

(H)4200 × (B)2800 × (L)2000

2010 年 1 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	16
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	21
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	26

§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	$H = 4.200 \text{ (m)}$
(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	$c = 24.5 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土		
せん断抵抗角	$= 30.00 \text{ (}^\circ \text{)}$	
単位体積重量	$s = 19.0 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$	
(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	$q_a = 170.37 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	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	1.50
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e $	1/6 B
	転倒安全率	F_s	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	$ck = 30 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容圧縮応力度	$ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容せん断応力度	$a = 0.45 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$

(2) 鉄筋

許容引張応力度	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
---------	-------------------------------------

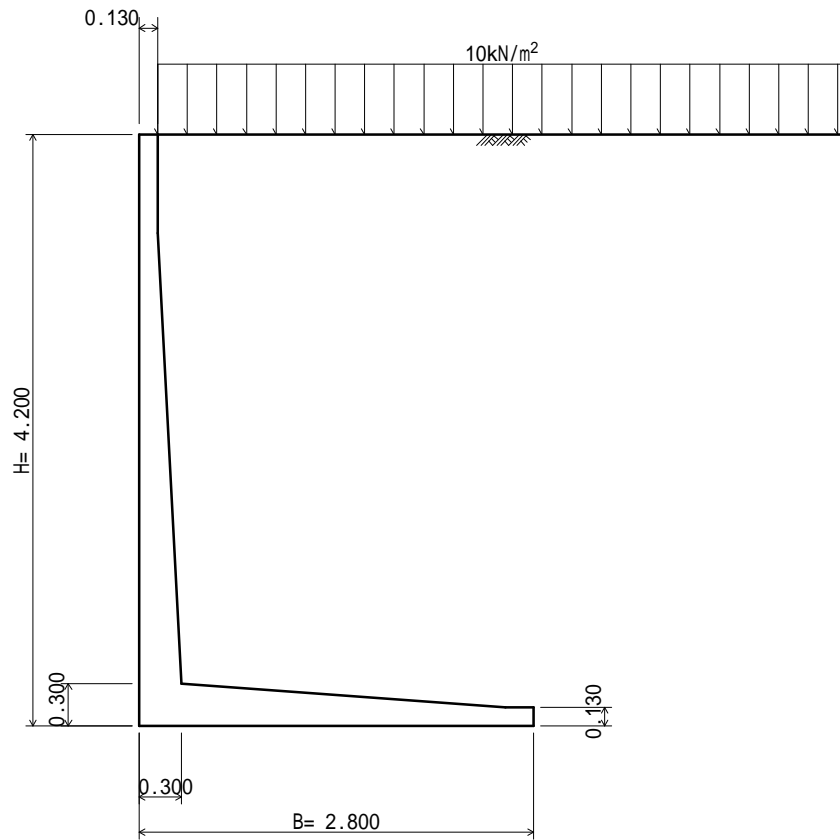
1.5 参考文献

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)4200 × (B)2800標準



§3 計算結果

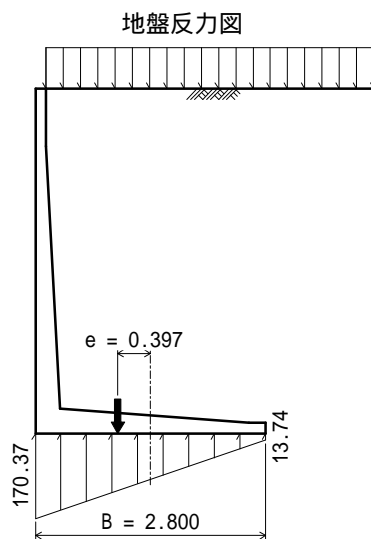
3.1 安定計算結果

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 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)	判定
257.76	69.86	0.397	3.64	2.13	170.37 13.74	0.K.
許 容 値		0.467	1.50	1.50		

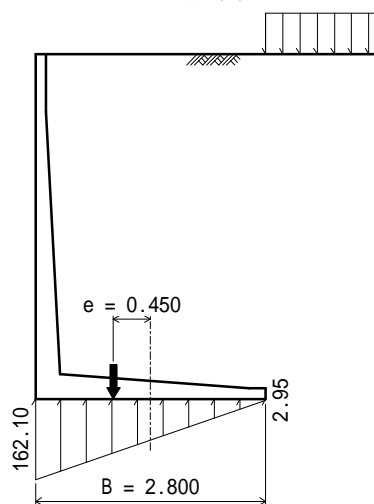


3.1.2 載荷重なし

(1) 安定計算

鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
231.06	69.86	0.450	3.24	1.91	162.10	2.95	0.K.
許容値		0.467	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)	90	260
		As (mm ²)	D22 - 6.5 2516	D22 - 6.5 2516
		x (mm)	52.9	107.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.76×10^6	69.98×10^6
		せん断力 S (N)	3.28×10^3	53.83×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.40	5.82
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	4.2	124.0
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.04	0.21
		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)	260	90
		As (mm ²)	D22 - 6.5 2516	D22 - 6.5 2516
		x (mm)	107.3	52.9
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	69.98×10^6	1.48×10^6
		せん断力 S (N)	18.18×10^3	14.38×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	5.82	0.77
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	124.0	8.1
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.07	0.16
		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

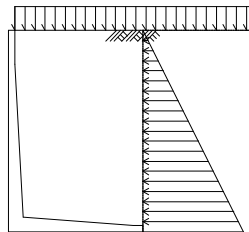
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

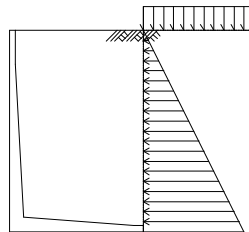
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

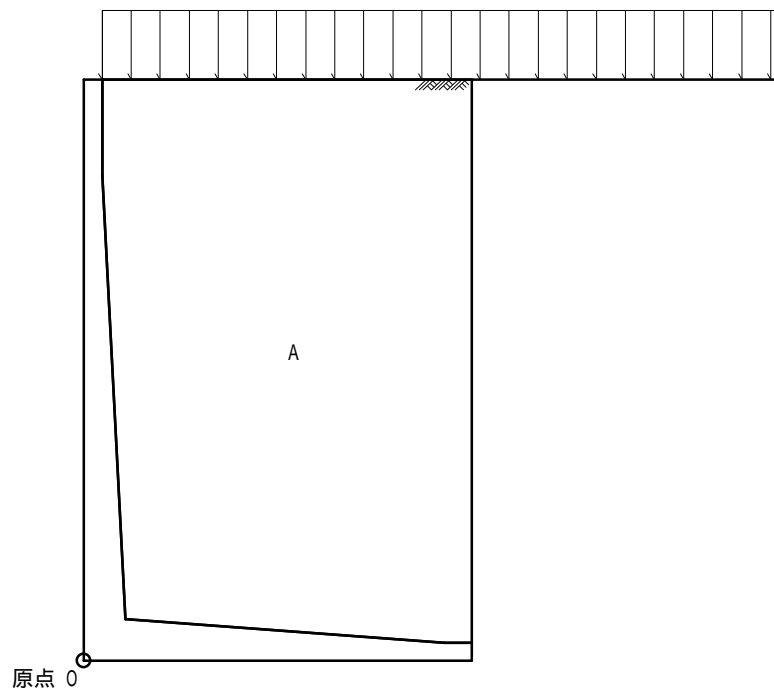


2) 載荷重なし



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)
	2.800	4.200	11.760	1.400	2.100	16.4640	24.6960
a	-	0.170	0.700	-0.119	0.215	-0.0256	-0.4582
b	-1/2	0.170	3.200	-0.272	0.243	-0.0661	-0.6618
c	-	2.300	3.900	-0.970	1.450	-13.0065	-20.1825
d	-1/2	2.300	0.170	-0.196	1.833	-0.3593	-0.0476
e	-	0.200	4.070	-0.814	2.700	-2.1978	-1.7623
合 計			1.389			0.8087	1.5836

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.389 \times 1.000 = 1.389 \text{ (m}^3\text{)}$$

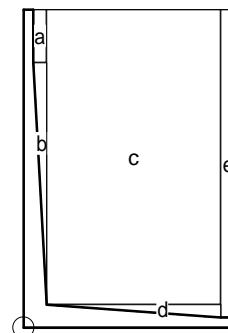
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.389 \times 24.5 = 34.03 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.8087}{1.389} = 0.582 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.5836}{1.389} = 1.140 \text{ (m)}$$



(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)
	2.670	4.070	10.867	1.465	2.165	15.9202	23.5271
a	-1/2	0.170	3.200	-0.272	0.187	-0.0509	-0.3718
b	-	0.170	0.170	-0.029	0.215	-0.0062	-0.0062
c	-1/2	2.300	0.170	-0.196	1.067	-0.2091	-0.0367
合 計			10.370			15.6540	23.1124

体積

$$V_o = A \cdot L = 10.370 \times 1.000 = 10.370 \text{ (m}^3\text{)}$$

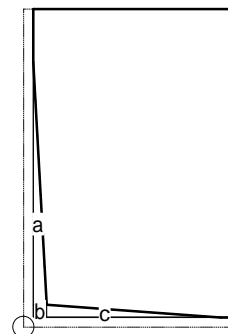
荷重

$$V = V_o \cdot s = 10.370 \times 19.0 = 197.03 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{15.6540}{10.370} = 1.510 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{23.1124}{10.370} = 2.229 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.670 \times 1.000 = 26.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.800 - \frac{2.670}{2} = 1.465 \text{ (m)}$$

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

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)}$$

ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- : すべり角 (°)
- : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- : 壁面摩擦角 (°)
- : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

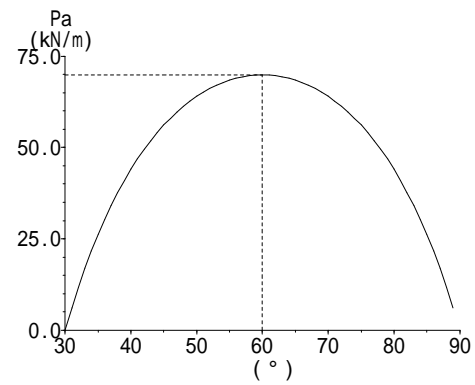
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

ここに、

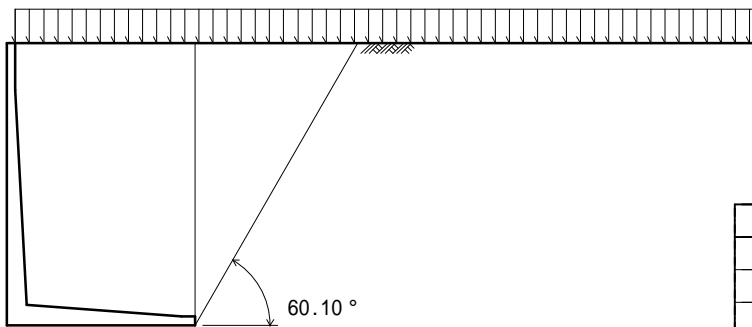
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.200 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 120.52 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 24.15] \\
 &= 60.10 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{120.52 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 69.86 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
65.00	68.431	97.73
64.00	68.948	102.22
63.00	69.350	106.79
62.00	69.635	111.44
61.00	69.802	116.17
* 60.10	69.863	120.52
60.00	69.859	121.00
59.00	69.810	125.94
58.00	69.627	130.95
57.00	69.352	136.11
56.00	68.946	141.36

鉛直荷重

$$V = 69.86 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 69.86 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 69.86 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.800 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.200}{3} = 1.400 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{V \cdot \tan \quad + C \cdot B \cdot L}{H} \quad F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

H : 水平荷重 (kN)

\tan : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.800 \text{ (m)}$

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

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。

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} \quad F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

M_r : 抵抗モーメント (kN・m)

M_o : 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 は次式で求める。

$$d = \frac{M_r - M_o}{V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

M_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

M_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.800 \text{ (m)}$

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。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V}, \quad e = \frac{B}{2} - d$$

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad \left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_2 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

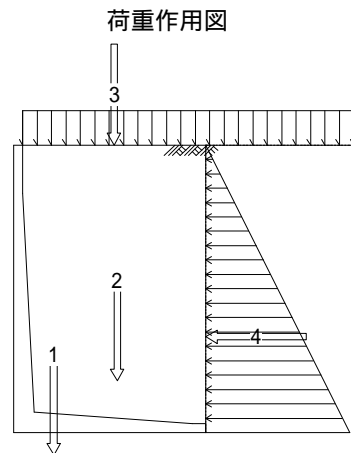
ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- Mr : 抵抗モーメント (kN・m)
- Mo : 転倒モーメント (kN・m)
- V : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 2.800$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (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	34.03		0.582	1.140	19.81	
2	裏込め土	197.03		1.510	2.229	297.52	
3	載荷重	26.70		1.465	4.200	39.12	
4	土圧		69.86	2.800	1.400		97.80
合 計		257.76	69.86			356.45	97.80



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{257.76 \times 0.577 + 0.0 \times 2.800 \times 1.000}{69.86}$$

$$= 2.13 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{356.45}{97.80} = 3.64 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{356.45 - 97.80}{257.76} = 1.003 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.800}{2} - 1.003 = 0.397 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.397 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.467 \text{ (m)}$$

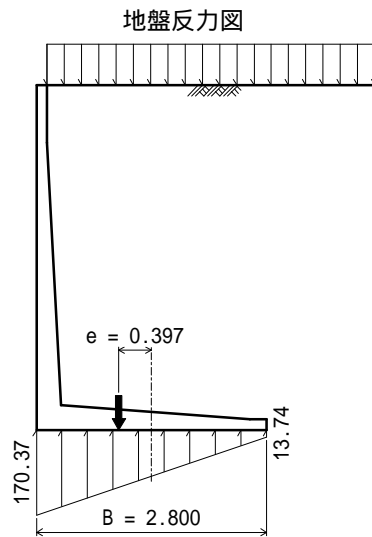
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

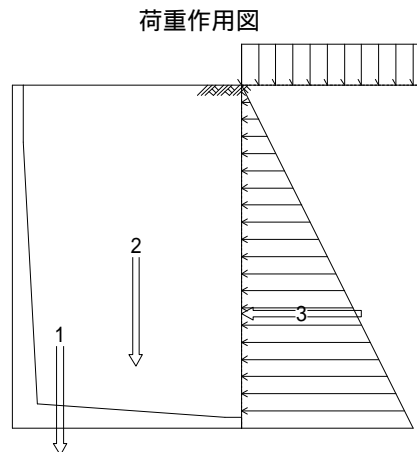
$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{257.76}{2.800 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.397}{2.800} \right) \\
 &= \begin{cases} 170.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.74 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

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	34.03		0.582	1.140	19.81	
2	裏込め土	197.03		1.510	2.229	297.52	
3	土圧		69.86	2.800	1.400		97.80
合 計		231.06	69.86			317.33	97.80



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{231.06 \times 0.577 + 0.0 \times 2.800 \times 1.000}{69.86}$$

$$= 1.91 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{317.33}{97.80} = 3.24 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{317.33 - 97.80}{231.06} = 0.950 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.800}{2} - 0.950 = 0.450 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.450 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.467 \text{ (m)}$$

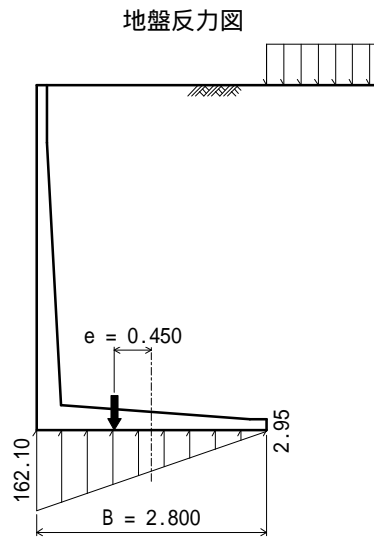
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{231.06}{2.800 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.450}{2.800} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 162.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

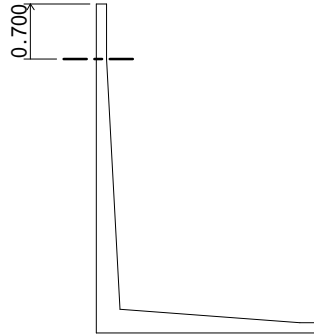


§6 たて壁の部材断面設計

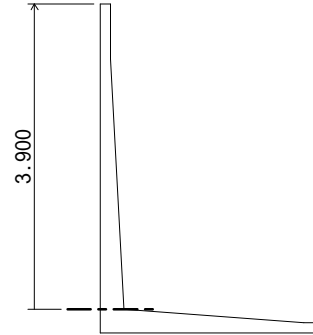
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



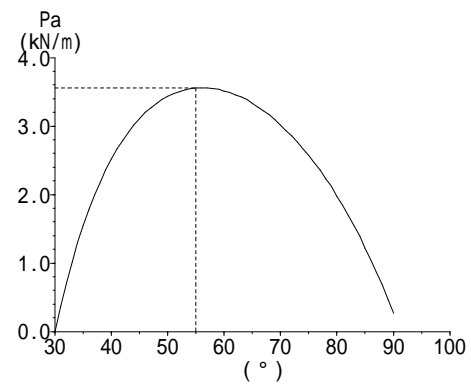
6.2 荷重の計算

たて壁に作用する荷重は、以下のものを考慮し、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

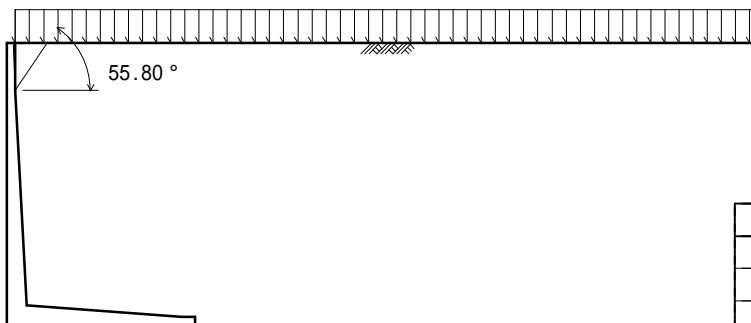
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 8.18 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.76] \\
 &= 55.80 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

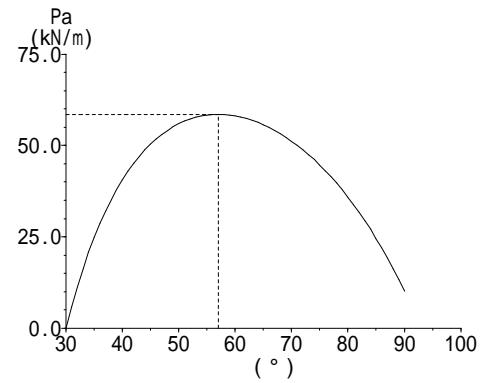
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{8.18 \times \sin(55.80 - 30.00)}{\cos(55.80 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 3.56 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
60.00	3.511	6.97
59.00	3.534	7.25
58.00	3.548	7.53
57.00	3.554	7.81
56.00	3.556	8.10
* 55.80	3.564	8.18
55.00	3.561	8.42
54.00	3.543	8.71
53.00	3.532	9.04
52.00	3.499	9.34
51.00	3.471	9.68

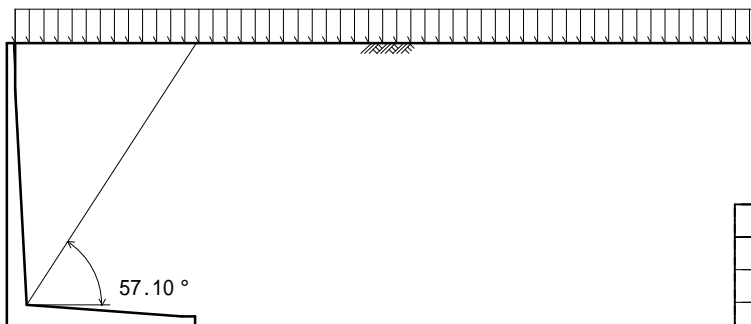
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 128.09 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 26.93] \\
 &= 57.10 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{128.09 \times \sin(57.10 - 30.00)}{\cos(57.10 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 58.50 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
62.00	57.375	106.95
61.00	57.767	111.08
60.00	58.088	115.32
59.00	58.308	119.62
58.00	58.447	124.03
* 57.10	58.498	128.09
57.00	58.496	128.54
56.00	58.447	133.15
55.00	58.296	137.86
54.00	58.045	142.69
53.00	57.691	147.65

$$H = Pa \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

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 (°)	傾斜角 (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	3.56	20.00	3.04	3.28	0.233
つけ根	58.50	20.00	3.04	53.83	1.300

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

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

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 3.28 \times 0.233 \\ &= 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 53.83 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

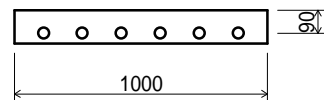
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 53.83 \times 1.300 \\ &= 69.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 6.5 \\ &= 25.16 \text{ (cm}^2\text{)} = 2516 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2516}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2516}} \right\} \\ &= 52.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.28 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

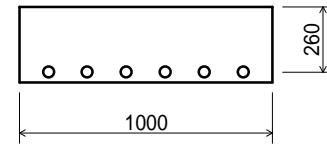
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.76 \times 10^6}{1000 \times 52.9 \times \left(90 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 0.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.76 \times 10^6}{2516 \times \left(90 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 4.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.28 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 260 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 6.5 \\ &= 25.16 \text{ (cm}^2\text{)} = 2516 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2516}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2516}} \right\} \\ &= 107.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 69.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 53.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

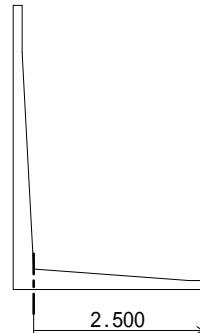
$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 69.98 \times 10^6}{1000 \times 107.3 \times \left(260 - \frac{107.3}{3}\right)} \\ &= 5.82 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{69.98 \times 10^6}{2516 \times \left(260 - \frac{107.3}{3}\right)} \\ &= 124.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{53.83 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

§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 荷重の計算

断面検討位置



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(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)
	2.500	0.300	0.750	1.250	0.9375
a	-1/2 × 2.300	0.170	-0.196	1.533	-0.3005
b	-	0.200	-0.034	2.400	-0.0816
合計			0.520		0.5554

作用位置

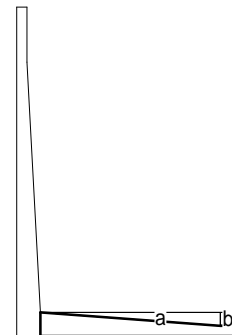
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5554}{0.520} = 1.068 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.520 \times 24.5 \times 1.000 = 12.74 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.74 \times 1.068 = 13.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.500	4.070	10.175	1.250	12.7188
a	-1/2	2.300	0.170	-0.196	-0.1503
合 計			9.979		12.5685

作用位置

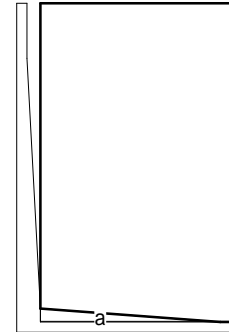
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{12.5685}{9.979} = 1.259 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 9.979 \times 19.0 \times 1.000 = 189.60 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 189.60 \times 1.259 = 238.71 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.500 \times 1.000 = 25.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.250 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 25.00 \times 1.250 = 31.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 170.37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.74 + (170.37 - 13.74) \times \frac{2.500}{2.800} \\ &= 153.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(153.59 + 13.74) \times 2.500 \times 1.000}{2} \\ &= 209.16 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.500}{3} \times \frac{2 \times 13.74 + 153.59}{13.74 + 153.59} \\ &= 0.902 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 209.16 \times 0.902 = 188.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 162.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.95 + (162.10 - 2.95) \times \frac{2.500}{2.800} \\ &= 145.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(145.05 + 2.95) \times 2.500 \times 1.000}{2} \\ &= 185.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.500}{3} \times \frac{2 \times 2.95 + 145.05}{2.95 + 145.05} \\ &= 0.850 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 185.00 \times 0.850 = 157.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.2 設計断面力

かかと版つけ根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) 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	12.74	13.61
2	かかと版上の載荷土	189.60	238.71
3	地盤反力	-209.16	-188.66
4	自動車荷重	25.00	31.25
	合 計	18.18	94.91

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 69.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)} < M$ より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ とする。

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	12.74	13.61
2	かかと版上の載荷土	189.60	238.71
3	地盤反力	-185.00	-157.25
	合 計	17.34	95.07

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 69.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)} < M$ より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ 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

$$S = 18.18 \text{ (kN)}$$

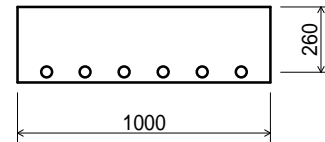
曲げモーメント

$$M = 69.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 260 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 6.5 \\ &= 25.16 \text{ (cm}^2\text{)} = 2516 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2516}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2516}} \right\} \\ &= 107.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 69.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 18.18 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

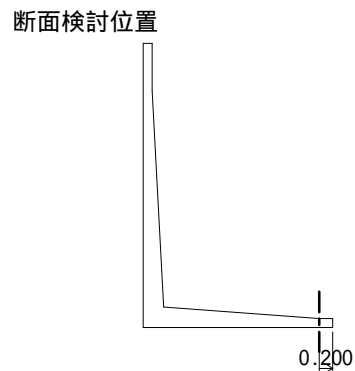
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \times 69.98 \times 10^6}{1000 \times 107.3 \times \left(260 - \frac{107.3}{3} \right)} \\ &= 5.82 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{69.98 \times 10^6}{2516 \times \left(260 - \frac{107.3}{3} \right)} \\ &= 124.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{18.18 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

§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 荷重の計算



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(1) かかと版自重

面積

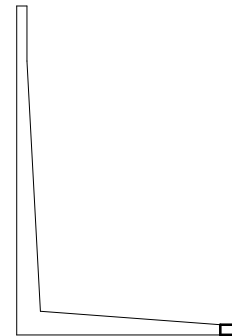
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 0.130 = 0.026 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.026 \times 24.5 \times 1.000 = 0.64 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.64 \times 0.100 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

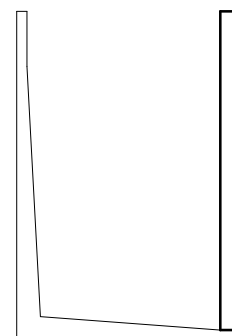
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 4.070 = 0.814 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 0.814 \times 19.0 \times 1.000 = 15.47 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.47 \times 0.100 = 1.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.200 \times 1.000 = 2.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.100 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.00 \times 0.100 = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 170.37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.74 + (170.37 - 13.74) \times \frac{0.200}{2.800} \\ &= 24.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.93 + 13.74) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 3.87 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 13.74 + 24.93}{13.74 + 24.93} \\ &= 0.090 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.87 \times 0.090 = 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 162.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.95 + (162.10 - 2.95) \times \frac{0.200}{2.800}$$

$$= 14.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(14.32 + 2.95) \times 0.200 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.73 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 2.95 + 14.32}{2.95 + 14.32}$$

$$= 0.078 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.73 \times 0.078 = 0.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.2 設計断面力

かかと版つけ根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) 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	0.64	0.06
2	かかと版上の載荷土	15.47	1.55
3	地盤反力	-3.87	-0.35
4	自動車荷重	2.00	0.20
	合 計	14.24	1.46

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	0.64	0.06
2	かかと版上の載荷土	15.47	1.55
3	地盤反力	-1.73	-0.13
	合 計	14.38	1.48

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 14.38 \text{ (kN)}$$

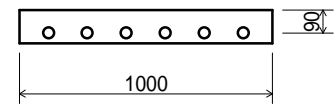
曲げモーメント

$$M = 1.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 6.5 \\ &= 25.16 \text{ (cm}^2\text{)} = 2516 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2516}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2516}} \right\} \\ &= 52.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 14.38 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.48 \times 10^6}{1000 \times 52.9 \times \left(90 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 0.77 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.48 \times 10^6}{2516 \times \left(90 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 8.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{14.38 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$