

CLP (H) 1100 × (B) 950 × (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	$H = 1.100 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 48.70 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

§3 計算結果

3.1 安定計算結果

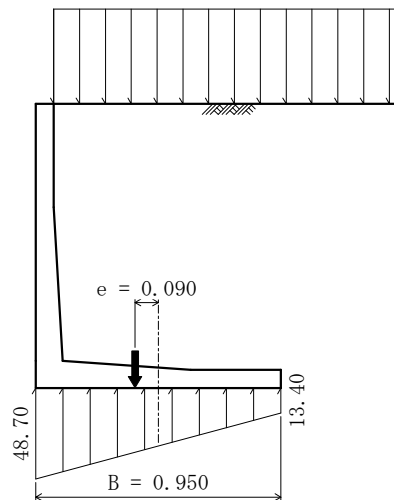
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

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
29.50	7.50	0.090	5.13	2.27	48.70 13.40	O. K.
許 容 値		0.158	1.50	1.50		

《地盤反力図》

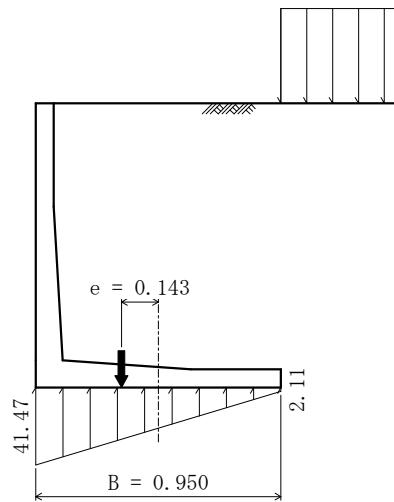


3.1.2 載荷重なし

(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
20.70	7.50	0.143	3.50	1.59	41.47 2.11	0. K.
許 容 値		0.158	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 - 5.5 392	D10 - 5.5 392
		x (mm)	16.6	24.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.20×10^6	1.86×10^6
		せん断力 S (N)	1.54×10^3	5.60×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.70	2.28
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	14.8	71.0
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.07
		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 - 5.5 392	D10 - 5.5 392
		x (mm)	24.4	16.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.86×10^6	0.88×10^6
		せん断力 S (N)	1.89×10^3	4.19×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.28	3.08
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	71.0	65.1
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.10
		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

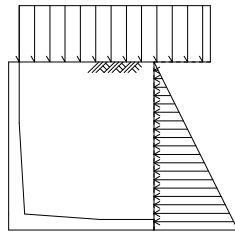
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

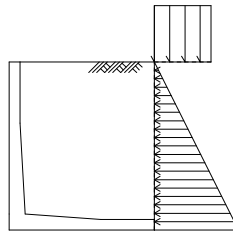
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

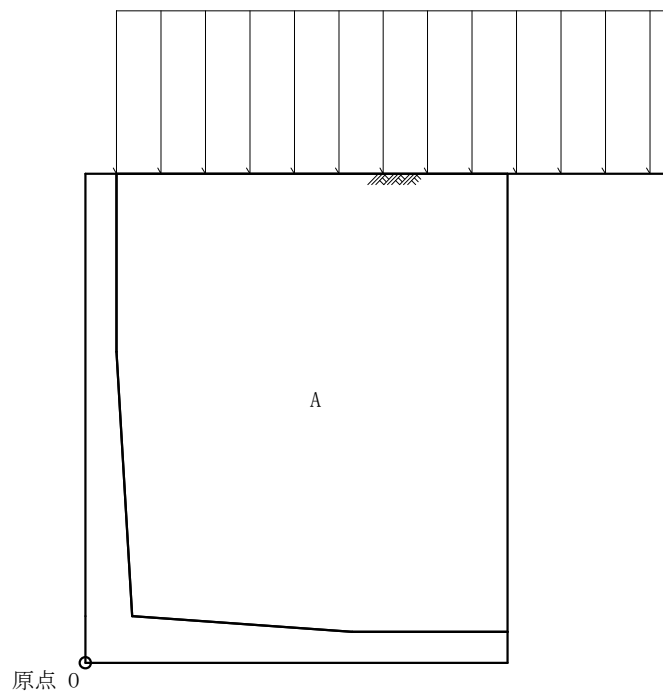


2) 載荷重なし



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)
	0.950	1.100	1.045	0.475	0.550	0.4964	0.5748
a	-	0.035	0.400	-0.014	0.088	-0.0012	-0.0126
b	-1/2	0.035	0.595	-0.010	0.093	-0.0009	-0.0050
c	-	0.495	0.995	-0.493	0.353	-0.1740	-0.2973
d	-1/2	0.495	0.035	-0.009	0.435	-0.0039	-0.0008
e	-	0.350	1.030	-0.361	0.585	-0.2798	-0.2112
合 計			0.158			0.0366	0.0479

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.158 \times 1.000 = 0.158 \text{ (m}^3\text{)}$$

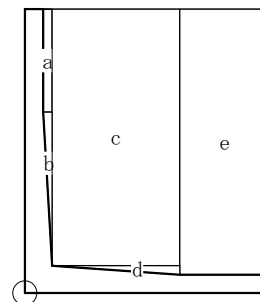
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.158 \times 24.5 = 3.87 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0366}{0.158} = 0.232 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0479}{0.158} = 0.303 \text{ (m)}$$



(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)
	0.880	1.030	0.906	0.510	0.585	0.4621	0.5300
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			0.886			0.4588	0.5262

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.886 \times 1.000 = 0.886 \text{ (m}^3\text{)}$$

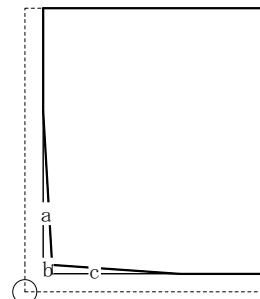
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.886 \times 19.0 = 16.83 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.4588}{0.886} = 0.518 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5262}{0.886} = 0.594 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.880 \times 1.000 = 8.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.950 - \frac{0.880}{2} = 0.510 \text{ (m)}$$

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)
- 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

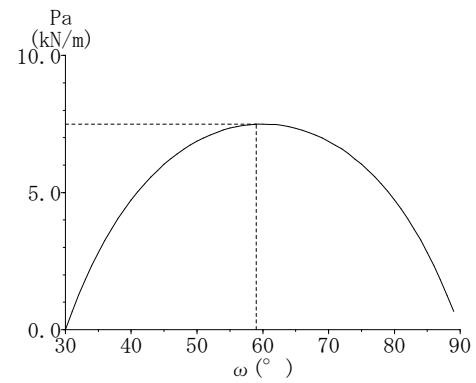
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

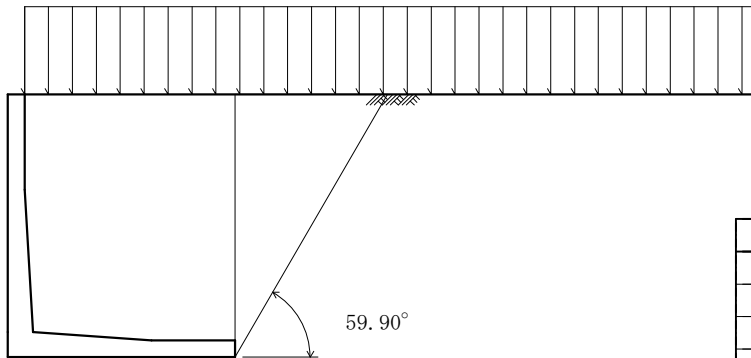
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 1.100 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 13.05 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 6.38] \\
 \omega &= 59.90 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{13.05 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 7.50 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
64.00	7.399	10.97
63.00	7.442	11.46
62.00	7.480	11.97
61.00	7.487	12.46
60.00	7.494	12.98
* 59.90	7.504	13.05
59.00	7.500	13.53
58.00	7.476	14.06
57.00	7.444	14.61
56.00	7.399	15.17
55.00	7.349	15.76

鉛直荷重

$$V = 7.50 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 7.50 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 7.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 0.950 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.100}{3} = 0.367 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 0.950$ (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

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 $B = 0.950$ (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 (kN/m^2)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 0.950$ (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)

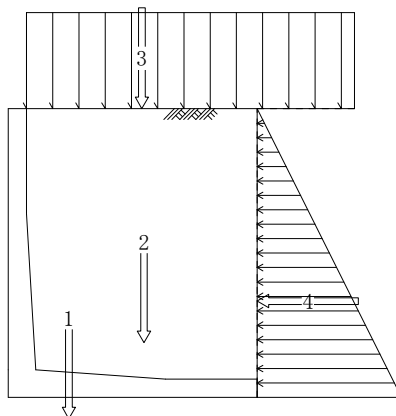
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	3.87		0.232	0.303	0.90	
2	裏込め土	16.83		0.518	0.594	8.72	
3	載荷重	8.80		0.510	1.100	4.49	
4	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
合 計 Σ		29.50	7.50			14.11	2.75

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{29.50 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.50} \\
 &= 2.27 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{14.11}{2.75} = 5.13 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{14.11 - 2.75}{29.50} = 0.385 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.385 = 0.090 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.090 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.158 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

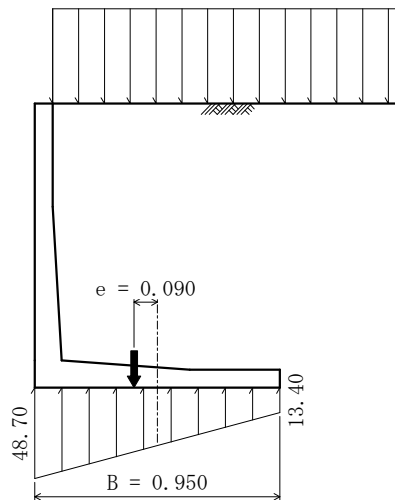
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{29.50}{0.950 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.090}{0.950} \right) \\ &= \begin{cases} 48.70 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.40 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

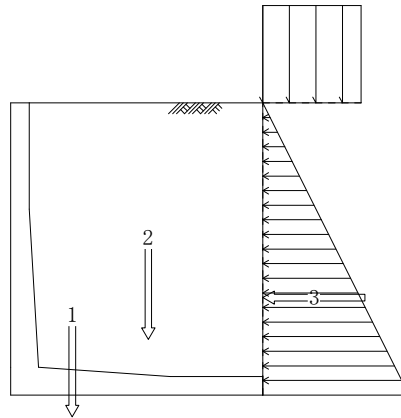
《地盤反力図》



5.2.2 載荷重なし

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	3.87		0.232	0.303	0.90	
2	裏込め土	16.83		0.518	0.594	8.72	
3	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
合 計 Σ		20.70	7.50			9.62	2.75

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{20.70 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.50}$$

$$= 1.59 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{9.62}{2.75} = 3.50 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{9.62 - 2.75}{20.70} = 0.332 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.332 = 0.143 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.143 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.158 \text{ (m)}$$

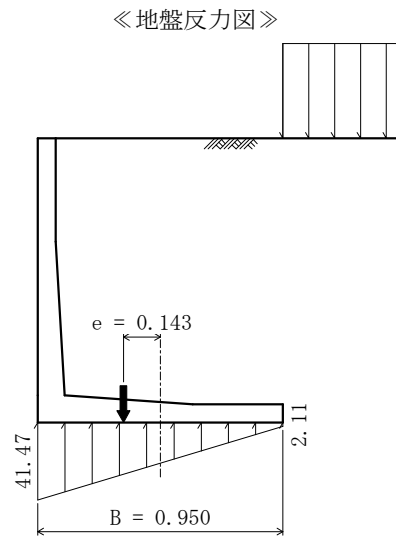
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20.70}{0.950 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.143}{0.950} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 41.47 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

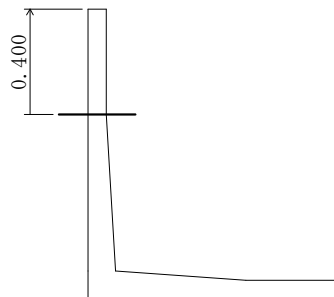


§6 たて壁の部材断面設計

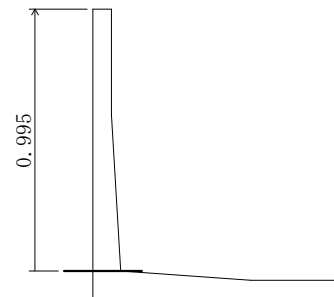
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



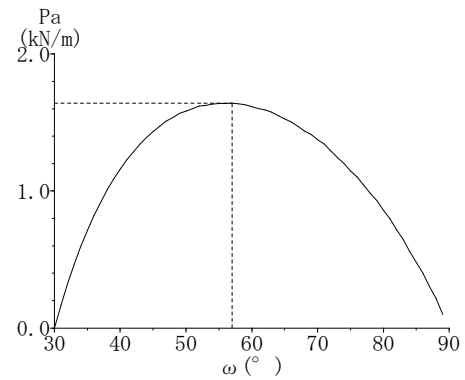
6.2 荷重の計算

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

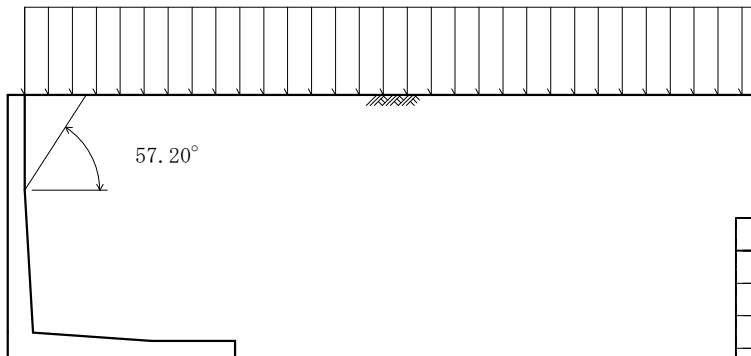
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 3.57 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 2.58] \\
 \omega &= 57.20 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

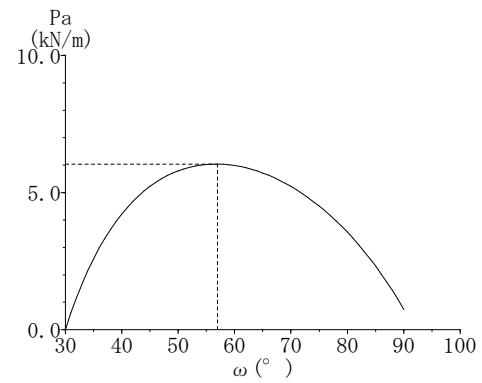
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{3.57 \times \sin(57.20 - 30.00)}{\cos(57.20 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 1.64 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
62.00	1.593	2.94
61.00	1.600	3.05
60.00	1.615	3.18
59.00	1.630	3.32
58.00	1.636	3.45
* 57.20	1.645	3.57
57.00	1.642	3.59
56.00	1.640	3.72
55.00	1.638	3.86
54.00	1.635	4.01
53.00	1.624	4.15

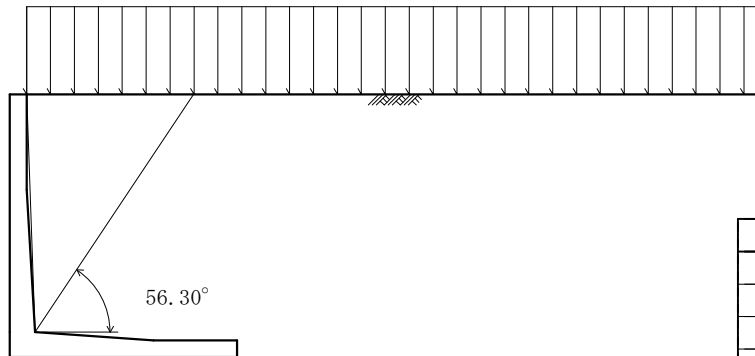
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.01 (^{\circ}) \\
 W &= 13.60 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 6.99] \\
 \omega &= 56.30 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{13.60 \times \sin(56.30 - 30.00)}{\cos(56.30 - 30.00 - 20.00 - 2.01)} \\
 &= 6.04 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
61.00	5.950	11.41
60.00	5.983	11.85
59.00	6.013	12.31
58.00	6.033	12.78
57.00	6.038	13.25
* 56.30	6.043	13.60
56.00	6.033	13.73
55.00	6.022	14.23
54.00	5.999	14.74
53.00	5.963	15.26
52.00	5.919	15.80

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

	土圧力 P_a (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	1.64	20.00	0.00	1.54	0.133
つけ根	6.04	20.00	2.01	5.60	0.332

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 1.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 1.54 \times 0.133 \\ &= 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 5.60 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 5.60 \times 0.332 \\ &= 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

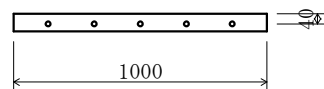
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 1.54 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.20 \times 10^6}{1000 \times 16.6 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 0.70 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

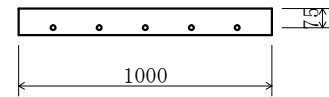
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.20 \times 10^6}{392 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 14.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.54 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 24.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.86 \times 10^6}{1000 \times 24.4 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 2.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.86 \times 10^6}{392 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 71.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

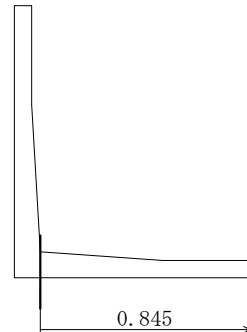
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.60 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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)
	0.845	0.105	0.089	0.423	0.0376
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.350	0.035	-0.012	-0.0080
合計			0.068		0.0266

作用位置

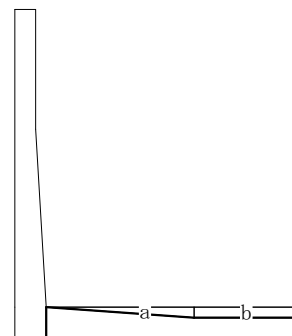
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0266}{0.068} = 0.391 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.068 \times 24.5 \times 1.000 = 1.67 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.67 \times 0.391 = 0.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	0.845	1.030	0.870	0.423	0.3680
a	-1/2	0.495	0.035	-0.009	-0.0015
合 計			0.861		0.3665

作用位置

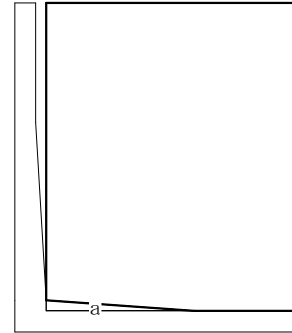
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3665}{0.861} = 0.426 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.861 \times 19.0 \times 1.000 = 16.36 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.36 \times 0.426 = 6.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.845 \times 1.000 = 8.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.423 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.45 \times 0.423 = 3.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 48.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.40 + (48.70 - 13.40) \times \frac{0.845}{0.950} \\ &= 44.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(44.80 + 13.40) \times 0.845 \times 1.000}{2} \\ &= 24.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.845}{3} \times \frac{2 \times 13.40 + 44.80}{13.40 + 44.80} \\ &= 0.347 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.59 \times 0.347 = 8.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 41.47 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.11 + (41.47 - 2.11) \times \frac{0.845}{0.950} \\ &= 37.12 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(37.12 + 2.11) \times 0.845 \times 1.000}{2} \\ &= 16.57 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.845}{3} \times \frac{2 \times 2.11 + 37.12}{2.11 + 37.12} \\ &= 0.297 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.57 \times 0.297 = 4.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	16.36	6.97
3	地盤反力	-24.59	-8.53
4	自動車荷重	8.45	3.57
	合 計 Σ	1.89	2.66

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	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	16.36	6.97
3	地盤反力	-16.57	-4.92
	合 計 Σ	1.46	2.70

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 $M_o = 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ 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

$$S = 1.89 \text{ (kN)}$$

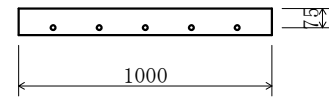
曲げモーメント

$$M = 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 24.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.89 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

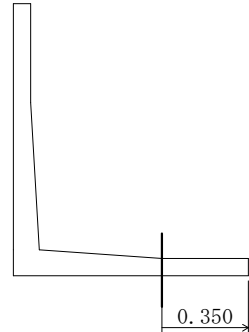
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.86 \times 10^6}{1000 \times 24.4 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 2.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.86 \times 10^6}{392 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 71.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.89 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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

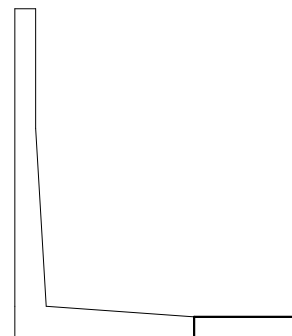
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

$$M = S \cdot x = 0.61 \times 0.175 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

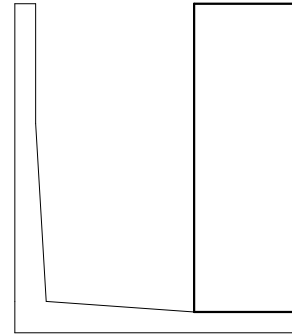
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.030 = 0.361 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.361 \times 19.0 \times 1.000 = 6.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.86 \times 0.175 = 1.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.350 \times 1.000 = 3.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.175 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.50 \times 0.175 = 0.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 48.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.40 + (48.70 - 13.40) \times \frac{0.350}{0.950} \\ &= 26.41 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.41 + 13.40) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 13.40 + 26.41}{13.40 + 26.41} \\ &= 0.156 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.97 \times 0.156 = 1.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 41.47 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.11 + (41.47 - 2.11) \times \frac{0.350}{0.950}$$

$$= 16.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.61 + 2.11) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.28 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 2.11 + 16.61}{2.11 + 16.61}$$

$$= 0.130 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.28 \times 0.130 = 0.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.11
2	かかと版上の載荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-6.97	-1.09
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	4.00	0.83

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	0.11
2	かかと版上の載荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-3.28	-0.43
	合 計 Σ	4.19	0.88

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 4.19 \text{ (kN)}$$

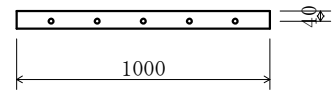
曲げモーメント

$$M = 0.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 0.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 4.19 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.88 \times 10^6}{1000 \times 16.6 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 3.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.88 \times 10^6}{392 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 65.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.19 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$