

CLP (H) 2400 × (B) 1700 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

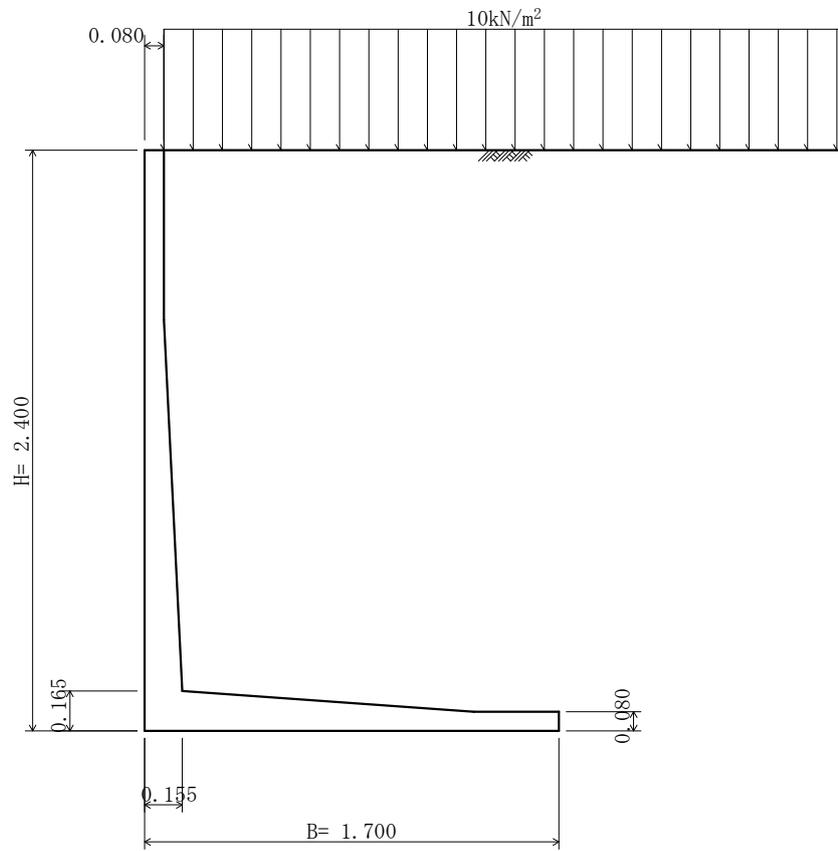
目 次

§ 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) 2400 × (B) 1700



§3 計算結果

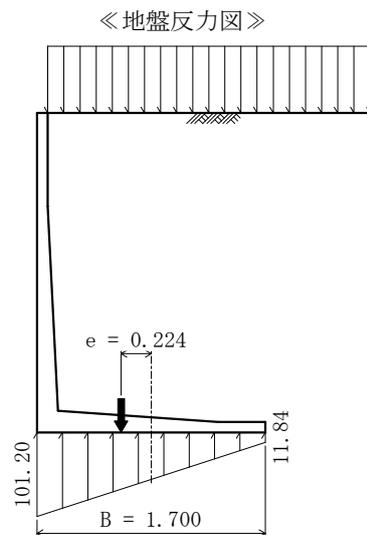
3.1 安定計算結果

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
96.08	26.24	0.224	3.86	2.11	101.20 11.84	0. K.
許 容 値		0.283	1.50	1.50		

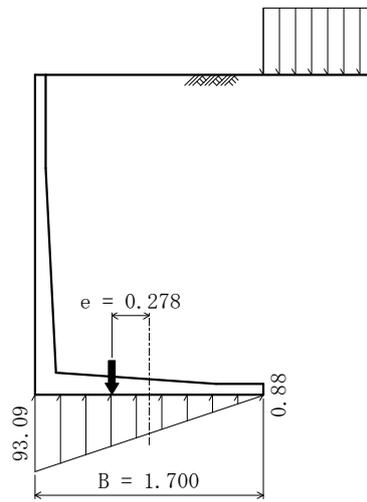


3.1.2 載荷重なし

(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
79.88	26.24	0.278	3.18	1.76	93.09	0.88	0. K.
許容値		0.283	1.50	1.50			

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	50	125
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	28.7	52.9
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.76 × 10 ⁶	15.03 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	3.26 × 10 ³	20.17 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ _c	1.31	5.29
		σ _{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ _s	14.6	108.4
		σ _{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.07	0.16
		τ _{ca}	0.45	0.45

3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	135	50
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	55.5	28.7
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	15.03 × 10 ⁶	2.38 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	5.81 × 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	4.65	4.10
		σ _{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ _s	99.9	45.6
		σ _{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.25
		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

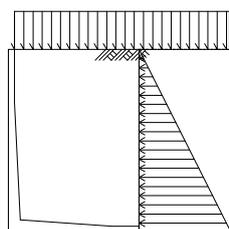
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

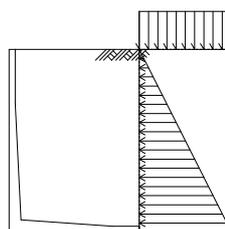
常時 自重（+載荷重）+土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

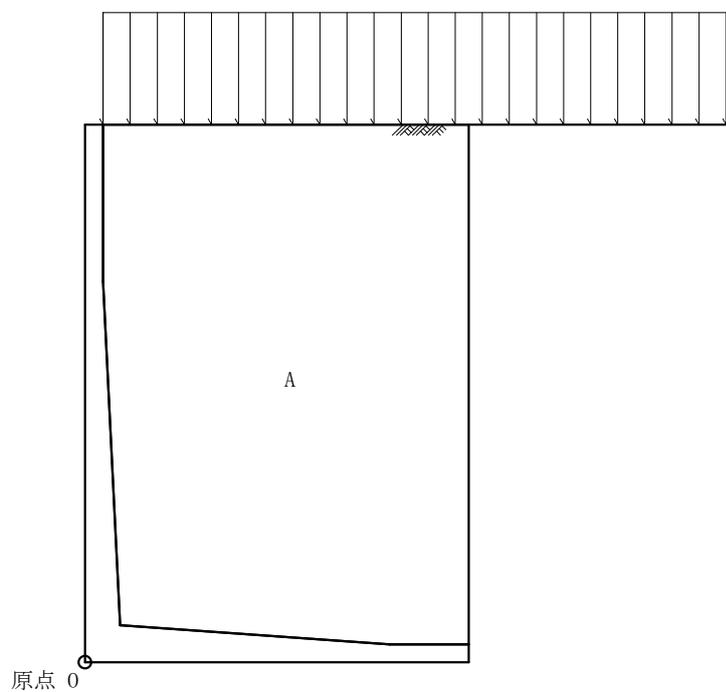


2) 載荷重なし



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)	
	1.700	2.400	4.080	0.850	1.200	3.4680	4.8960	
a	-	0.075	0.700	-0.053	0.118	2.050	-0.0063	-0.1087
b	-1/2	0.075	1.535	-0.058	0.130	1.188	-0.0075	-0.0689
c	-	1.195	2.235	-0.051	0.753	1.283	-2.0113	-3.4269
d	-1/2	1.195	0.085	-0.051	0.952	0.137	-0.0486	-0.0070
e	-	0.350	2.320	-0.812	1.525	1.240	-1.2383	-1.0069
合計			0.435				0.1560	0.2776

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.435 \times 1.000 = 0.435 \text{ (m}^3\text{)}$$

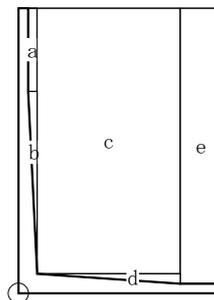
荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_c = 0.435 \times 24.5 = 10.66 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1560}{0.435} = 0.359 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2776}{0.435} = 0.638 \text{ (m)}$$



(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)	
	1.620	2.320	3.758	0.890	1.240	3.3446	4.6599	
a	-1/2	0.075	1.535	-0.058	0.105	0.677	-0.0061	-0.0393
b	-	0.075	0.085	-0.006	0.118	0.123	-0.0007	-0.0007
c	-1/2	1.195	0.085	-0.051	0.553	0.108	-0.0282	-0.0055
合計			3.643				3.3096	4.6144

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 3.643 \times 1.000 = 3.643 \text{ (m}^3\text{)}$$

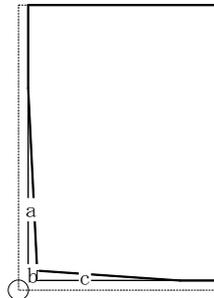
荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_s = 3.643 \times 19.0 = 69.22 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.3096}{3.643} = 0.908 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{4.6144}{3.643} = 1.267 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.620 \times 1.000 = 16.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.700 - \frac{1.620}{2} = 0.890 \text{ (m)}$$

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

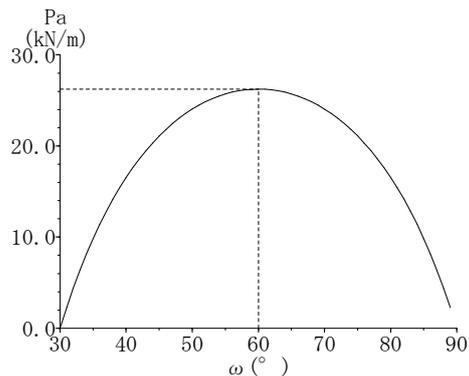
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

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)

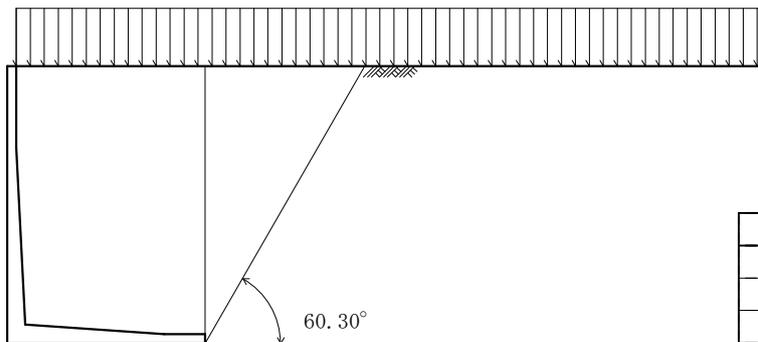
$h = 2.400 \text{ (m)}$
 $\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 44.91 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 13.69]
 $\omega = 60.30 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{44.91 \times \sin(60.30 - 30.00)}{\cos(60.30 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 26.24 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
65.00	25.705	36.71
64.00	25.901	38.40
63.00	26.041	40.10
62.00	26.151	41.85
61.00	26.216	43.63
* 60.30	26.243	44.91
60.00	26.241	45.45
59.00	26.213	47.29
58.00	26.160	49.20
57.00	26.047	51.12
56.00	25.903	53.11

鉛直荷重

$$V = 26.24 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 26.24 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 26.24 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.700 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{2.400}{3} = 0.800 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.700$ (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 $B = 1.700$ (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、

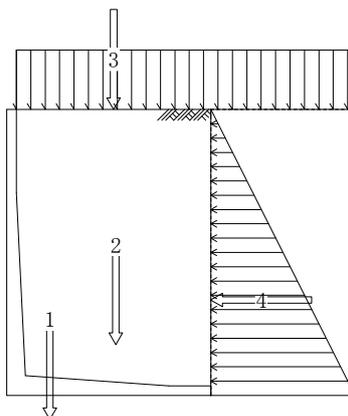
- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.700$ (m)
- L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	10.66		0.359	0.638	3.83	
2	裏込め土	69.22		0.908	1.267	62.85	
3	載荷重	16.20		0.890	2.400	14.42	
4	土圧		26.24	1.700	0.800		20.99
合計 Σ		96.08	26.24			81.10	20.99

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{96.08 \times 0.577 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{26.24} \\
 &= 2.11 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{81.10}{20.99} = 3.86 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{81.10 - 20.99}{96.08} = 0.626 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.626 = 0.224 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.224 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

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

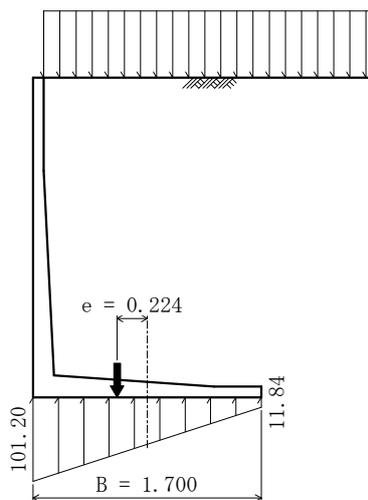
最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{96.08}{1.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.224}{1.700} \right)$$

$$= \begin{cases} 101.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

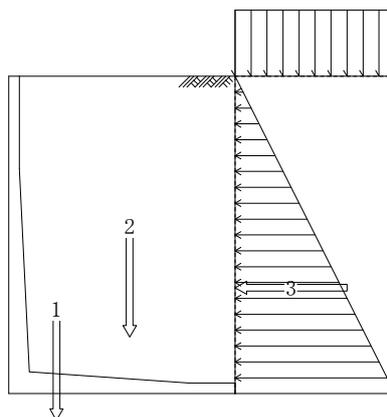
《地盤反力図》



5.2.2 荷重重なし

No	荷重名	荷重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	10.66		0.359	0.638	3.83	
2	裏込め土	69.22		0.908	1.267	62.85	
3	土圧		26.24	1.700	0.800		20.99
合計 Σ		79.88	26.24			66.68	20.99

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{79.88 \times 0.577 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{26.24}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{66.68}{20.99} = 3.18 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{66.68 - 20.99}{79.88} = 0.572 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.572 = 0.278 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.278 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

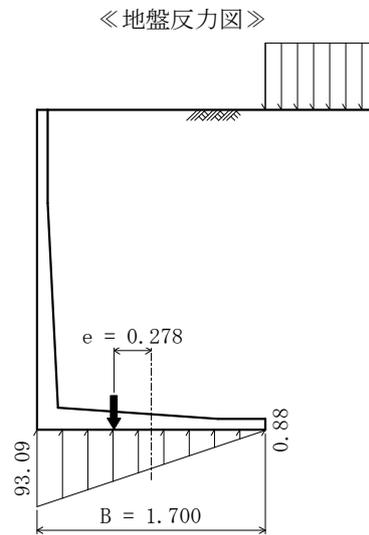
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{79.88}{1.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.278}{1.700} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 93.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.88 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

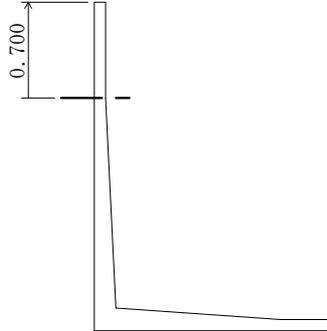


§6 たて壁の部材断面設計

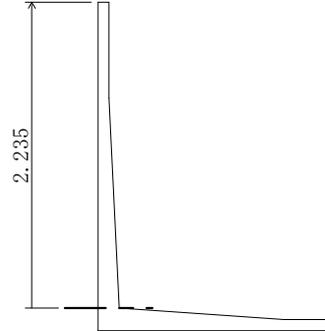
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



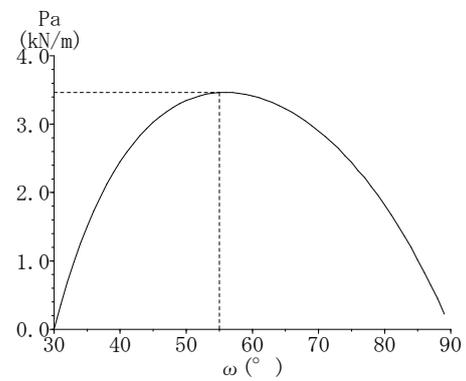
6.2 荷重の計算

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

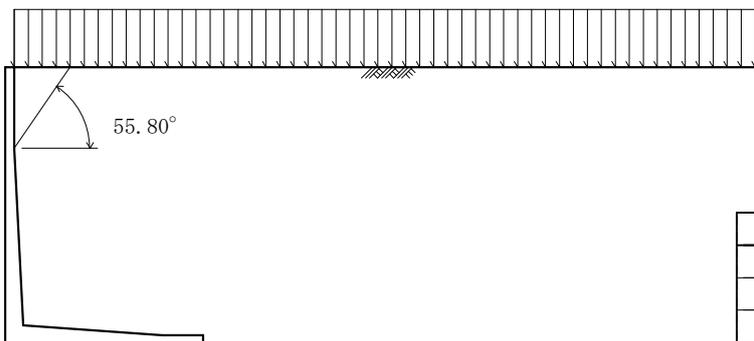
1) 中間部

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ W &= 7.93 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.76] \\ \omega &= 55.80 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}\end{aligned}$$



最大主働土圧合力

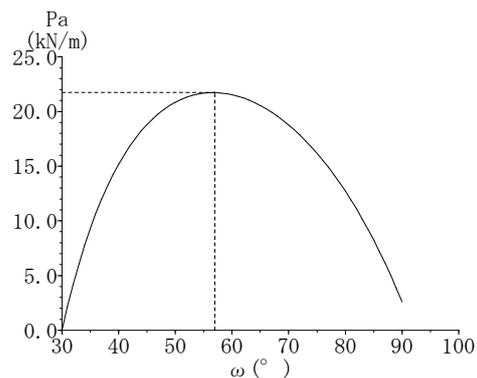
$$\begin{aligned}Pa &= \frac{7.93 \times \sin(55.80 - 30.00)}{\cos(55.80 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\ &= 3.47 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$



ω	Pa	W
60.00	3.412	6.72
59.00	3.436	7.00
58.00	3.451	7.28
57.00	3.463	7.57
56.00	3.465	7.86
* 55.80	3.469	7.93
55.00	3.466	8.17
54.00	3.453	8.47
53.00	3.439	8.79
52.00	3.411	9.10
51.00	3.380	9.43

2) つけ根

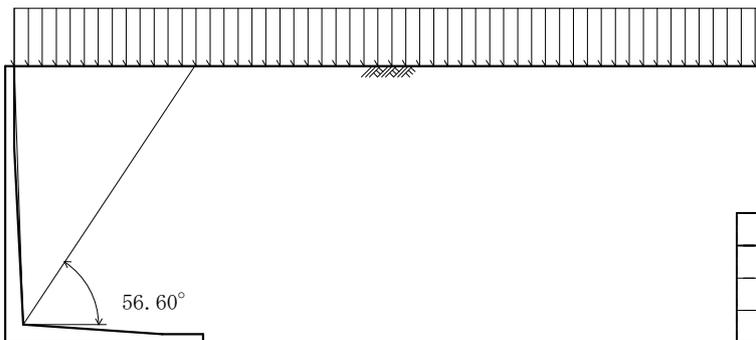
$\alpha = 1.92 (^{\circ})$
 $W = 48.38 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 15.49]
 $\omega = 56.60 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{48.38 \times \sin(56.60 - 30.00)}{\cos(56.60 - 30.00 - 20.00 - 1.92)}$$

$$= 21.74 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
61.00	21.400	41.03
60.00	21.539	42.65
59.00	21.627	44.27
58.00	21.694	45.95
57.00	21.732	47.68
* 56.60	21.735	48.38
56.00	21.719	49.42
55.00	21.682	51.23
54.00	21.592	53.05
53.00	21.474	54.95
52.00	21.308	56.88

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

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	3.47	20.00	0.00	3.26	0.233
つけ根	21.74	20.00	1.92	20.17	0.745

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 3.26 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 3.26 \times 0.233 \\ &= 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 20.17 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

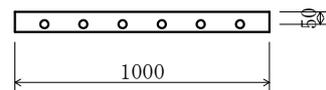
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 20.17 \times 0.745 \\ &= 15.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

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

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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.26 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.76 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 1.31 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

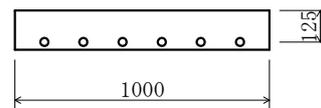
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.76 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 14.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.26 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 125 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 125}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 52.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 15.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 20.17 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 15.03 \times 10^6}{1000 \times 52.9 \times \left(125 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 5.29 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{15.03 \times 10^6}{1291 \times \left(125 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 108.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

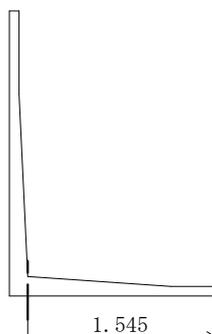
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{20.17 \times 10^3}{1000 \times 125} \\ &= 0.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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)
	1.545	0.165	0.255	0.773	0.1971
a	-1/2 × 1.195	0.085	-0.051	0.797	-0.0406
b	-	0.350	0.085	-0.030	-0.0411
合計			0.174		0.1154

作用位置

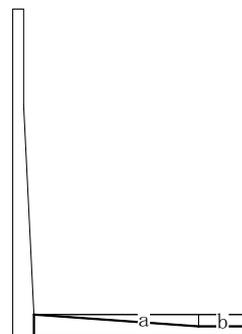
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1154}{0.174} = 0.663 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.174 \times 24.5 \times 1.000 = 4.26 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.26 \times 0.663 = 2.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.545	2.320	3.584	0.773	2.7704
a	-1/2	1.195	0.085	-0.051	-0.0203
合計			3.533		2.7501

作用位置

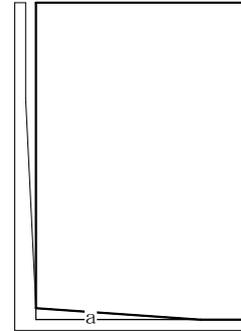
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{2.7501}{3.533} = 0.778 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.533 \times 19.0 \times 1.000 = 67.13 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 67.13 \times 0.778 = 52.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.545 \times 1.000 = 15.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.773 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.45 \times 0.773 = 11.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 101.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.84 + (101.20 - 11.84) \times \frac{1.545}{1.700} \\ &= 93.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(93.05 + 11.84) \times 1.545 \times 1.000}{2} \\ &= 81.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.545}{3} \times \frac{2 \times 11.84 + 93.05}{11.84 + 93.05} \\ &= 0.573 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 81.03 \times 0.573 = 46.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 93.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.88 + (93.09 - 0.88) \times \frac{1.545}{1.700} \\ &= 84.68 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(84.68 + 0.88) \times 1.545 \times 1.000}{2} \\ &= 66.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.545}{3} \times \frac{2 \times 0.88 + 84.68}{0.88 + 84.68} \\ &= 0.520 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 66.10 \times 0.520 = 34.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 設計断面力

1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	4.26	2.82
2	かかと版上の載荷土	67.13	52.23
3	地盤反力	-81.03	-46.43
4	自動車荷重	15.45	11.94
	合 計 Σ	5.81	20.56

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	4.26	2.82
2	かかと版上の載荷土	67.13	52.23
3	地盤反力	-66.10	-34.37
	合 計 Σ	5.29	20.68

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 $M_o = 15.03$ (kN・m) とする。
 実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.81 \text{ (kN)}$$

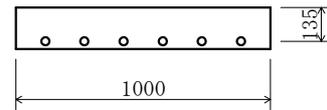
曲げモーメント

$$M = 15.03 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 135 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 135}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 55.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 15.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 15.03 \times 10^6}{1000 \times 55.5 \times \left(135 - \frac{55.5}{3}\right)} \\ &= 4.65 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

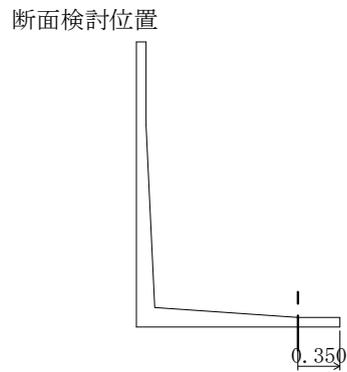
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{15.03 \times 10^6}{1291 \times \left(135 - \frac{55.5}{3}\right)} \\ &= 99.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.81 \times 10^3}{1000 \times 135} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 断面検討位置



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

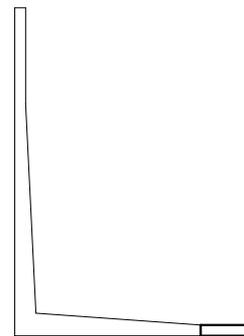
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.080 = 0.028 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

$$M = S \cdot x = 0.69 \times 0.175 = 0.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

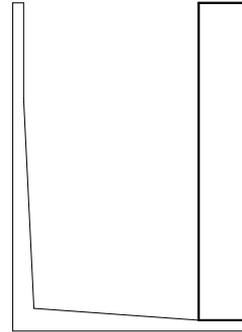
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 2.320 = 0.812 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.812 \times 19.0 \times 1.000 = 15.43 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.43 \times 0.175 = 2.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 101.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.84 + (101.20 - 11.84) \times \frac{0.350}{1.700} \\ &= 30.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(30.24 + 11.84) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 11.84 + 30.24}{11.84 + 30.24} \\ &= 0.149 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.36 \times 0.149 = 1.10 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 93.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.88 + (93.09 - 0.88) \times \frac{0.350}{1.700}$$

$$= 19.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(19.86 + 0.88) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.63 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.88 + 19.86}{0.88 + 19.86}$$

$$= 0.122 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.63 \times 0.122 = 0.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.69	0.12
2	かかと版上の載荷土	15.43	2.70
3	地盤反力	-7.36	-1.10
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	12.26	2.33

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	0.12
2	かかと版上の載荷土	15.43	2.70
3	地盤反力	-3.63	-0.44
	合 計 Σ	12.49	2.38

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

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

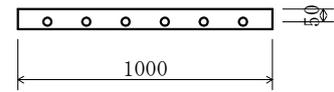
曲げモーメント

$$M = 2.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 2.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 12.49 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.38 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 4.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.38 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 45.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{12.49 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$