

CLP (H) 1800 × (B) 1350 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

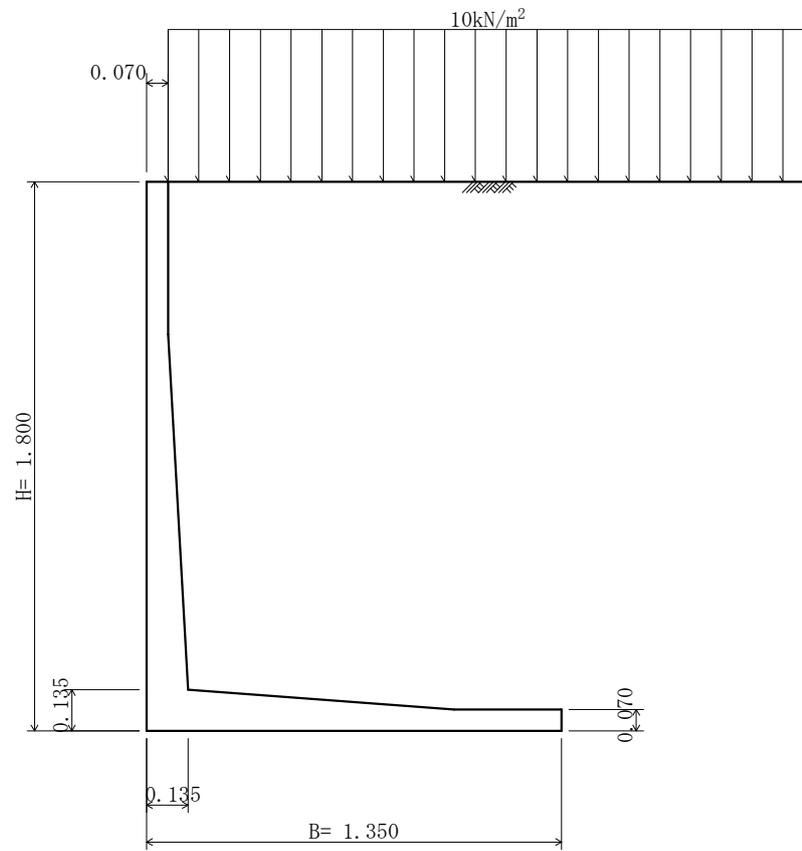
目 次

§ 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

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図

製品名 : CLP (H) 1800 × (B) 1350



§3 計算結果

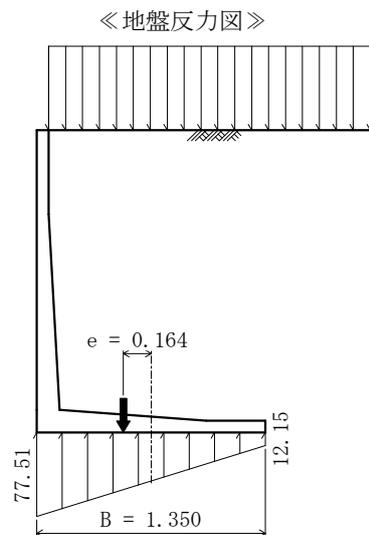
3.1 安定計算結果

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	滑動	地盤反力度		判定
			安全率 F_s	安全率 F_s	q_1	q_2	
60.52	16.27	0.164	4.17	2.15	77.51	12.15	0. K.
許容値		0.225	1.50	1.50			

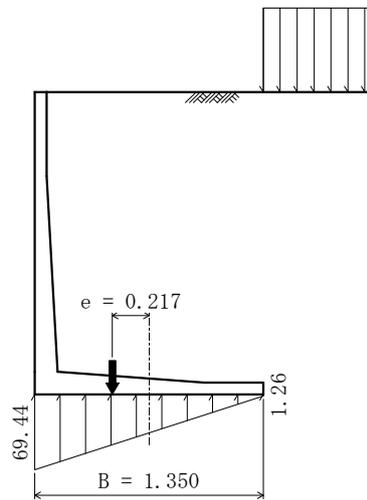


3.1.2 載荷重なし

(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 (kN/m ²)		判定
					q_1	q_2	
47.72	16.27	0.217	3.24	1.69	69.44	1.26	0. K.
許容値			0.225	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	105
		As (mm ²)	D13 - 6.5 824	D13 - 6.5 824
		x (mm)	21.4	40.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.35 × 10 ⁶	6.93 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	2.07 × 10 ³	12.49 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ _c	1.00	3.77
		σ _{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ _s	12.9	91.8
		σ _{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.12
		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)	105	40
		As (mm ²)	D13 - 6.5 824	D13 - 6.5 824
		x (mm)	40.1	21.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	6.93 × 10 ⁶	1.68 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	3.83 × 10 ³	8.58 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ _c	3.77	4.78
		σ _{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ _s	91.8	62.0
		σ _{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.21
		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

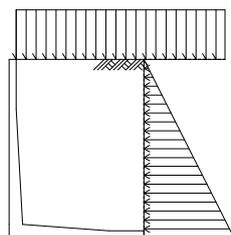
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

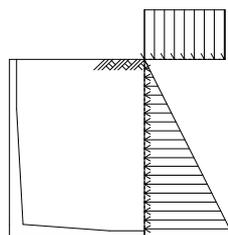
常時 自重（+載荷重）+土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

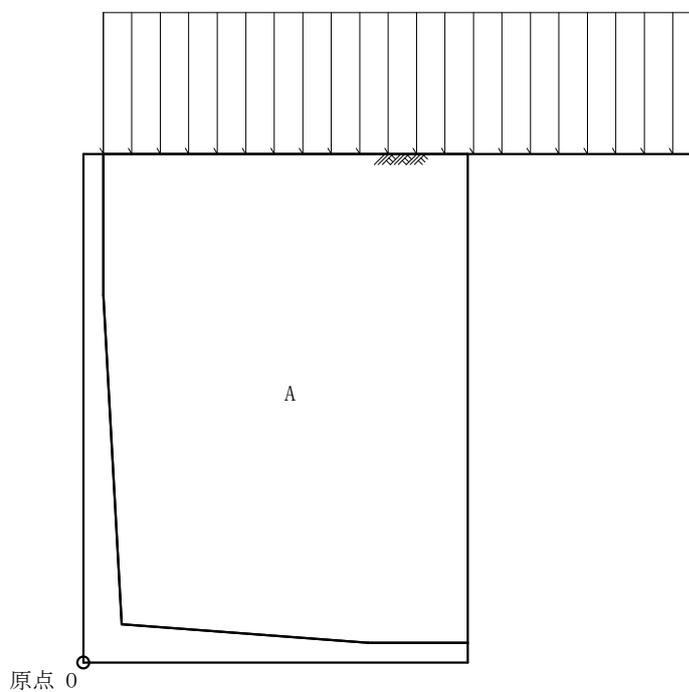


2) 載荷重なし



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)
	1.350	1.800	= 2.430	0.675	0.900	1.6403	2.1870
a	-	0.065	× 0.500 = -0.033	0.103	1.550	-0.0034	-0.0512
b	-1/2	× 0.065	× 1.165 = -0.038	0.113	0.912	-0.0043	-0.0347
c	-	0.865	× 1.665 = -1.440	0.568	0.968	-0.8179	-1.3939
d	-1/2	× 0.865	× 0.065 = -0.028	0.712	0.113	-0.0199	-0.0032
e	-	0.350	× 1.730 = -0.606	1.175	0.935	-0.7121	-0.5666
合計			0.285			0.0827	0.1374

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.285 \times 1.000 = 0.285 \text{ (m}^3\text{)}$$

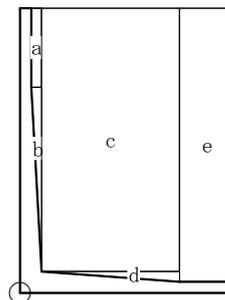
荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_c = 0.285 \times 24.5 = 6.98 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0827}{0.285} = 0.290 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1374}{0.285} = 0.482 \text{ (m)}$$



(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)
	1.280	1.730	= 2.214	0.710	0.935	1.5719	2.0701
a	-1/2	× 0.065	× 1.165 = -0.038	0.092	0.523	-0.0035	-0.0199
b	-	0.065	× 0.065 = -0.004	0.103	0.103	-0.0004	-0.0004
c	-1/2	× 0.865	× 0.065 = -0.028	0.423	0.092	-0.0118	-0.0026
合計			2.144			1.5562	2.0472

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 2.144 \times 1.000 = 2.144 \text{ (m}^3\text{)}$$

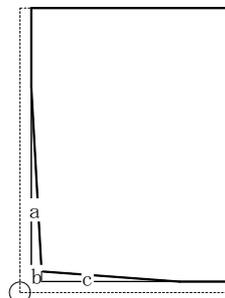
荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_s = 2.144 \times 19.0 = 40.74 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.5562}{2.144} = 0.726 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{2.0472}{2.144} = 0.955 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.280 \times 1.000 = 12.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.350 - \frac{1.280}{2} = 0.710 \text{ (m)}$$

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

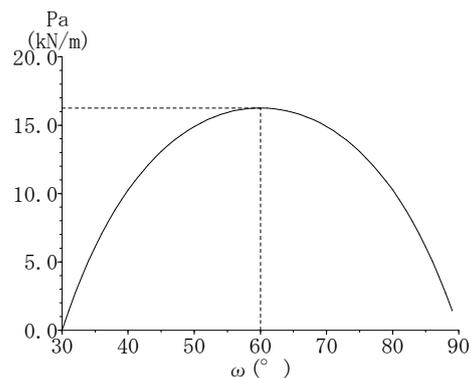
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

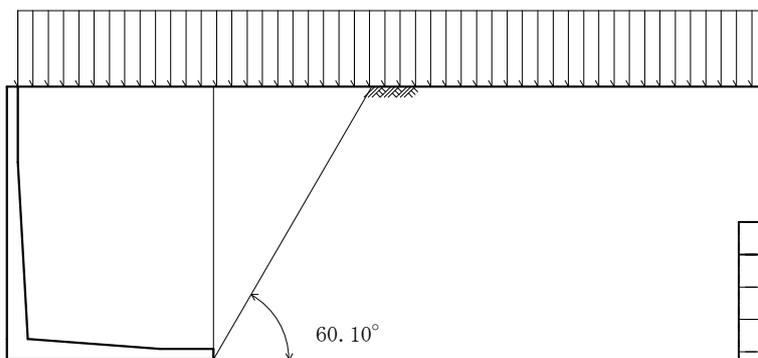
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 1.800 \text{ (m)}$
 $\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 28.06 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 10.35]
 $\omega = 60.10 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主動土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{28.06 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 16.27 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
65.00	15.923	22.74
64.00	16.047	23.79
63.00	16.138	24.85
62.00	16.203	25.93
61.00	16.247	27.04
* 60.10	16.266	28.06
60.00	16.258	28.16
59.00	16.241	29.30
58.00	16.207	30.48
57.00	16.142	31.68
56.00	16.051	32.91

鉛直荷重

$$V = 16.27 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 16.27 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 16.27 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.350 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.800}{3} = 0.600 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 1.350$ (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 $B = 1.350$ (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、

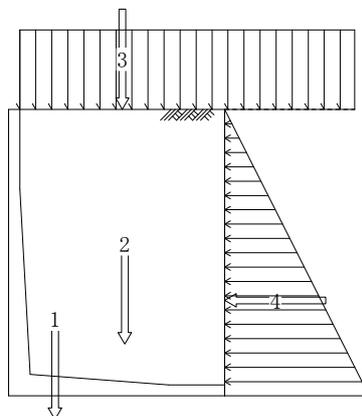
- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.350$ (m)
- L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	6.98		0.290	0.482	2.02	
2	裏込め土	40.74		0.726	0.955	29.58	
3	載荷重	12.80		0.710	1.800	9.09	
4	土圧		16.27	1.350	0.600		9.76
合計 Σ		60.52	16.27			40.69	9.76

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{60.52 \times 0.577 + 0.0 \times 1.350 \times 1.000}{16.27} \\
 &= 2.15 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} = \frac{40.69}{9.76} = 4.17 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{40.69 - 9.76}{60.52} = 0.511 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.350}{2} - 0.511 = 0.164 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.164 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.225 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

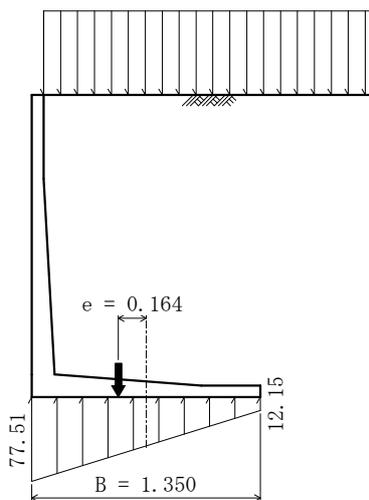
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{60.52}{1.350 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.164}{1.350} \right) \\ &= \begin{cases} 77.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.15 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

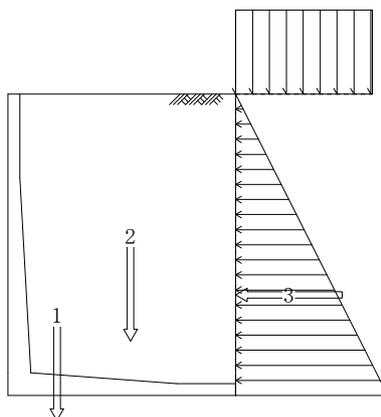
《地盤反力図》



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	6.98		0.290	0.482	2.02	
2	裏込め土	40.74		0.726	0.955	29.58	
3	土圧		16.27	1.350	0.600		9.76
合 計 Σ		47.72	16.27			31.60	9.76

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{47.72 \times 0.577 + 0.0 \times 1.350 \times 1.000}{16.27}$$

$$= 1.69 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{31.60}{9.76} = 3.24 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{31.60 - 9.76}{47.72} = 0.458 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.350}{2} - 0.458 = 0.217 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.217 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.225 \text{ (m)}$$

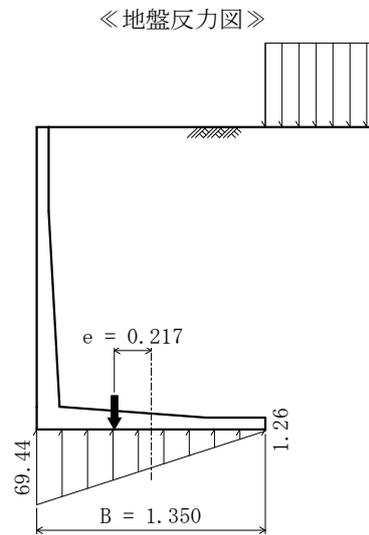
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{47.72}{1.350 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.217}{1.350} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 69.44 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

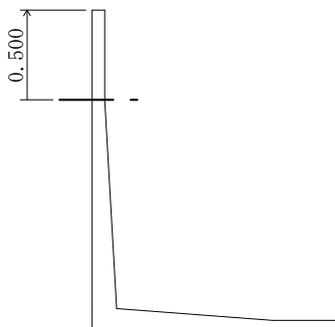


§6 たて壁の部材断面設計

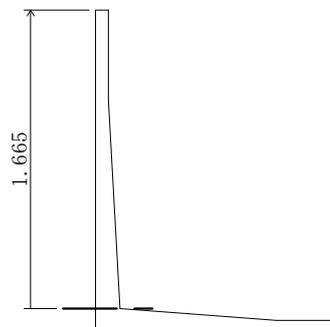
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



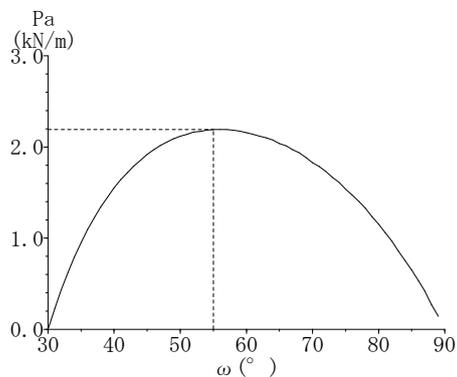
6.2 荷重の計算

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

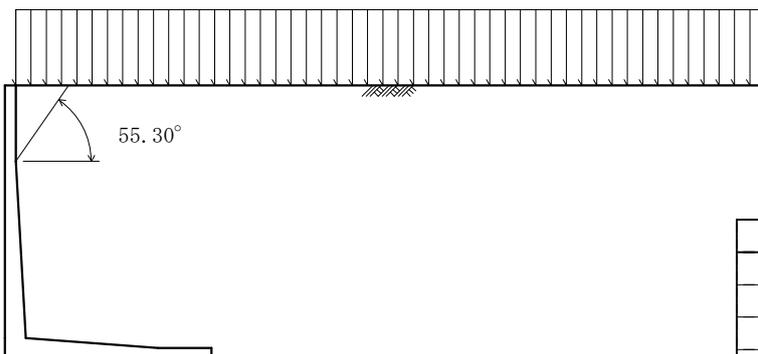
1) 中間部

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



最大主働土圧合力

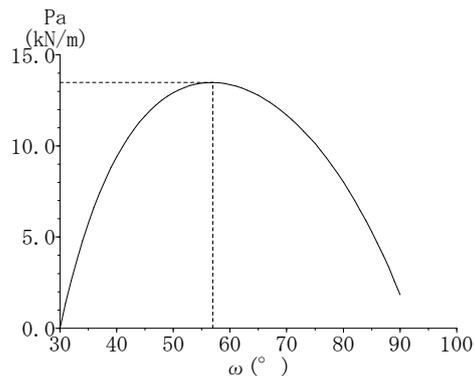
$$\begin{aligned} Pa &= \frac{5.12 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\ &= 2.20 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$



ω	Pa	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

$\alpha = 2.24 (^{\circ})$
 $W = 29.71 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 11.50]
 $\omega = 56.90 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{29.71 \times \sin(56.90 - 30.00)}{\cos(56.90 - 30.00 - 20.00 - 2.24)}$$

$$= 13.49 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
61.00	13.299	25.52
60.00	13.367	26.49
59.00	13.430	27.51
58.00	13.462	28.53
57.00	13.480	29.59
* 56.90	13.486	29.71
56.00	13.474	30.67
55.00	13.446	31.78
54.00	13.392	32.91
53.00	13.317	34.08
52.00	13.209	35.26

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

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	13.49	20.00	2.24	12.49	0.555

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

$$S = H = 12.49 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

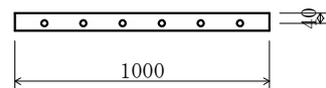
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 12.49 \times 0.555 \\ &= 6.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 21.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.07 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.35 \times 10^6}{1000 \times 21.4 \times \left(40 - \frac{21.4}{3}\right)} \\ &= 1.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

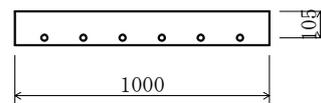
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.35 \times 10^6}{824 \times \left(40 - \frac{21.4}{3}\right)} \\ &= 12.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

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

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 105 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 40.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 6.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 12.49 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 6.93 \times 10^6}{1000 \times 40.1 \times \left(105 - \frac{40.1}{3}\right)} \\ &= 3.77 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{6.93 \times 10^6}{824 \times \left(105 - \frac{40.1}{3}\right)} \\ &= 91.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

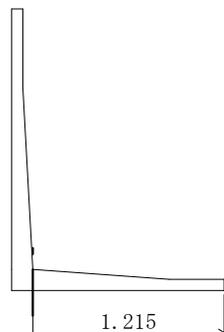
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{12.49 \times 10^3}{1000 \times 105} \\ &= 0.12 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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)
	1.215	0.135	0.164	0.608	0.0997
a	-1/2 × 0.865	0.065	-0.028	0.577	-0.0162
b	-	0.350 × 0.065	-0.023	1.040	-0.0239
合計			0.113		0.0596

作用位置

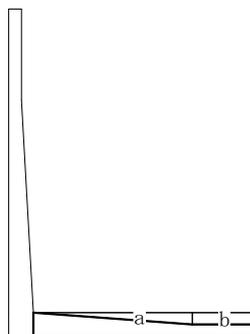
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0596}{0.113} = 0.527 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.113 \times 24.5 \times 1.000 = 2.77 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.77 \times 0.527 = 1.46 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.215	1.730	2.102	0.608	1.2780
a	-1/2	0.865	0.065	-0.028	-0.0081
合計			2.074		1.2699

作用位置

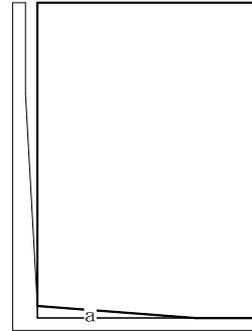
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{1.2699}{2.074} = 0.612 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 2.074 \times 19.0 \times 1.000 = 39.41 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 39.41 \times 0.612 = 24.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.215 \times 1.000 = 12.15 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.608 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.15 \times 0.608 = 7.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 77.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.15 + (77.51 - 12.15) \times \frac{1.215}{1.350} \\ &= 70.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(70.97 + 12.15) \times 1.215 \times 1.000}{2} \\ &= 50.50 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.215}{3} \times \frac{2 \times 12.15 + 70.97}{12.15 + 70.97} \\ &= 0.464 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 50.50 \times 0.464 = 23.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 69.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.26 + (69.44 - 1.26) \times \frac{1.215}{1.350} \\ &= 62.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(62.62 + 1.26) \times 1.215 \times 1.000}{2} \\ &= 38.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.215}{3} \times \frac{2 \times 1.26 + 62.62}{1.26 + 62.62} \\ &= 0.413 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 38.81 \times 0.413 = 16.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 設計断面力

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	2.77	1.46
2	かかと版上の載荷土	39.41	24.12
3	地盤反力	-50.50	-23.43
4	自動車荷重	12.15	7.39
	合 計 Σ	3.83	9.54

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	2.77	1.46
2	かかと版上の載荷土	39.41	24.12
3	地盤反力	-38.81	-16.03
	合 計 Σ	3.37	9.55

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 $M_o = 6.93$ (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

$$S = 3.83 \text{ (kN)}$$

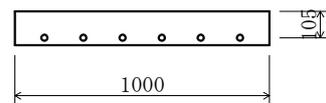
曲げモーメント

$$M = 6.93 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 105 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 40.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 6.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 6.93 \times 10^6}{1000 \times 40.1 \times \left(105 - \frac{40.1}{3}\right)} \\ &= 3.77 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

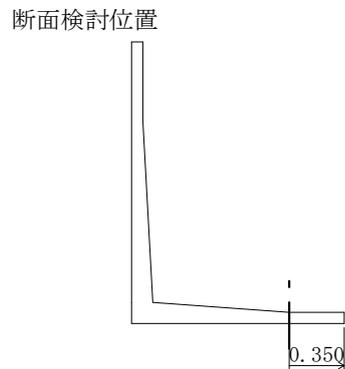
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{6.93 \times 10^6}{824 \times \left(105 - \frac{40.1}{3}\right)} \\ &= 91.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.83 \times 10^3}{1000 \times 105} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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



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

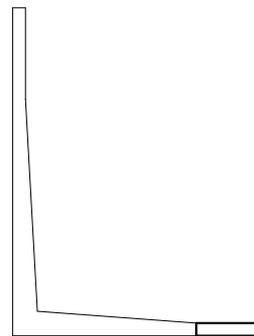
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

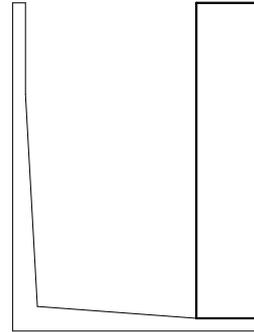
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.730 = 0.606 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.606 \times 19.0 \times 1.000 = 11.51 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 11.51 \times 0.175 = 2.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 77.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.15 + (77.51 - 12.15) \times \frac{0.350}{1.350} \\ &= 29.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.10 + 12.15) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.15 + 29.10}{12.15 + 29.10} \\ &= 0.151 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.22 \times 0.151 = 1.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 69.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.26 + (69.44 - 1.26) \times \frac{0.350}{1.350}$$

$$= 18.94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.94 + 1.26) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.54 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 1.26 + 18.94}{1.26 + 18.94}$$

$$= 0.124 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.54 \times 0.124 = 0.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	11.51	2.01
3	地盤反力	-7.22	-1.09
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	8.40	1.64

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	11.51	2.01
3	地盤反力	-3.54	-0.44
	合 計 Σ	8.58	1.68

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.58 \text{ (kN)}$$

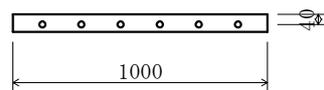
曲げモーメント

$$M = 1.68 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 21.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.68 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 8.58 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.68 \times 10^6}{1000 \times 21.4 \times \left(40 - \frac{21.4}{3}\right)} \\ &= 4.78 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.68 \times 10^6}{824 \times \left(40 - \frac{21.4}{3}\right)} \\ &= 62.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{8.58 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$