

任意形擁壁設計システム

サンプル計算書

2023年01月27日

1. 設計条件

1.1 構造条件

- (1) 構造形式 鉄筋コンクリート構造
- (2) 基礎形式 直接基礎
- (3) 擁壁全高さ 1.850 (m)
- (4) 擁壁底面幅 1.450 (m)
- (5) 擁壁延長 10.000 (m)
- (6) く体寸法

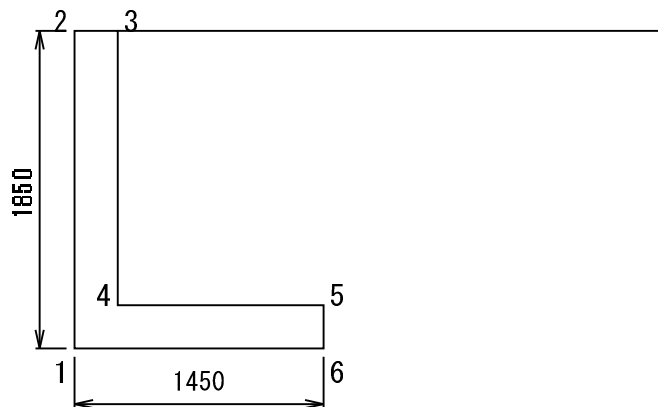


表1.1 く体寸法

No	X(m)	Y(m)	ΔX (m)	ΔY (m)
1	0.000	0.000	—	—
2	0.000	1.850	0.000	1.850
3	0.250	1.850	0.250	0.000
4	0.250	0.250	0.000	-1.600
5	1.450	0.250	1.200	0.000
6	1.450	0.000	0.000	-0.250

1.4 土圧の算出条件

- (1) 土圧公式 試行くさび法
 (2) 土圧作用面 鉛直仮想背面

1.5 滑動抵抗力の算出条件

1.5.1 基礎底面と地盤との間の定数

- (1) 底面と地盤との間の摩擦係数 μ 0.400
 (2) 底面と地盤との間の粘着力 0.00 (kN/m²)
 (3) 滑動抵抗力の上限値 考慮しない
 (4) 滑動抵抗力の算出に用いる底面幅: 底面幅

1.6 許容支持力の算出条件

- (1) 許容鉛直支持力度 常時(長期) 200.00 (kN/m²)

1.7 断面照査の条件

- (1) 軸力の考慮 考慮しない

1.8 荷重の組合せ

	常時	常時+上載荷重
上載荷重		○
転倒安全率	1.50	1.50
許容偏心量	B/6	B/6
滑動安全率	1.50	1.50
許容鉛直支持力度 (kN/m ²)	200.00	200.00
許容応力度	長期強度	長期強度

1.9 準拠指針および参考文献

- (1) 準拠指針 宅地防災マニュアルの解説 第三次改訂版 令和 4年 2月 宅地防災研究会
 (2) 参考文献 道路橋示方書・同解説 I 共通編 平成24年 3月 日本道路協会
 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成24年 3月 日本道路協会
 道路土工 擁壁工指針 平成24年 7月 日本道路協会

2. 安定計算結果一覧

2.1 各荷重ケースでの作用力

	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
常時	50.94	9.70	35.25	5.98
常時+上載荷重	62.94	15.86	45.45	9.78

2.2 各荷重ケースでの安定計算結果

	滑 動 Fs	転 倒 Ft	転 倒 e (m)	支持力 q (kN/m ²)	判定
常時	2.101	5.900	0.150	56.99	OK
	> 1.500	> 1.500	< 0.242	< 200.00	
常時+上載荷重	1.587	4.650	0.158	71.84	OK
	> 1.500	> 1.500	< 0.242	< 200.00	

3. 擁壁底面における作用力の計算

3.1 重量の計算

3.1.1 計算方法

重量及び重心位置の計算は座標値法より求める。

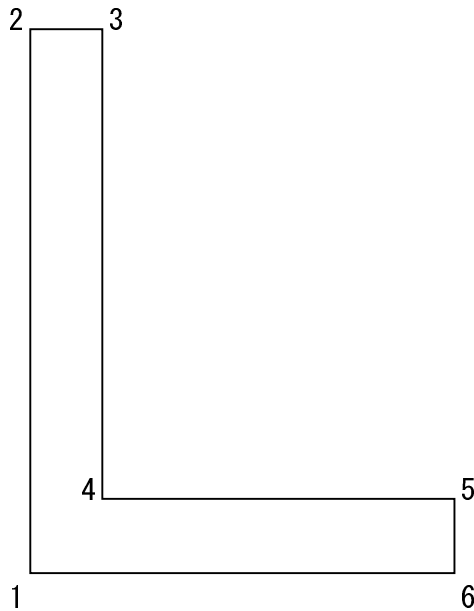
$$A = 1/2 \cdot (x_{i+1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i+1})$$

$$G_y = -1/2 \cdot (y_{i+1} - y_i) \{x_i^2 + 1/3 \cdot (x_{i+1} - x_i) (x_{i+1} + 2 \cdot x_i)\}$$

$$G_x = 1/2 \cdot (x_{i+1} - x_i) \{y_i^2 + 1/3 \cdot (y_{i+1} - y_i) (y_{i+1} + 2 \cdot y_i)\}$$

ここに、A : 断面積 (m²)
 G_y : y軸に関する断面一次モーメント (m³)
 G_x : x軸に関する断面一次モーメント (m³)
 x_i : y軸からi点までの距離 (m)
 y_i : x軸からi点までの距離 (m)

3.1.2 く体自重

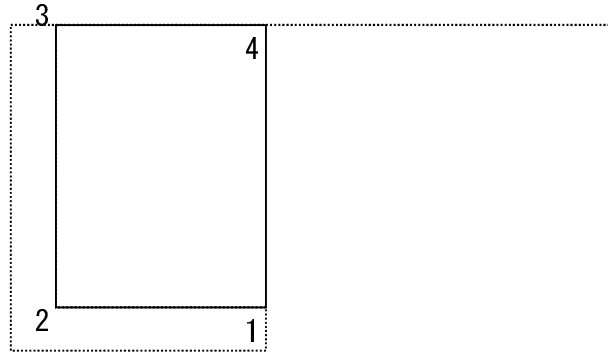


No	X (m)	Y (m)	No	X (m)	Y (m)
1	0.000	0.000	4	0.250	0.250
2	0.000	1.850	5	1.450	0.250
3	0.250	1.850	6	1.450	0.000

断面積 $\Sigma A = 0.76 \text{ (m}^2\text{)}$
 断面1次M $\Sigma G_x = 0.465 \text{ (m}^3\text{)}, \Sigma G_y = 0.313 \text{ (m}^3\text{)}$
 単位重量 $\gamma = 24.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重量 $W = \Sigma A \cdot \gamma = 0.76 \times 24.00 = 18.30 \text{ (kN/m)}$
 重心位置 $x = 0.410 \text{ (m)}, y = 0.610 \text{ (m)}$

3.1.3 背面土砂重量



No	X (m)	Y (m)	No	X (m)	Y (m)
1	1.450	0.250	3	0.250	1.850
2	0.250	0.250	4	1.450	1.850

断面積 $\Sigma A = 1.92 \text{ (m}^2\text{)}$
 断面1次M $\Sigma G_x = 2.016 \text{ (m}^3\text{)}, \Sigma G_y = 1.632 \text{ (m}^3\text{)}$
 单位重量 $\gamma = 17.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重量 $W = \Sigma A \cdot \gamma = 1.92 \times 17.00 = 32.64 \text{ (kN/m)}$
 重心位置 $x = 0.850 \text{ (m)}, y = 1.050 \text{ (m)}$

3.2 上載荷重

3.2.1 常時+上載荷重

名 称	荷重強度 P (kN/m ²)	載荷幅 W (m)	V=P・W (kN/m)	作用位置 X (m)	Mr=V・X (kN・m/m)
上載荷重	10.00	1.200	12.00	0.850	10.20
合 計			12.00		10.20

3.3 土圧の計算

3.3.1 計算方法

試行くさび法により土圧を求める。

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここで、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 W : 土くさびの重量 (kN/m)
 ω : すべり面が水平面となす角 (度)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 α : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)
 δ : 壁面摩擦角 (度)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 l : すべり面の長さ (m)

3.3.2 常時の結果

すべり角 ω を変化させて計算を行った、

すべり角 ω (度)	重量 W (kN/m)	壁面摩擦角 δ (度)	すべり面長 l (m)	主働土圧 P_A (kN/m)
55.00	20.37	0.00	2.258	9.50
56.00	19.62	0.00	2.232	9.57
57.00	18.89	0.00	2.206	9.63
58.00	18.18	0.00	2.181	9.67
59.00	17.48	0.00	2.158	9.69
60.00	16.80	0.00	2.136	9.70
61.00	16.13	0.00	2.115	9.69
62.00	15.47	0.00	2.095	9.67
63.00	14.82	0.00	2.076	9.63
64.00	14.19	0.00	2.058	9.57
65.00	13.57	0.00	2.041	9.50

上表より、 $\omega=60.00$ (度)の土圧を採用する。

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= 9.70 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧鉛直成分 } P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 0.00 \text{ (kN/m)} \\ \text{土圧水平成分 } P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 9.70 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{作用位置 } X &= 1.450 \text{ (m)} \\ Y &= 0.617 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} \text{すべり面の角度 } \omega &= 60.00 \text{ (度)} \\ \text{土くさびの重量 } W &= 16.80 \text{ (kN/m)} \\ \text{土の内部摩擦角 } \phi &= 30.00 \text{ (度)} \\ \text{壁面摩擦角 } \delta &= 0.00 \text{ (度)} \\ \text{壁面傾斜角 } \alpha &= 0.00 \text{ (度)} \\ \text{土の単位重量 } \gamma &= 17.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ \text{土の粘着力 } c &= 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{すべり面の長さ } l &= 2.136 \text{ (m)} \\ \text{粘着力による自立高 } z &= 0.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.3.3 常時+上載荷重の結果

すべり角 ω を変化させて計算を行った、

すべり角 ω (度)	重量 W (kN/m)	壁面摩擦角 δ (度)	すべり面長 l (m)	主働土圧 P_A (kN/m)
55.00	33.32	0.00	2.258	15.54
56.00	32.10	0.00	2.232	15.66
57.00	30.91	0.00	2.206	15.75
58.00	29.74	0.00	2.181	15.81
59.00	28.60	0.00	2.158	15.85
60.00	27.48	0.00	2.136	15.86
61.00	26.38	0.00	2.115	15.85
62.00	25.30	0.00	2.095	15.81
63.00	24.25	0.00	2.076	15.75
64.00	23.21	0.00	2.058	15.66
65.00	22.19	0.00	2.041	15.54

上表より、 $\omega=60.00$ (度)の土圧を採用する。

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= 15.86 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧鉛直成分 } P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 0.00 \text{ (kN/m)} \\ \text{土圧水平成分 } P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 15.86 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{作用位置 } X &= 1.450 \text{ (m)} \\ Y &= 0.617 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} \text{すべり面の角度 } \omega &= 60.00 \text{ (度)} \\ \text{土くさびの重量 } W &= 27.48 \text{ (kN/m)} \\ \text{土の内部摩擦角 } \phi &= 30.00 \text{ (度)} \\ \text{壁面摩擦角 } \delta &= 0.00 \text{ (度)} \\ \text{壁面傾斜角 } \alpha &= 0.00 \text{ (度)} \\ \text{土の単位重量 } \gamma &= 17.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ \text{土の粘着力 } c &= 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{すべり面の長さ } l &= 2.136 \text{ (m)} \\ \text{粘着力による自立高 } z &= 0.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4. 安定計算

4.1 常時

4.1.1 作用力の集計

項目	荷 重		作用位置		モーメント	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X (m)	Y (m)	Mr=V・X (kN・m/m)	Mo=H・Y (kN・m/m)
く体自重	18.30	0.00	0.410	0.610	7.51	0.00
背面土砂	32.64		0.850		27.74	
土圧	0.00	9.70	1.450	0.617	0.00	5.98
合 計	50.94	9.70			35.25	5.98

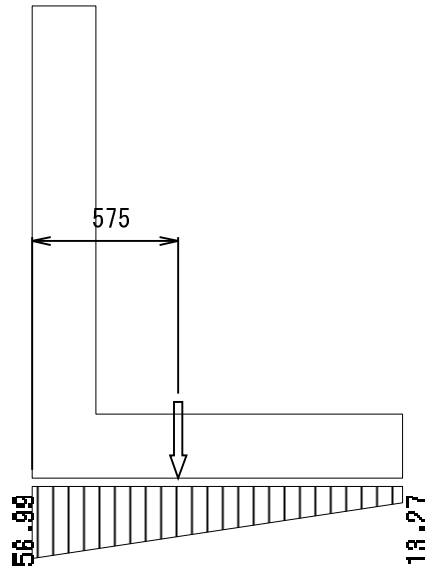
つま先から荷重の合力作用点までの距離

$$d = (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V = (35.25 - 5.98) / 50.94 = 0.575 \text{ (m)}$$

底面中央から合力作用点までの偏心距離

$$e = B/2 - d = 1.450 / 2 - 0.575 = 0.150 \text{ (m)}$$

4.1.2 地盤反力度の計算



$|e| \leq B/6$ より地盤反力は台形分布となる。

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot (1 + 6e/B) = 50.94/1.450 \times (1 + 6 \times 0.150/1.450) = 56.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot (1 - 6e/B) = 50.94/1.450 \times (1 - 6 \times 0.150/1.450) = 13.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.1.3 転倒に対する検討

$$e = 0.150 \text{ (m)} \leq B/n = 1.450/6 = 0.242 \text{ (m)}$$

$$F_t = \Sigma Mr / \Sigma M_o = 35.25/5.98 = 5.900 \geq 1.500$$

よって、転倒に対する安定条件を満足している。

4.1.4 滑動に対する検討

$$\begin{aligned} F_s &= (\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B) / \Sigma H \\ &= (0.400 \times 50.94 + 0.00 \times 1.450) / 9.70 \\ &= 2.101 \geq 1.500 \end{aligned}$$

よって、滑動に対する安定条件を満足している。

4.1.5 支持力に対する検討

$$q_{\max} = \max(q_1, q_2) = 56.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 200.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、支持力の安定条件を満足している。

4.2 常時+上載荷重

4.2.1 作用力の集計

項 目	荷 重		作用位置		モーメント	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X (m)	Y (m)	Mr=V・X (kN・m/m)	Mo=H・Y (kN・m/m)
く体自重	18.30	0.00	0.410	0.610	7.51	0.00
背面土砂	32.64		0.850		27.74	
上載荷重	12.00	0.00	0.850	0.000	10.20	0.00
土圧	0.00	15.86	1.450	0.617	0.00	9.78
合 計	62.94	15.86			45.45	9.78

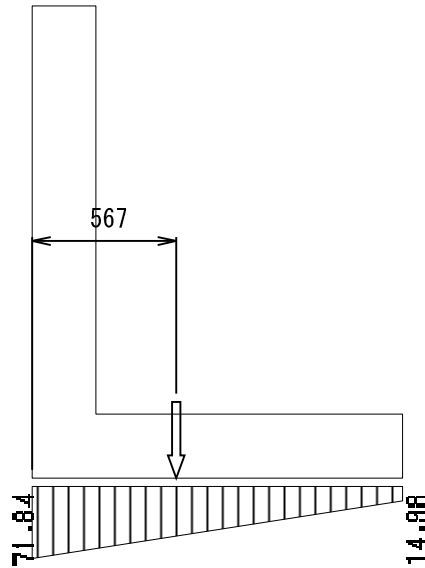
つま先から荷重の合力作用点までの距離

$$d = (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V = (45.45 - 9.78) / 62.94 \\ = 0.567 \text{ (m)}$$

底面中央から合力作用点までの偏心距離

$$e = B/2 - d = 1.450 / 2 - 0.567 \\ = 0.158 \text{ (m)}$$

4.2.2 地盤反力度の計算



$|e| \leq B/6$ より地盤反力は台形分布となる。

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{62.94}{1.450} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.158}{1.450}\right) = 71.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{62.94}{1.450} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.158}{1.450}\right) = 14.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.2.3 転倒に対する検討

$$e = 0.158 \text{ (m)} \leq B/n = 1.450/6 = 0.242 \text{ (m)}$$

$$F_t = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma M_o} = \frac{45.45}{9.78} = 4.650 \geq 1.500$$

よって、転倒に対する安定条件を満足している。

4.2.4 滑動に対する検討

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{(\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B)}{\Sigma H} \\ &= \frac{(0.400 \times 62.94 + 0.00 \times 1.450)}{15.86} \\ &= 1.587 \geq 1.500 \end{aligned}$$

よって、滑動に対する安定条件を満足している。

4.2.5 支持力に対する検討

$$q_{\max} = \max(q_1, q_2) = 71.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 200.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、支持力の安定条件を満足している。

5. たて壁の断面照査結果一覧

5.1 底面から0.250(m)の位置での結果

前面側鉄筋 D16-ctc250 794 (mm²) 鉄筋重心位置 70 (mm)

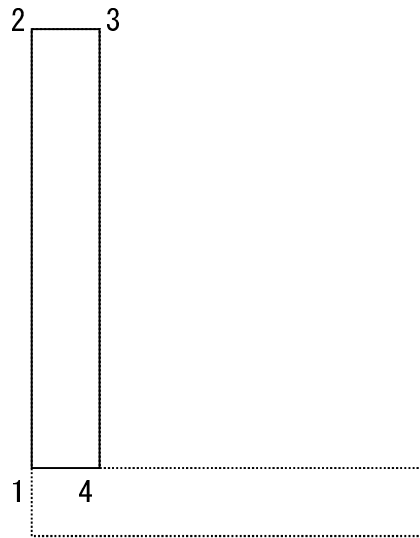
※鉄筋重心位置：コンクリート外縁から鉄筋重心までの距離

荷重ケース	作用力 (kN), (kN・m)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	τ_m (N/mm ²)	判定
常時	M= 3.24	3.54	68.3	0.102	OK
	S= 6.08	< 8.00	< 215.0	< 0.730	
常時+上載荷重	M= 5.63	6.14	118.5	0.176	OK
	S= 10.55	< 8.00	< 215.0	< 0.730	

6. たて壁に作用する荷重(底面から0.250(m)位置)

6.1 重量の計算

6.1.1 く体自重



No	X (m)	Y (m)	No	X (m)	Y (m)
1	0.000	0.250	3	0.250	1.850
2	0.000	1.850	4	0.250	0.250

断面積 $\Sigma A = 0.40 \text{ (m}^2\text{)}$
 断面1次M $\Sigma G_x = 0.420 \text{ (m}^3\text{)}, \Sigma G_y = 0.050 \text{ (m}^3\text{)}$
 単位重量 $\gamma = 24.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重量 $W = \Sigma A \cdot \gamma = 0.40 \times 24.00 = 9.60 \text{ (kN/m)}$
 重心位置 $x = 0.125 \text{ (m)}, y = 1.050 \text{ (m)}$

断面中心からの重心位置までの距離
 $x = 0.000 \text{ (m)}, y = 0.800 \text{ (m)}$

6.2 土圧の計算

6.2.1 計算方法

試行くさび法により土圧を求める。また、土圧は壁背面に直接作用するものとして計算する。

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここで、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 W : 土くさびの重量 (kN/m)
 ω : すべり面が水平面となす角 (度)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 α : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)
 δ : 壁面摩擦角 (度)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 l : すべり面の長さ (m)

6.2.2 常時の結果

すべり角 ω を変化させて計算を行った、

すべり角 ω (度)	重量 W (kN/m)	壁面摩擦角 δ (度)	すべり面長 l (m)	主働土圧 P_A (kN/m)
51.00	17.62	20.00	2.059	6.32
52.00	17.00	20.00	2.030	6.37
53.00	16.40	20.00	2.003	6.42
54.00	15.81	20.00	1.978	6.45
55.00	15.24	20.00	1.953	6.46
56.00	14.68	20.00	1.930	6.47
57.00	14.13	20.00	1.908	6.46
58.00	13.60	20.00	1.887	6.45
59.00	13.07	20.00	1.867	6.42
60.00	12.56	20.00	1.848	6.38
61.00	12.06	20.00	1.829	6.33

上表より、 $\omega=56.00$ (度)の土圧を採用する。

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= 6.47 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧鉛直成分 } P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 2.21 \text{ (kN/m)} \\ \text{土圧水平成分 } P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.08 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{作用位置 } X &= 0.125 \text{ (m)} \\ Y &= 0.533 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、

すべり面の角度	ω	=	56.00 (度)
土くさびの重量	W	=	14.68 (kN/m)
土の内部摩擦角	ϕ	=	30.00 (度)
壁面摩擦角	δ	=	20.00 (度)
壁面傾斜角	α	=	0.00 (度)
土の単位重量	γ	=	17.00 (kN/m ³)
土の粘着力	c	=	0.00 (kN/m ²)
すべり面の長さ	l	=	1.930 (m)
粘着力による自立高	z	=	0.000 (m)

6.2.3 常時+上載荷重の結果

すべり角 ω を変化させて計算を行った、

すべり角 ω (度)	重量 W (kN/m)	壁面摩擦角 δ (度)	すべり面長 l (m)	主働土圧 P_A (kN/m)
51.00	30.58	20.00	2.059	10.96
52.00	29.50	20.00	2.030	11.06
53.00	28.45	20.00	2.003	11.13
54.00	27.43	20.00	1.978	11.19
55.00	26.44	20.00	1.953	11.22
56.00	25.47	20.00	1.930	11.23
57.00	24.52	20.00	1.908	11.22
58.00	23.60	20.00	1.887	11.19
59.00	22.69	20.00	1.867	11.14
60.00	21.80	20.00	1.848	11.07
61.00	20.93	20.00	1.829	10.98

上表より、 $\omega=56.00$ (度)の土圧を採用する。

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= 11.23 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧鉛直成分 } P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.84 \text{ (kN/m)} \\ \text{土圧水平成分 } P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.55 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{作用位置 } X &= 0.125 \text{ (m)} \\ Y &= 0.533 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、

すべり面の角度	ω	=	56.00 (度)
土くさびの重量	W	=	25.47 (kN/m)
土の内部摩擦角	ϕ	=	30.00 (度)
壁面摩擦角	δ	=	20.00 (度)
壁面傾斜角	α	=	0.00 (度)
土の単位重量	γ	=	17.00 (kN/m ³)
土の粘着力	c	=	0.00 (kN/m ²)
すべり面の長さ	l	=	1.930 (m)
粘着力による自立高	z	=	0.000 (m)

7. たて壁の断面照査結果(底面から0.250(m)位置)

7.1 常時

7.1.1 断面力の集計

項 目	荷 重		作用位置		モーメント	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X (m)	Y (m)	V・X (kN・m/m)	H・Y (kN・m/m)
く体自重	9.60	0.00	0.000	0.800	0.00	0.00
土圧		6.08		0.533		3.24
合 計	9.60	6.08			0.00	3.24

断面力

曲げモーメント $M = H \cdot Y = 3.24 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

せん断力 $S = H = 6.08 \text{ (kN/m)}$

7.1.2 断面照査結果

(1) 配筋条件

前面側鉄筋 D16-ctc250 $A_s = 794$ (mm²) 鉄筋重心位置 70 (mm)

※鉄筋重心位置：コンクリート外縁から鉄筋重心までの距離

(2) 中立軸位置

$$\begin{aligned}x &= nA_s/b \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}] \\&= 15 \times 794 / 1000 \times [-1 + \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 70 / (15 \times 794)}] \\&= 31 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

(3) 圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x(d-x/3)} = \frac{2 \times 3.24 \times 10^6}{1000 \times 31 \times (70 - 31/3)} \\&= 3.54 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

(4) 引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M}{A_s(d-x/3)} = \frac{3.24 \times 10^6}{794 \times (70 - 31/3)} \\&= 68.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 215.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

(5) せん断応力度

$$\begin{aligned}p &= A_s / (b \cdot d) = 794 / (1000 \times 70) \\&= 0.01135\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn = \sqrt{2 \times 0.01135 \times 15 + (0.01135 \times 15)^2} - 0.01135 \times 15 \\&= 0.4376\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.4376 / 3 \\&= 0.8541\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{S}{b \cdot d \cdot j} = \frac{6.08 \times 10^3}{1000 \times 70 \times 0.8541} \\&= 0.102 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 0.730 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

7.2 常時+上乗荷重

7.2.1 断面力の集計

項 目	荷 重		作用位置		モーメント	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X (m)	Y (m)	V・X (kN・m/m)	H・Y (kN・m/m)
く体自重	9.60	0.00	0.000	0.800	0.00	0.00
土圧		10.55		0.533		5.63
合 計	9.60	10.55			0.00	5.63

断面力

曲げモーメント $M = H \cdot Y = 5.63 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

せん断力 $S = H = 10.55 \text{ (kN/m)}$

7.2.2 断面照査結果

(1) 配筋条件

前面側鉄筋 D16-ctc250 $A_s = 794$ (mm²) 鉄筋重心位置 70 (mm)

※鉄筋重心位置：コンクリート外縁から鉄筋重心までの距離

(2) 中立軸位置

$$\begin{aligned}x &= nA_s/b \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}] \\&= 15 \times 794 / 1000 \times [-1 + \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 70 / (15 \times 794)}] \\&= 31 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

(3) 圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x(d-x/3)} = \frac{2 \times 5.63 \times 10^6}{1000 \times 31 \times (70 - 31/3)} \\&= 6.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

(4) 引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M}{A_s(d-x/3)} = \frac{5.63 \times 10^6}{794 \times (70 - 31/3)} \\&= 118.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 215.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

(5) せん断応力度

$$\begin{aligned}p &= A_s / (b \cdot d) = 794 / (1000 \times 70) \\&= 0.01135\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn = \sqrt{2 \times 0.01135 \times 15 + (0.01135 \times 15)^2} - 0.01135 \times 15 \\&= 0.4376\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.4376 / 3 \\&= 0.8541\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{S}{b \cdot d \cdot j} = \frac{10.55 \times 10^3}{1000 \times 70 \times 0.8541} \\&= 0.176 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 0.730 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

8. かかと版の断面照査結果一覧

8.1 付け根位置の断面照査結果

8.1.1 配筋条件

上側鉄筋 D16-ctc250 794 (mm²) 鉄筋重心位置 70 (mm)

※鉄筋重心位置：コンクリート外縁から鉄筋重心までの距離

8.1.2 曲げ応力度に対する照査

荷重ケース	M (kN・m)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	判定
常時	3.24	0.73	25.2	OK
		< 8.00	< 215.0	
常時+上載荷重	5.63	1.27	43.8	OK
		< 8.00	< 215.0	

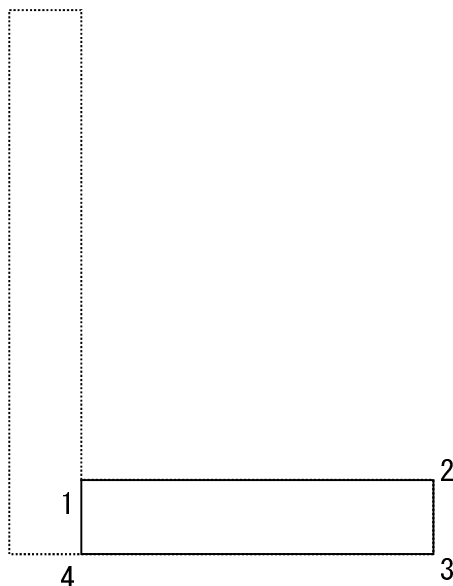
8.1.3 せん断応力度に対する照査

荷重ケース	S (kN)	M (kN・m)	τ_{al} (N/mm ²)	判定
常時	2.21	5.66	0.014	OK
			< 0.730	
常時+上載荷重	5.63	9.03	0.035	OK
			< 0.730	

9. かかと版の設計

9.1 付け根位置の検討

9.1.1 かかと版の自重

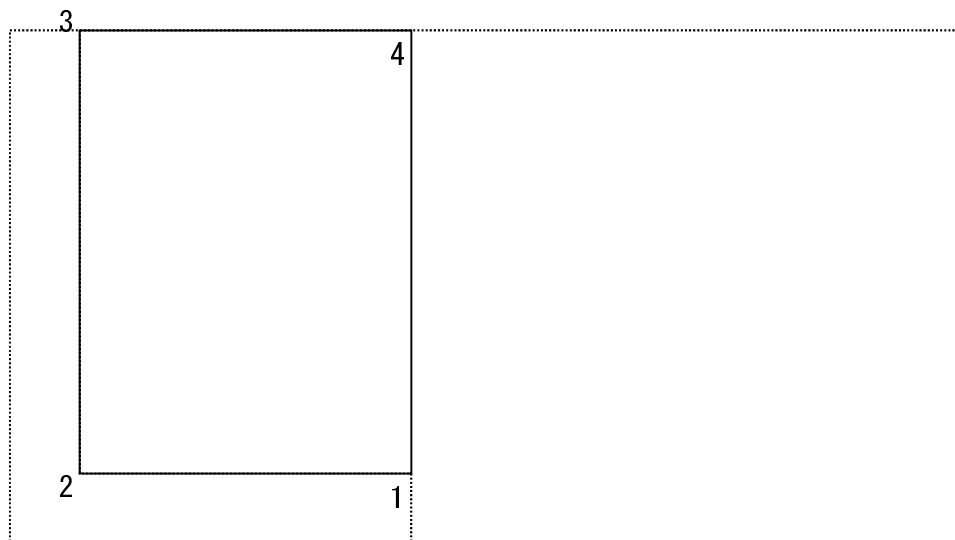


No	X (m)	Y (m)	No	X (m)	Y (m)
1	0.250	0.250	3	1.450	0.000
2	1.450	0.250	4	0.250	0.000

断面積 $\Sigma A = 0.30 \text{ (m}^2\text{)}$
 断面1次M $\Sigma G_x = 0.038 \text{ (m}^3\text{)}, \Sigma G_y = 0.255 \text{ (m}^3\text{)}$
 単位重量 $\gamma = 24.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重量 $W = \Sigma A \cdot \gamma = 0.30 \times 24.00 = 7.20 \text{ (kN/m)}$
 重心位置 $x = 0.600 \text{ (m)}$ ※断面位置からの距離

9.1.2 土砂重量



No	X (m)	Y (m)	No	X (m)	Y (m)
1	1.450	0.250	3	0.250	1.850
2	0.250	0.250	4	1.450	1.850

断面積 $\Sigma A = 1.92 \text{ (m}^2\text{)}$
 断面1次M $\Sigma G_x = 2.016 \text{ (m}^3\text{)}, \Sigma G_y = 1.632 \text{ (m}^3\text{)}$
 単位重量 $\gamma = 17.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重量 $W = \Sigma A \cdot \gamma = 1.92 \times 17.00 = 32.64 \text{ (kN/m)}$
 重心位置 $x = 0.600 \text{ (m)}$ ※断面位置からの距離

9.1.3 上載荷重

(1) 常時+上載荷重

名 称	荷重強度 P (kN/m ²)	載荷幅 W (m)	V=P・W (kN)	作用位置 X (m)	V・X (kN・m)
上載荷重	10.00	1.200	12.00	0.600	7.20
合 計			12.00		7.20

9.1.4 土圧の計算

(1) 計算方法

安定計算で算出した土圧の鉛直分力がかかと版に三角形分布するものとして計算する。

かかと版の先端位置における土圧分布荷重 P_2

$$P_2 = 2 \cdot P_v / (B \cdot D)$$

ここに、 P_v : 安定計算で求めた土圧鉛直分力 (kN)
 B : かかと版の張出し長 $B = 1.200$ (m)
 D : 単位長さ $D = 1.000$ (m)

断面照査位置における土圧分布荷重 P_1

$$P_1 = P_2 / B \cdot \Delta X$$

ここに、 ΔX : かかと版付け根から照査断面までの距離 (m)

かかと版に作用する土圧分布荷重の合力 P

$$P = (P_1 + P_2) \cdot (B - \Delta X) \cdot D / 2$$

かかと版に作用する土圧鉛直分力の作用位置

$$X = (B - \Delta X) \cdot (2P_2 + P_1) / \{3 \times (P_2 + P_1)\}$$

(2) 常時の土圧結果

土圧鉛直分力は発生しません。

(3) 常時+上載荷重の土圧結果

土圧鉛直分力は発生しません。

9.1.5 地盤反力による断面力の計算

(1) 計算方法

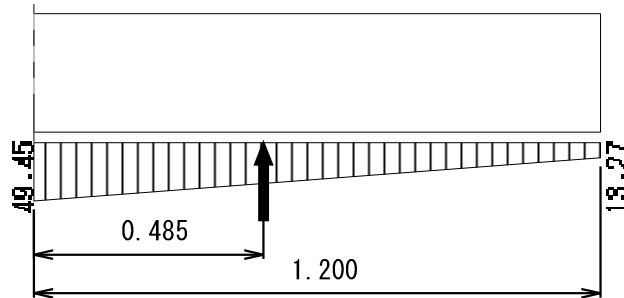
地盤反力による断面力は以下の式により計算する。

$$V = (q_1 + q_2) \cdot l / 2 \cdot D$$

$$X = (q_1 + 2 \cdot q_2) \cdot l / \{3(q_1 + q_2)\}$$

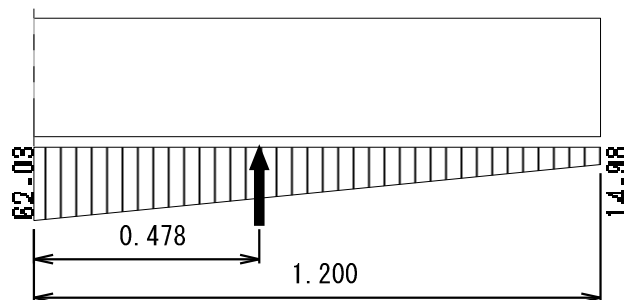
ここに、 V : 底版底面に作用する地盤反力の合力 (kN)
 q_1 : 照査断面位置の地盤反力度 (kN/m²)
 q_2 : かかと版先端位置の地盤反力度 (kN/m²)
 l : 照査断面位置から底版先端までの距離 (m)
 (地盤反力が三角形分布の場合は地盤反力の作用幅)
 X : 照査断面位置から地盤反力の合力作用位置までの距離 (m)
 D : 単位長さで $D = 1.000$ (m)

(2) 常時の結果



地盤反力度		作用幅 l (m)	V (kN)	X (m)
q_1 (kN/m ²)	q_2 (kN/m ²)			
49.45	13.27	1.200	37.63	0.485

(3) 常時+上載荷重の結果



地盤反力度		作用幅 l (m)	V (kN)	X (m)
q_1 (kN/m ²)	q_2 (kN/m ²)			
62.03	14.98	1.200	46.21	0.478

9.1.6 断面力の集計

(1) 常時

項目	荷重 V (kN)	作用位置 X (m)	モーメント V・X (kN・m)
自重	7.20	0.600	4.32
土砂重量	32.64	0.600	19.58
土圧鉛直分力	0.00	0.800	0.00
地盤反力	-37.63	0.485	-18.24
合計	2.21		5.66

1m当たりの断面力

$$\text{曲げモーメント } M = V \cdot X = 5.66 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$\text{せん断力 } S = V = 2.21 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{たて壁付け根の曲げモーメント } M_1 = 3.24 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$M > M_1$ であるため、かかと版付け根の設計における曲げモーメントは、

$$M = 3.24 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

(2) 常時+上載荷重

項目	荷重 V (kN)	作用位置 X (m)	モーメント V・X (kN・m)
自重	7.20	0.600	4.32
土砂重量	32.64	0.600	19.58
上載荷重	12.00	0.600	7.20
土圧鉛直分力	0.00	0.800	0.00
地盤反力	-46.21	0.478	-22.08
合計	5.63		9.03

1m当たりの断面力

$$\text{曲げモーメント } M = V \cdot X = 9.03 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$\text{せん断力 } S = V = 5.63 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{たて壁付け根の曲げモーメント } M_1 = 5.63 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$M > M_1$ であるため、かかと版付け根の設計における曲げモーメントは、

$$M = 5.63 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

9.1.7 断面照査結果

(1) 常時

a) 配筋条件

上側鉄筋 D16-ctc250 $A_s = 794$ (mm²) 鉄筋重心位置 70 (mm)

※鉄筋重心位置：コンクリート外縁から鉄筋重心までの距離

b) 中立軸位置

$$\begin{aligned} x &= nA_s/b \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}] \\ &= 15 \times 794 / 1000 \times [-1 + \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 180 / (15 \times 794)}] \\ &= 55 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

c) 圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x(d-x/3)} = \frac{2 \times 3.24 \times 10^6}{1000 \times 55 \times (180 - 55/3)} \\ &= 0.73 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

d) 引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s(d-x/3)} = \frac{3.24 \times 10^6}{794 \times (180 - 55/3)} \\ &= 25.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 215.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

e) せん断応力度

$$\begin{aligned} p &= A_s / (b \cdot d) = 794 / (1000 \times 180) \\ &= 0.00441 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn = \sqrt{2 \times 0.00441 \times 15 + (0.00441 \times 15)^2} - 0.00441 \times 15 \\ &= 0.3036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.3036 / 3 \\ &= 0.8988 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_c &= \frac{S}{b \cdot d \cdot j} = \frac{2.21 \times 10^3}{1000 \times 180 \times 0.8988} \\ &= 0.014 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_{a1} = 0.730 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

(2) 常時+上載荷重

a) 配筋条件

上側鉄筋 D16-ctc250 $A_s = 794$ (mm²) 鉄筋重心位置 70 (mm)

※鉄筋重心位置：コンクリート外縁から鉄筋重心までの距離

b) 中立軸位置

$$\begin{aligned}x &= nA_s/b \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}] \\&= 15 \times 794 / 1000 \times [-1 + \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 180 / (15 \times 794)}] \\&= 55 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

c) 圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x(d-x/3)} = \frac{2 \times 5.63 \times 10^6}{1000 \times 55 \times (180 - 55/3)} \\&= 1.27 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \rightarrow \quad \text{OK}\end{aligned}$$

d) 引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M}{A_s(d-x/3)} = \frac{5.63 \times 10^6}{794 \times (180 - 55/3)} \\&= 43.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 215.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \rightarrow \quad \text{OK}\end{aligned}$$

e) せん断応力度

$$\begin{aligned}p &= A_s / (b \cdot d) = 794 / (1000 \times 180) \\&= 0.00441\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k &= \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn = \sqrt{2 \times 0.00441 \times 15 + (0.00441 \times 15)^2} - 0.00441 \times 15 \\&= 0.3036\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.3036 / 3 \\&= 0.8988\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{S}{b \cdot d \cdot j} = \frac{5.63 \times 10^3}{1000 \times 180 \times 0.8988} \\&= 0.035 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_{al} = 0.730 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \rightarrow \quad \text{OK}\end{aligned}$$