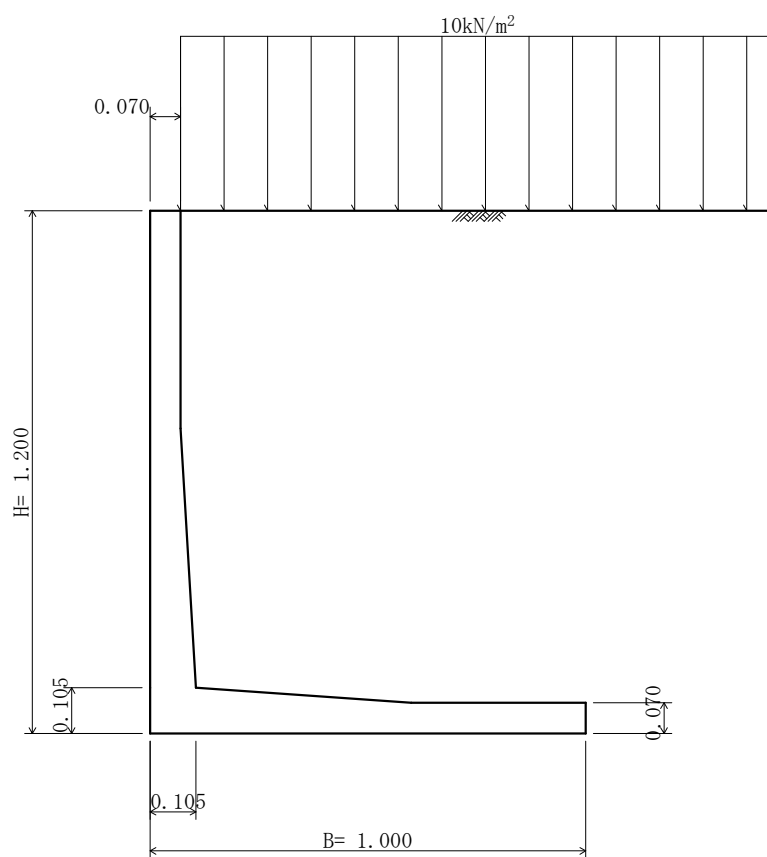
1.5 参考文献

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) 1200 × (B) 1000



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

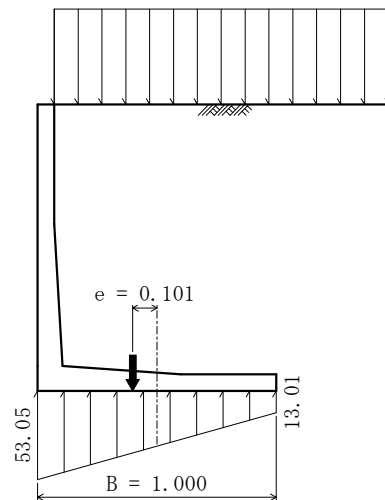
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

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
33.03	8.56	0.101	4.85	2.23	53.05 13.01	0. K.
許 容 値		0.167	1.50	1.50		

《地盤反力図》

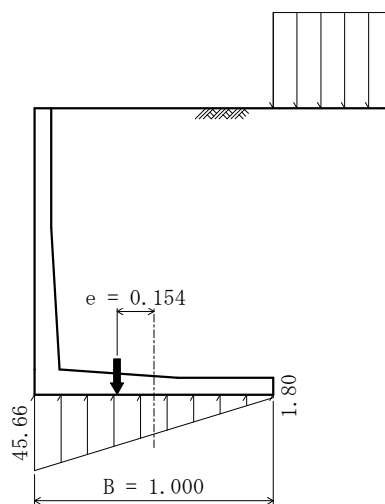


3.1.2 載荷重なし

(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
23.73	8.56	0.154	3.40	1.60	45.66	1.80	0. K.
許 容 値		0.167	1.50	1.50			

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	40	75
		As (mm ²)	D10 - 6.5 464	D10 - 6.5 464
		x (mm)	17.6	26.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.35×10^6	2.35×10^6
		せん断力 S (N)	2.07×10^3	6.44×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.17	2.72
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	22.1	76.4
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.09
		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)	75	40
		As (mm ²)	D10 - 6.5 464	D10 - 6.5 464
		x (mm)	26.1	17.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.35×10^6	1.25×10^6
		せん断力 S (N)	2.05×10^3	5.05×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.72	4.16
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	76.4	78.9
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.13
		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

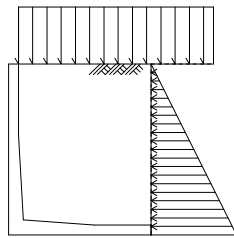
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

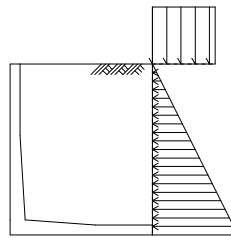
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

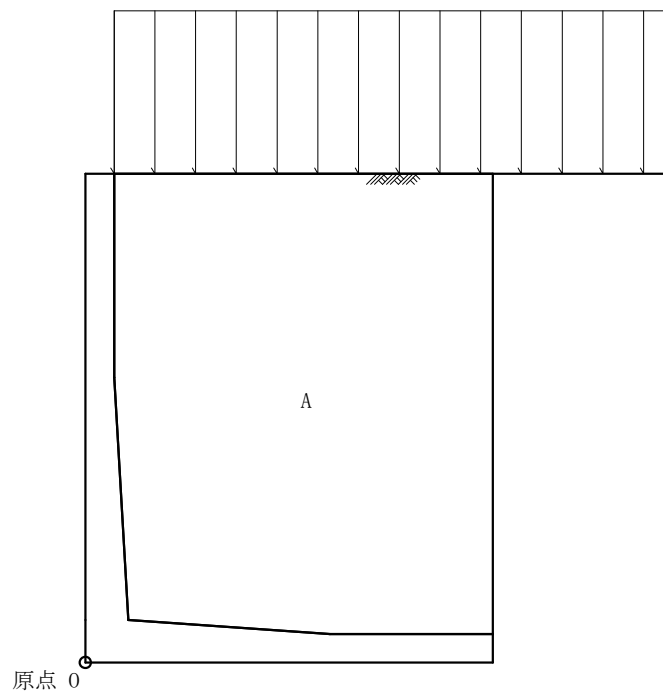


2) 載荷重なし



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)
	1.000	1.200	1.200	0.500	0.600	0.6000	0.7200
a	-	0.035	0.500	-0.018	0.088	-0.0016	-0.0171
b	-1/2	0.035	0.595	-0.010	0.093	-0.0009	-0.0050
c	-	0.495	1.095	-0.542	0.353	-0.1913	-0.3539
d	-1/2	0.495	0.035	-0.009	0.435	-0.0039	-0.0008
e	-	0.400	1.130	-0.452	0.635	-0.3616	-0.2870
合 計			0.169			0.0407	0.0562

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.169 \times 1.000 = 0.169 \text{ (m}^3\text{)}$$

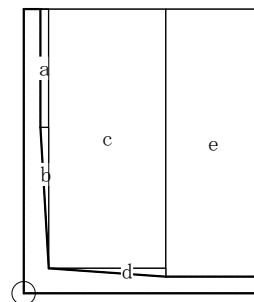
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.169 \times 24.5 = 4.14 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0407}{0.169} = 0.241 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0562}{0.169} = 0.333 \text{ (m)}$$



(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)
	0.930	1.130	1.051	0.535	0.635	0.5623	0.6674
a	-1/2	0.035	0.595	-0.010	0.082	-0.0008	-0.0030
b	-	0.035	0.035	-0.001	0.088	-0.0001	-0.0001
c	-1/2	0.495	0.035	-0.009	0.270	-0.0024	-0.0007
合 計			1.031			0.5590	0.6636

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.031 \times 1.000 = 1.031 \text{ (m}^3\text{)}$$

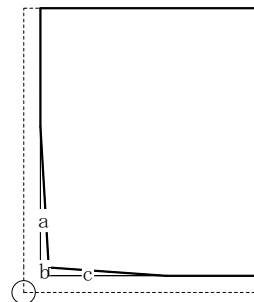
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.031 \times 19.0 = 19.59 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5590}{1.031} = 0.542 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.6636}{1.031} = 0.644 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.930 \times 1.000 = 9.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.000 - \frac{0.930}{2} = 0.535 \text{ (m)}$$

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

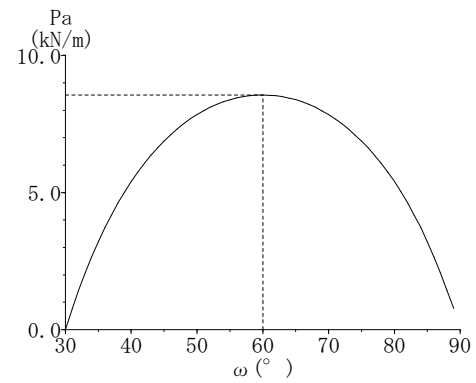
$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

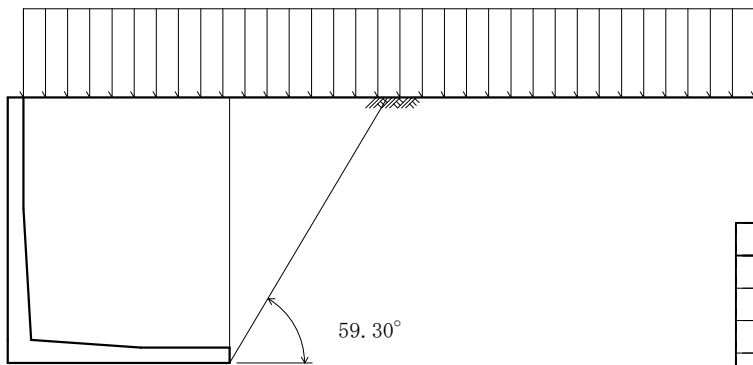
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 1.200 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 15.26 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 7.13] \\
 \omega &= 59.30 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{15.26 \times \sin(59.30 - 30.00)}{\cos(59.30 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 8.56 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
64.00	8.445	12.52
63.00	8.501	13.09
62.00	8.536	13.66
61.00	8.550	14.23
60.00	8.562	14.83
* 59.30	8.564	15.26
59.00	8.559	15.44
58.00	8.534	16.05
57.00	8.499	16.68
56.00	8.452	17.33
55.00	8.384	17.98

鉛直荷重

$$V = 8.56 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 8.56 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 8.56 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.000 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.200}{3} = 0.400 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 1.000$ (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 $B = 1.000$ (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 $B = 1.000$ (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)

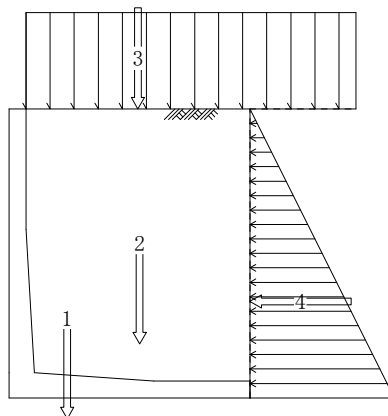
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	4.14		0.241	0.333	1.00	
2	裏込め土	19.59		0.542	0.644	10.62	
3	載荷重	9.30		0.535	1.200	4.98	
4	土圧		8.56	1.000	0.400		3.42
合 計 Σ		33.03	8.56			16.60	3.42

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{33.03 \times 0.577 + 0.0 \times 1.000 \times 1.000}{8.56} \\
 &= 2.23 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{16.60}{3.42} = 4.85 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{16.60 - 3.42}{33.03} = 0.399 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 0.399 = 0.101 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.101 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.167 \text{ (m)}$$

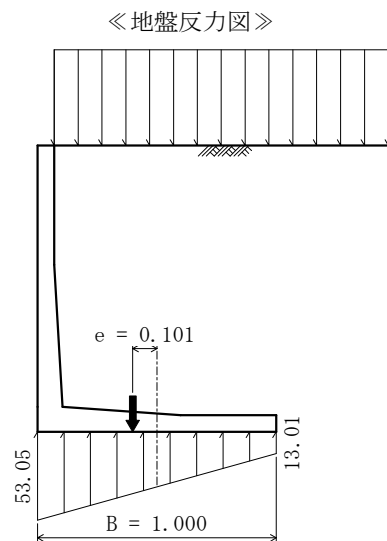
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{33.03}{1.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.101}{1.000} \right) \\ q_2 &= \begin{cases} 53.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

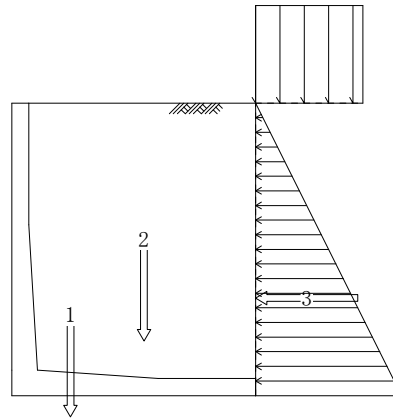
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	4.14		0.241	0.333	1.00	
2	裏込め土	19.59		0.542	0.644	10.62	
3	土圧		8.56	1.000	0.400		3.42
合 計 Σ		23.73	8.56			11.62	3.42

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{23.73 \times 0.577 + 0.0 \times 1.000 \times 1.000}{8.56}$$

$$= 1.60 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{11.62}{3.42} = 3.40 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{11.62 - 3.42}{23.73} = 0.346 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 0.346 = 0.154 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.154 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.167 \text{ (m)}$$

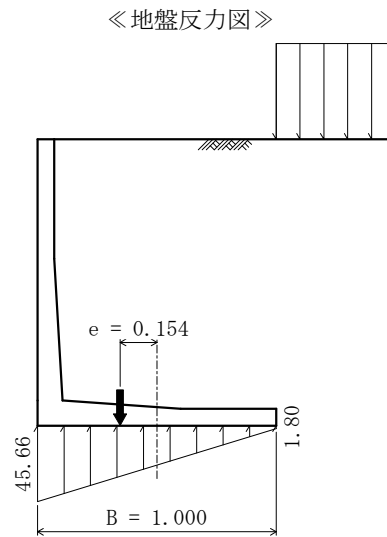
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{23.73}{1.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.154}{1.000} \right) \\
 &= \begin{cases} 45.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

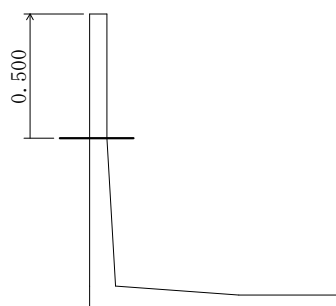


§6 たて壁の部材断面設計

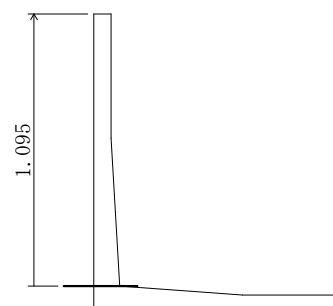
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



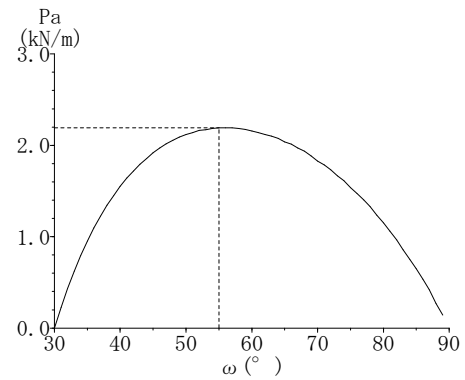
6.2 荷重の計算

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

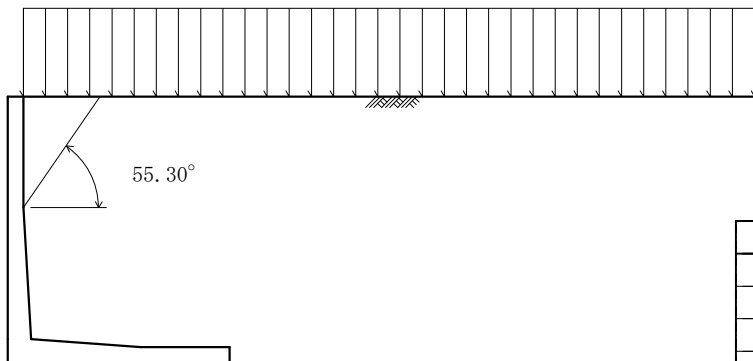
1) 中間部

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



最大主働土圧合力

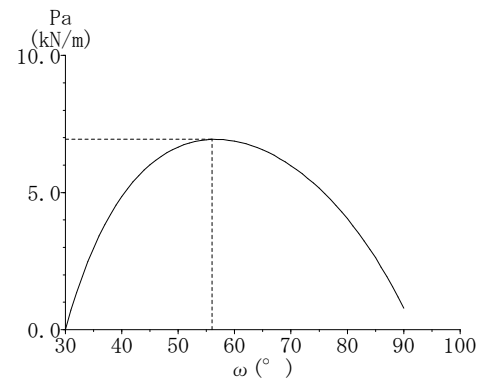
$$\begin{aligned}P_a &= \frac{5.12 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\ &= 2.20 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$



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

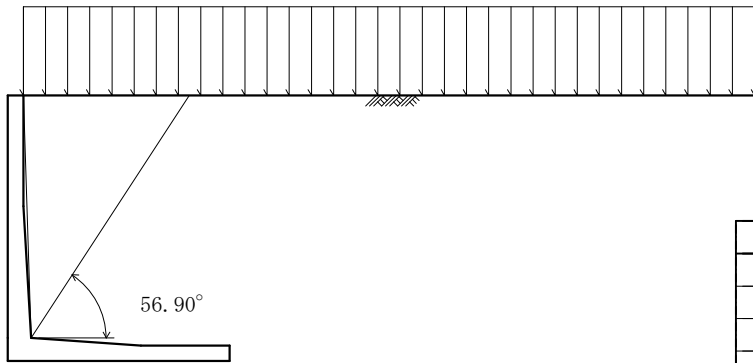
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 1.83 (^{\circ}) \\
 W &= 15.28 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 7.49] \\
 \omega &= 56.90 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{15.28 \times \sin(56.90 - 30.00)}{\cos(56.90 - 30.00 - 20.00 - 1.83)} \\
 &= 6.94 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	6.829	13.09
60.00	6.875	13.61
59.00	6.904	14.13
58.00	6.932	14.68
57.00	6.933	15.21
* 56.90	6.940	15.28
56.00	6.940	15.79
55.00	6.925	16.36
54.00	6.899	16.95
53.00	6.859	17.55
52.00	6.810	18.18

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

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	6.94	20.00	1.83	6.44	0.365

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

$$S = H = 6.44 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 6.44 \times 0.365 \\ &= 2.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

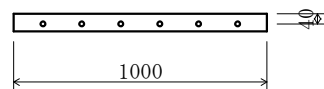
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 17.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.35 \times 10^6}{1000 \times 17.6 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

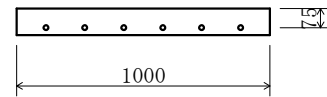
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.35 \times 10^6}{464 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 22.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

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

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 26.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 2.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 6.44 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

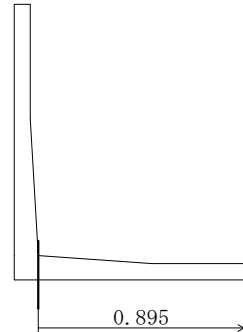
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.35 \times 10^6}{1000 \times 26.1 \times \left(75 - \frac{26.1}{3}\right)} \\ &= 2.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.35 \times 10^6}{464 \times \left(75 - \frac{26.1}{3}\right)} \\ &= 76.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{6.44 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.09 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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)
	0.895	0.105	0.094	0.448	0.0421
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.400 × 0.035	-0.014	0.695	-0.0097
合計			0.071		0.0294

作用位置

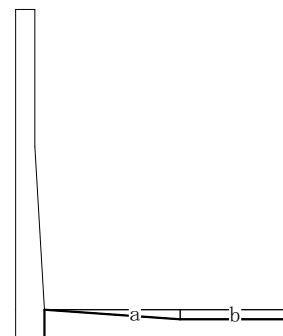
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0294}{0.071} = 0.414 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.071 \times 24.5 \times 1.000 = 1.74 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.74 \times 0.414 = 0.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	0.895	1.130	1.011	0.448	0.4529
a	-1/2	0.495	0.035	-0.009	-0.0015
合 計			1.002		0.4514

作用位置

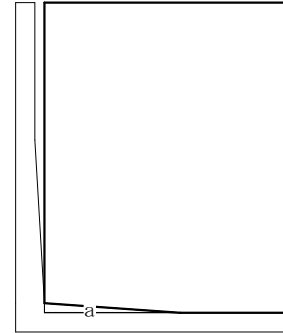
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.4514}{1.002} = 0.450 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.002 \times 19.0 \times 1.000 = 19.04 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.04 \times 0.450 = 8.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.895 \times 1.000 = 8.95 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.448 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.95 \times 0.448 = 4.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 53.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.01 + (53.05 - 13.01) \times \frac{0.895}{1.000} \\ &= 48.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(48.85 + 13.01) \times 0.895 \times 1.000}{2} \\ &= 27.68 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.895}{3} \times \frac{2 \times 13.01 + 48.85}{13.01 + 48.85} \\ &= 0.361 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.68 \times 0.361 = 9.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 45.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.80 + (45.66 - 1.80) \times \frac{0.895}{1.000} \\ &= 41.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(41.05 + 1.80) \times 0.895 \times 1.000}{2} \\ &= 19.18 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.895}{3} \times \frac{2 \times 1.80 + 41.05}{1.80 + 41.05} \\ &= 0.311 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.18 \times 0.311 = 5.96 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.74	0.72
2	かかと版上の載荷土	19.04	8.57
3	地盤反力	-27.68	-9.99
4	自動車荷重	8.95	4.01
	合 計 Σ	2.05	3.31

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	1.74	0.72
2	かかと版上の載荷土	19.04	8.57
3	地盤反力	-19.18	-5.96
	合 計 Σ	1.60	3.33

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 $M_o = 2.35$ (kN・m) とする。
 実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 2.05 \text{ (kN)}$$

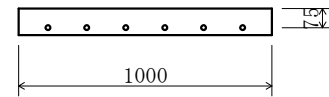
曲げモーメント

$$M = 2.35 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 26.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 2.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.05 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

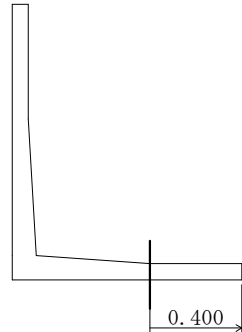
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.35 \times 10^6}{1000 \times 26.1 \times \left(75 - \frac{26.1}{3}\right)} \\ &= 2.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.35 \times 10^6}{464 \times \left(75 - \frac{26.1}{3}\right)} \\ &= 76.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.05 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 断面検討位置

断面検討位置



8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

面積

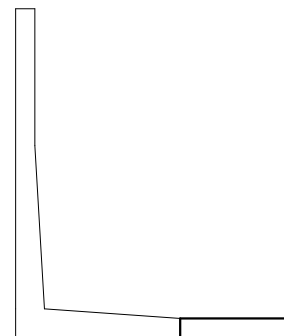
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 0.070 = 0.028 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.028 \times 24.5 \times 1.000 = 0.69 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.69 \times 0.200 = 0.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

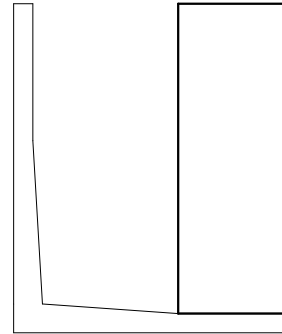
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 1.130 = 0.452 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.452 \times 19.0 \times 1.000 = 8.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.59 \times 0.200 = 1.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 53.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.01 + (53.05 - 13.01) \times \frac{0.400}{1.000} \\ &= 29.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.03 + 13.01) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 8.41 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 13.01 + 29.03}{13.01 + 29.03} \\ &= 0.175 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.41 \times 0.175 = 1.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 45.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.80 + (45.66 - 1.80) \times \frac{0.400}{1.000}$$

$$= 19.34 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(19.34 + 1.80) \times 0.400 \times 1.000}{2}$$

$$= 4.23 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 1.80 + 19.34}{1.80 + 19.34}$$

$$= 0.145 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.23 \times 0.145 = 0.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.69	0.14
2	かかと版上の載荷土	8.59	1.72
3	地盤反力	-8.41	-1.47
4	自動車荷重	4.00	0.80
	合 計 Σ	4.87	1.19

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	0.69	0.14
2	かかと版上の載荷土	8.59	1.72
3	地盤反力	-4.23	-0.61
	合 計 Σ	5.05	1.25

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.05 \text{ (kN)}$$

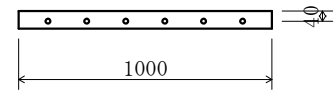
曲げモーメント

$$M = 1.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 17.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 1.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.05 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.25 \times 10^6}{1000 \times 17.6 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 4.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.25 \times 10^6}{464 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 78.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.05 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$