

CLP (H) 3000 × (B) 2050 × (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	$H = 3.000 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 125.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

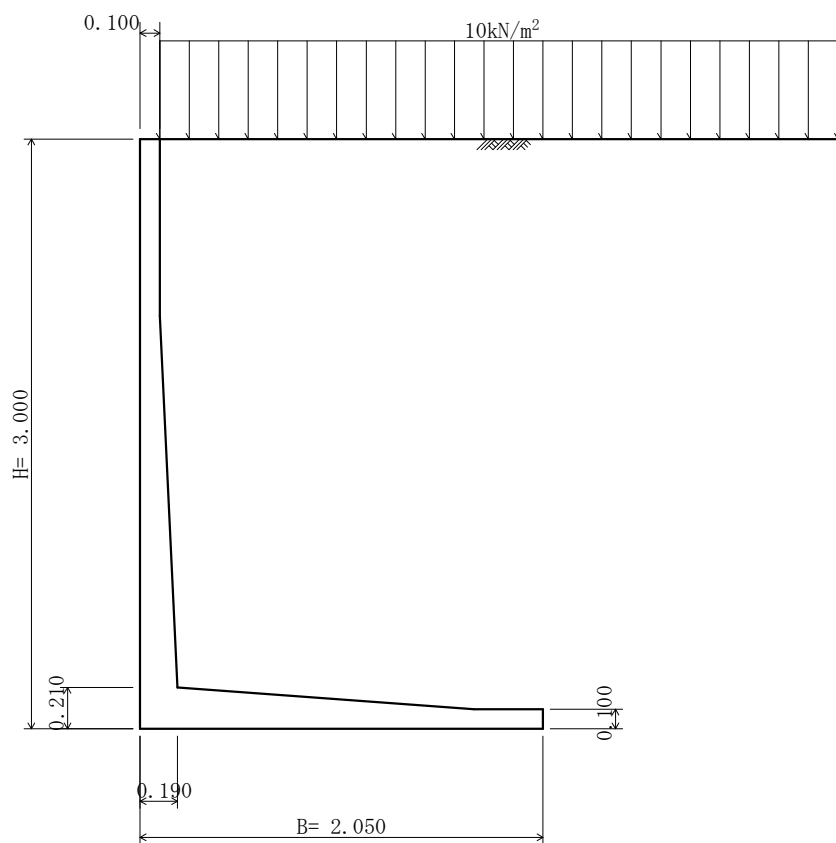
1.5 参考文献

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) 3000 × (B) 2050



§3 計算結果

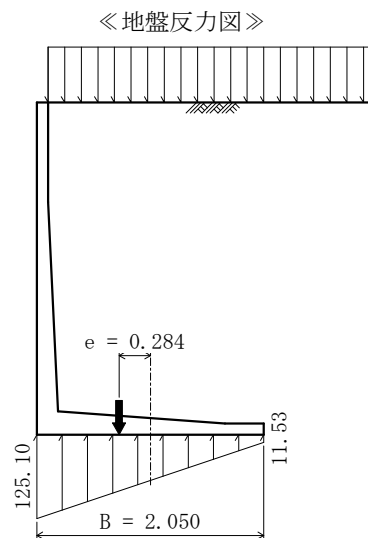
3.1 安定計算結果

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
140.05	38.50	0.284	3.70	2.10	125.10 11.53	O. K.
許 容 値		0.342	1.50	1.50		

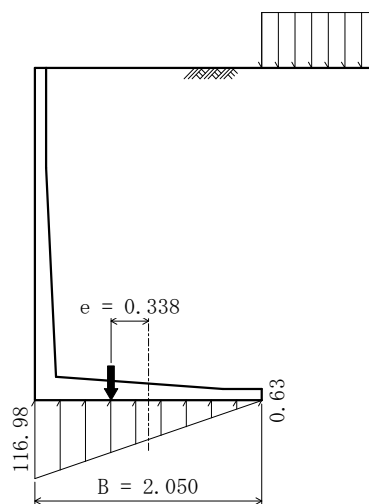


3.1.2 載荷重なし

(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
120.55	38.50	0.338	3.15	1.81	116.98	0.63	0. K.
許 容 値		0.342	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)	60	150
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	36.3	67.8
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.40×10^6	27.32×10^6
		せん断力 S (N)	4.67×10^3	29.38×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.61	6.33
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	15.7	115.2
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.08	0.20
		τ_{ca}	0.45	0.45

3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	170	60
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	73.4	36.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	27.32×10^6	3.09×10^6
		せん断力 S (N)	8.83×10^3	16.45×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.12	3.55
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	100.8	34.6
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.27
		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

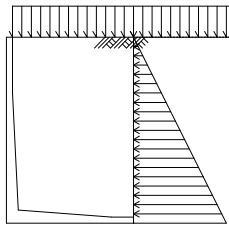
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

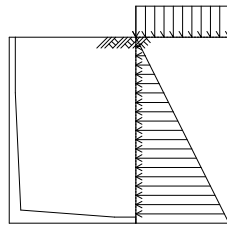
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

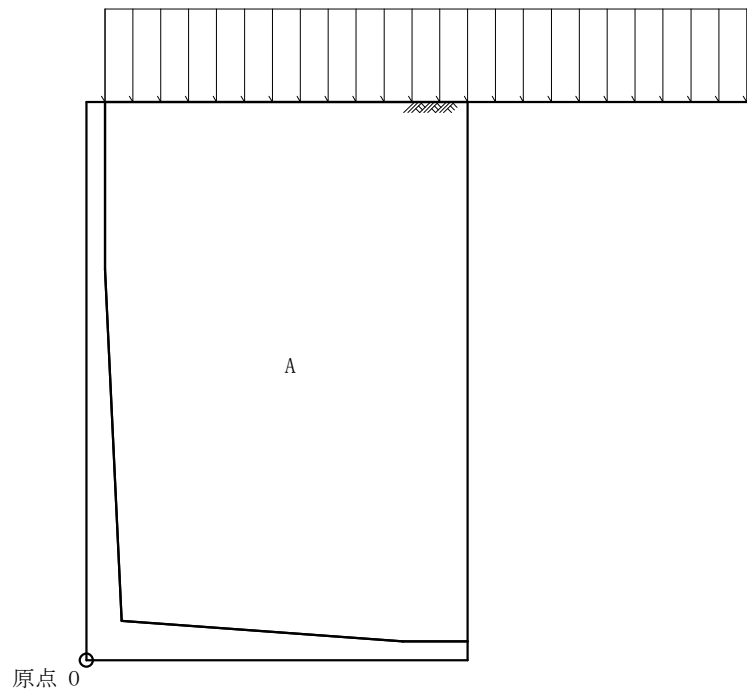


2) 載荷重なし



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)
	2.050	3.000	= 6.150	1.025	1.500	6.3038	9.2250
a	-	0.090	× 0.900 = -0.081	0.145	2.550	-0.0117	-0.2066
b	-1/2	× 0.090	× 1.890 = -0.085	0.160	1.470	-0.0136	-0.1250
c	-	1.510	× 2.790 = -4.213	0.945	1.605	-3.9813	-6.7619
d	-1/2	× 1.510	× 0.110 = -0.083	1.197	0.173	-0.0994	-0.0144
e	-	0.350	× 2.900 = -1.015	1.875	1.550	-1.9031	-1.5733
合 計			0.673			0.2947	0.5438

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.673 \times 1.000 = 0.673 \text{ (m}^3\text{)}$$

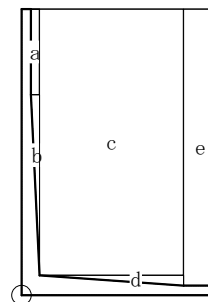
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.673 \times 24.5 = 16.49 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2947}{0.673} = 0.438 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5438}{0.673} = 0.808 \text{ (m)}$$



(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)
	1.950	2.900	= 5.655	1.075	1.550	6.0791	8.7653
a	-1/2	× 0.090	× 1.890 = -0.085	0.130	0.840	-0.0111	-0.0714
b	-	0.090	× 0.110 = -0.010	0.145	0.155	-0.0015	-0.0016
c	-1/2	× 1.510	× 0.110 = -0.083	0.693	0.137	-0.0575	-0.0114
合 計			5.477			6.0090	8.6809

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 5.477 \times 1.000 = 5.477 \text{ (m}^3\text{)}$$

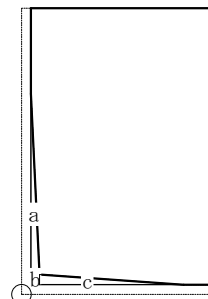
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 5.477 \times 19.0 = 104.06 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{6.0090}{5.477} = 1.097 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{8.6809}{5.477} = 1.585 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.950 \times 1.000 = 19.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.050 - \frac{1.950}{2} = 1.075 \text{ (m)}$$

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

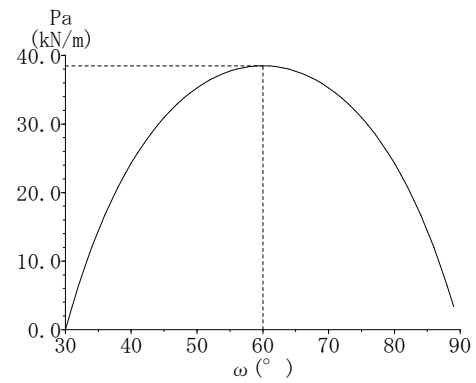
$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

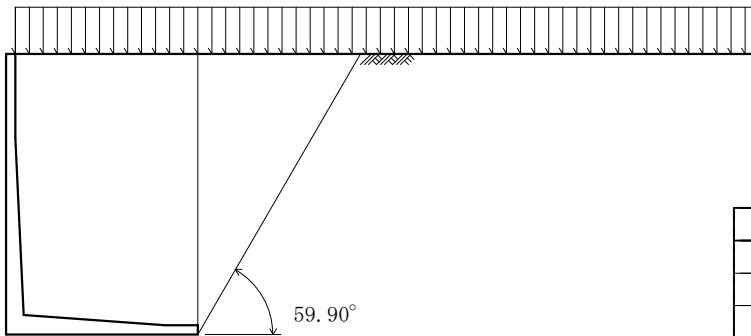
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 3.000 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 66.96 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 17.39] \\
 \omega &= 59.90 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{66.96 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 38.50 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
64.00	38.002	56.34
63.00	38.218	58.85
62.00	38.379	61.42
61.00	38.467	64.02
60.00	38.498	66.68
* 59.90	38.504	66.96
59.00	38.469	69.40
58.00	38.373	72.17
57.00	38.214	75.00
56.00	37.994	77.90
55.00	37.715	80.88

鉛直荷重

$$V = 38.50 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 38.50 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 38.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.050 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.000}{3} = 1.000 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.050$ (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 $B = 2.050$ (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 $B = 2.050$ (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)

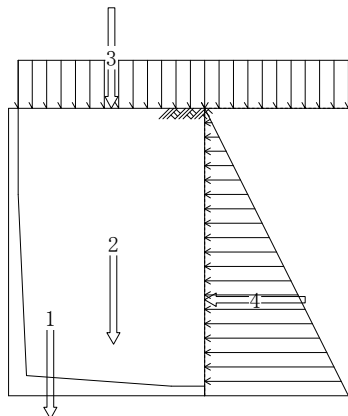
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	16.49		0.438	0.808	7.22	
2	裏込め土	104.06		1.097	1.585	114.15	
3	載荷重	19.50		1.075	3.000	20.96	
4	土圧		38.50	2.050	1.000		38.50
合 計 Σ		140.05	38.50			142.33	38.50

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{140.05 \times 0.577 + 0.0 \times 2.050 \times 1.000}{38.50} \\
 &= 2.10 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{142.33}{38.50} = 3.70 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{142.33 - 38.50}{140.05} = 0.741 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.050}{2} - 0.741 = 0.284 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.284 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.342 \text{ (m)}$$

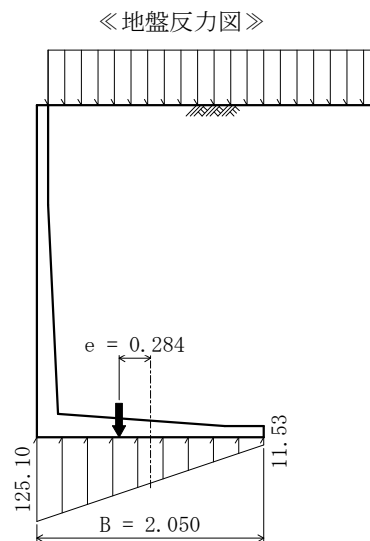
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{140.05}{2.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.284}{2.050} \right) \\ &= \begin{cases} 125.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

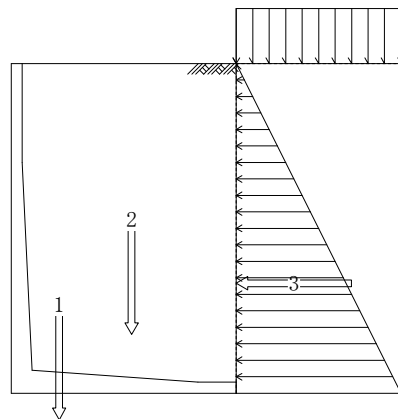
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	16.49		0.438	0.808	7.22	
2	裏込め土	104.06		1.097	1.585	114.15	
3	土圧		38.50	2.050	1.000		38.50
合 計 Σ		120.55	38.50			121.37	38.50

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{120.55 \times 0.577 + 0.0 \times 2.050 \times 1.000}{38.50}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{121.37}{38.50} = 3.15 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{121.37 - 38.50}{120.55} = 0.687 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.050}{2} - 0.687 = 0.338 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.338 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.342 \text{ (m)}$$

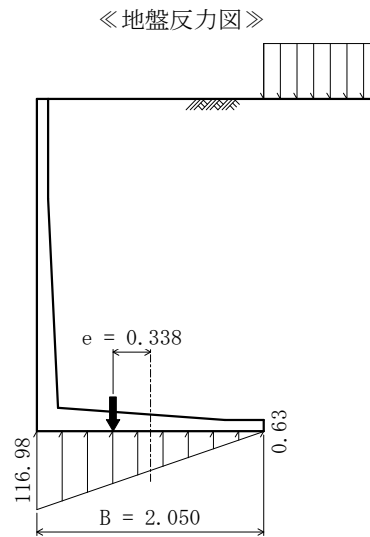
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{120.55}{2.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.338}{2.050} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 116.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

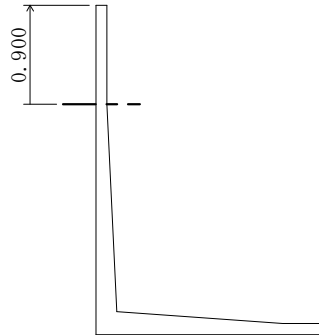


§6 たて壁の部材断面設計

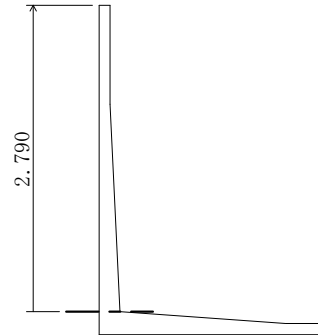
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



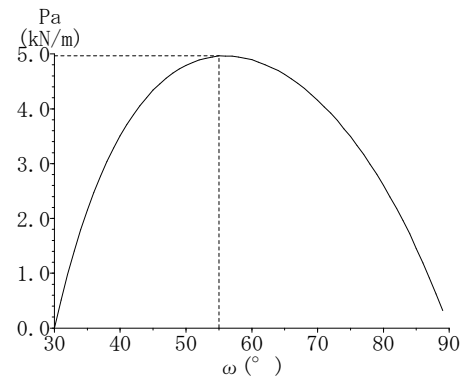
6.2 荷重の計算

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

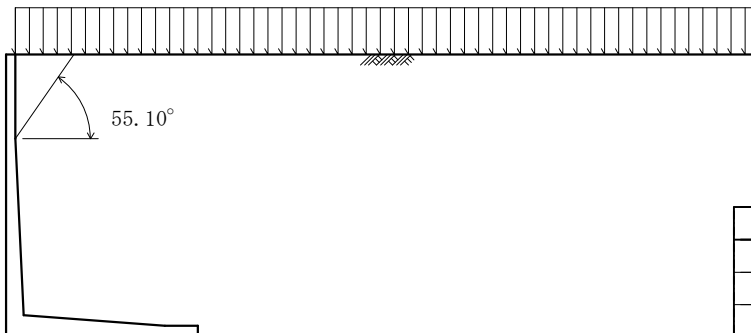
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 11.66 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 6.28] \\
 \omega &= 55.10 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

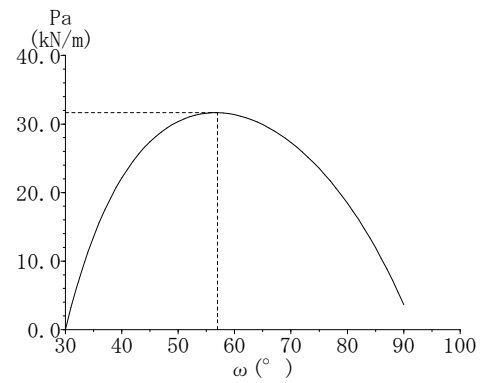
$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{11.66 \times \sin(55.10 - 30.00)}{\cos(55.10 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 4.97 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
60.00	4.894	9.64
59.00	4.918	10.02
58.00	4.945	10.43
57.00	4.958	10.84
56.00	4.963	11.26
* 55.10	4.966	11.66
55.00	4.964	11.70
54.00	4.942	12.12
53.00	4.922	12.58
52.00	4.888	13.04
51.00	4.846	13.52

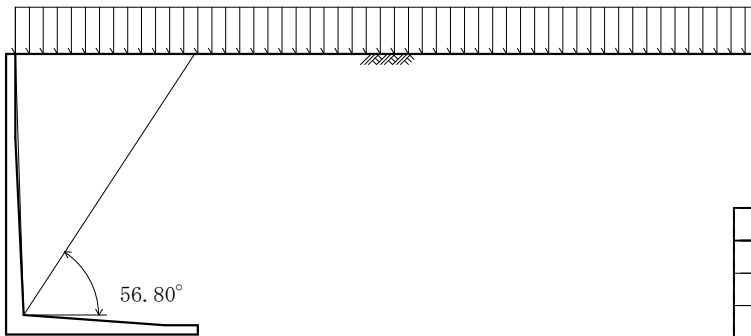
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 1.85 (^{\circ}) \\
 W &= 69.94 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 19.16] \\
 \omega &= 56.80 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{69.94 \times \sin(56.80 - 30.00)}{\cos(56.80 - 30.00 - 20.00 - 1.85)} \\
 &= 31.65 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	31.165	59.74
60.00	31.367	62.10
59.00	31.506	64.48
58.00	31.608	66.94
57.00	31.648	69.43
* 56.80	31.652	69.94
56.00	31.641	71.99
55.00	31.575	74.60
54.00	31.455	77.28
53.00	31.284	80.05
52.00	31.044	82.87

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	4.97	20.00	0.00	4.67	0.300
つけ根	31.65	20.00	1.85	29.38	0.930

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 4.67 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 4.67 \times 0.300 \\ &= 1.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 29.38 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 29.38 \times 0.930 \\ &= 27.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

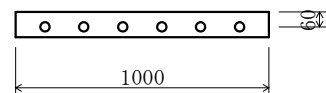
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 60 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 36.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 4.67 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.40 \times 10^6}{1000 \times 36.3 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 1.61 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

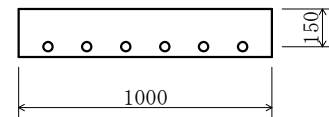
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.40 \times 10^6}{1862 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 15.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.67 \times 10^3}{1000 \times 60} \\ &= 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 150 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 67.8 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 27.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 29.38 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

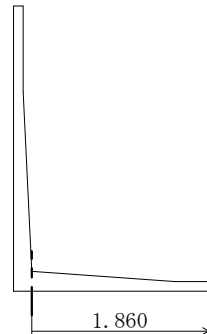
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 27.32 \times 10^6}{1000 \times 67.8 \times \left(150 - \frac{67.8}{3}\right)} \\ &= 6.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{27.32 \times 10^6}{1862 \times \left(150 - \frac{67.8}{3}\right)} \\ &= 115.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{29.38 \times 10^3}{1000 \times 150} \\ &= 0.20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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)
	1.860	0.210	0.391	0.930	0.3636
a	-1/2 × 1.510	0.110	-0.083	1.007	-0.0836
b	-	0.350	0.110	-0.039	1.685
合計			0.269		0.2143

作用位置

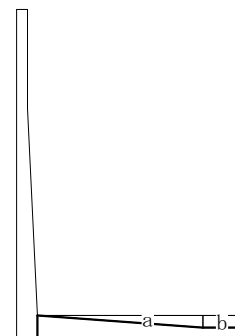
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2143}{0.269} = 0.797 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.269 \times 24.5 \times 1.000 = 6.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.59 \times 0.797 = 5.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.860	2.900	5.394	0.930	5.0164
a	-1/2	1.510	0.110	-0.083	-0.0417
合 計			5.311		4.9747

作用位置

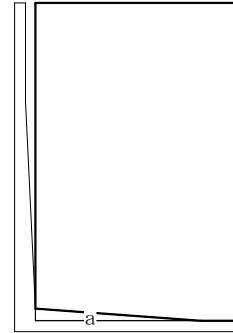
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.9747}{5.311} = 0.937 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 5.311 \times 19.0 \times 1.000 = 100.91 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 100.91 \times 0.937 = 94.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.860 \times 1.000 = 18.60 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.930 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 18.60 \times 0.930 = 17.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 125.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.53 + (125.10 - 11.53) \times \frac{1.860}{2.050} \\ &= 114.57 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(114.57 + 11.53) \times 1.860 \times 1.000}{2} \\ &= 117.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.860}{3} \times \frac{2 \times 11.53 + 114.57}{11.53 + 114.57} \\ &= 0.677 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 117.27 \times 0.677 = 79.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 116.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.63 + (116.98 - 0.63) \times \frac{1.860}{2.050} \\ &= 106.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(106.20 + 0.63) \times 1.860 \times 1.000}{2} \\ &= 99.35 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.860}{3} \times \frac{2 \times 0.63 + 106.20}{0.63 + 106.20} \\ &= 0.624 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 99.35 \times 0.624 = 61.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	6.59	5.25
2	かかと版上の載荷土	100.91	94.55
3	地盤反力	-117.27	-79.39
4	自動車荷重	18.60	17.30
	合 計 Σ	8.83	37.71

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	6.59	5.25
2	かかと版上の載荷土	100.91	94.55
3	地盤反力	-99.35	-61.99
	合 計 Σ	8.15	37.81

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 $M_o = 27.32$ (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

$$S = 8.83 \text{ (kN)}$$

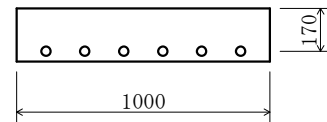
曲げモーメント

$$M = 27.32 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 73.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 27.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 8.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

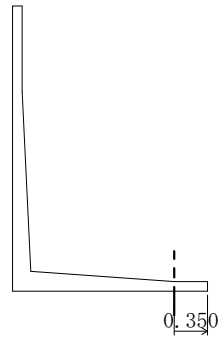
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 27.32 \times 10^6}{1000 \times 73.4 \times \left(170 - \frac{73.4}{3}\right)} \\ &= 5.12 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{27.32 \times 10^6}{1862 \times \left(170 - \frac{73.4}{3}\right)} \\ &= 100.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{8.83 \times 10^3}{1000 \times 170} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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

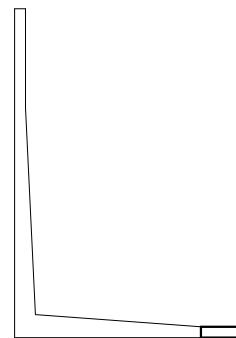
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.100 = 0.035 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.035 \times 24.5 \times 1.000 = 0.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.86 \times 0.175 = 0.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

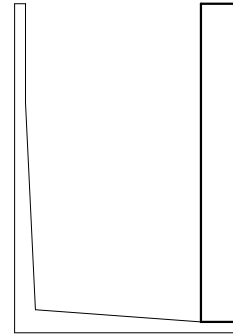
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 2.900 = 1.015 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.015 \times 19.0 \times 1.000 = 19.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.29 \times 0.175 = 3.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 125.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.53 + (125.10 - 11.53) \times \frac{0.350}{2.050} \\ &= 30.92 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(30.92 + 11.53) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.43 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 11.53 + 30.92}{11.53 + 30.92} \\ &= 0.148 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.43 \times 0.148 = 1.10 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 116.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.63 + (116.98 - 0.63) \times \frac{0.350}{2.050}$$

$$= 20.49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(20.49 + 0.63) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.63 + 20.49}{0.63 + 20.49}$$

$$= 0.120 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.70 \times 0.120 = 0.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.86	0.15
2	かかと版上の載荷土	19.29	3.38
3	地盤反力	-7.43	-1.10
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	16.22	3.04

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	0.86	0.15
2	かかと版上の載荷土	19.29	3.38
3	地盤反力	-3.70	-0.44
	合 計 Σ	16.45	3.09

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 16.45 \text{ (kN)}$$

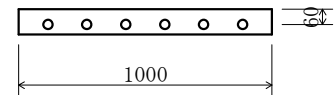
曲げモーメント

$$M = 3.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 60 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 36.3 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 3.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 16.45 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 3.09 \times 10^6}{1000 \times 36.3 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 3.55 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{3.09 \times 10^6}{1862 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 34.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{16.45 \times 10^3}{1000 \times 60} \\ &= 0.27 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$