

CLP-F (H) 1800 × (B) 1350 × (L) 2000

2011 年 7 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	9
§ 5 安定計算	15
§ 6 たて壁の部材断面設計	24
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	30
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	37

§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	$H = 1.800 \text{ (m)}$
(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) フェンス荷重	$H_f = 0.4 \text{ (kN/m)}$
(7) 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	$q_a = 75.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	以上必要

1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e \leq 1/6 B \text{ (1/3)}$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$
		※ ()はフェンス荷重時

1.4 材料強度及び許容応力度

	(N/mm ²)	常 時	フェンス
(1) コンクリート			
設計基準強度	σ_{ck}	30	
許容圧縮応力度	σ_{ca}	10.00	12.00
許容せん断応力度	τ_a	0.45	0.54
(2) 鉄筋			
許容引張応力度	σ_{sa}	160	192

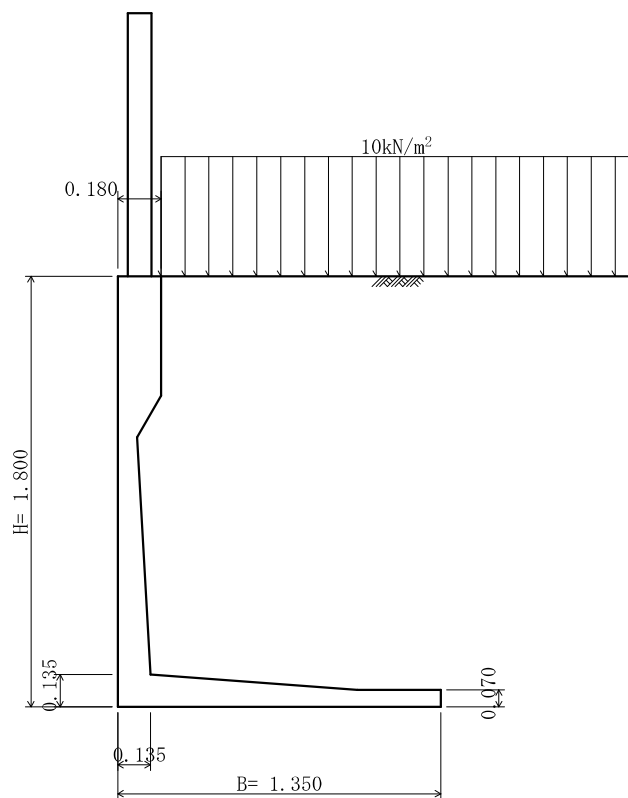
1.5 参考文献

一、道路土工 一 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-F (H)1800×(B)1350×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

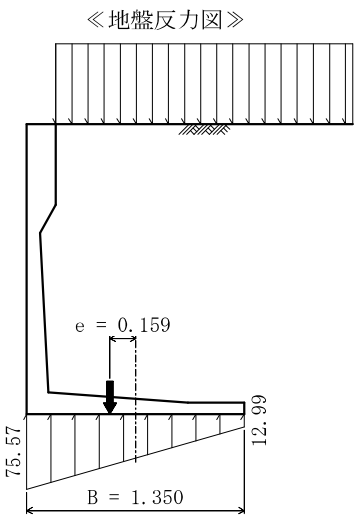
3.1 安定計算結果

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 常 時 [載荷重あり]

(1) 安定計算

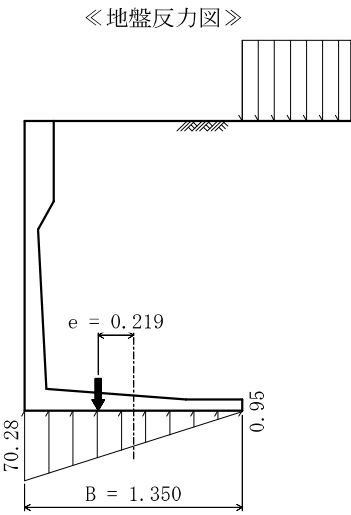
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
59.78	16.27	0.159	4.16	2.12	75.57	12.99	0. K.
許 容 値		0.225	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

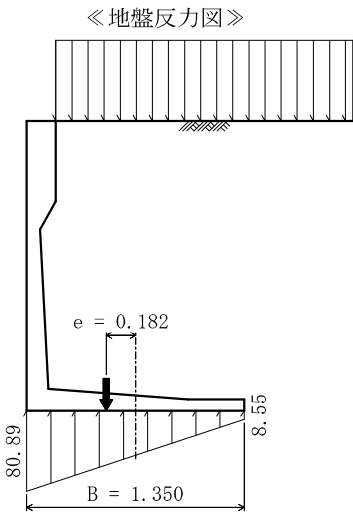
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
48.08	16.27	0.219	3.24	1.71	70.28	0.95	0. K.
許 容 値		0.225	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔载荷重あり〕

(1) 安定計算

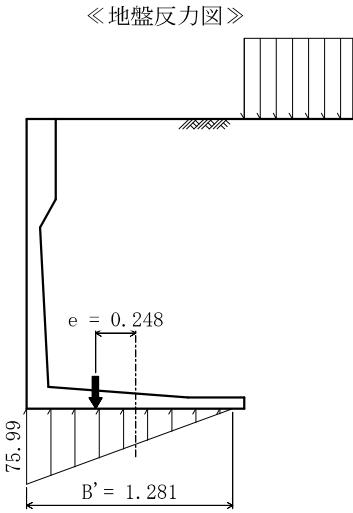
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
60.37	16.67	0.182	3.72	2.09	80.89	8.55	0. K.
許 容 値		0.450	1.20	1.20			



3.1.4 フェンス荷重時〔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
48.67	16.67	0.248	2.90	1.68	75.99	0. K.
許 容 値		0.450	1.20	1.20		



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中間部	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	51	
		As (mm ²)	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	25.2	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.61×10^6	1.29×10^6
		せん断力 S (N)	2.72×10^3	3.12×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.14	2.40
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	17.4	36.7
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.06
		τ_{ca}	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つけ根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	105	
		As (mm ²)	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	40.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	6.70×10^6	7.80×10^6
		せん断力 S (N)	12.08×10^3	12.48×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.65	4.25
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.7	103.3
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.12	0.12
		τ_{ca}	0.45	0.54

3.2.2 底版の断面計算

(1) かかと版

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つ け 根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	105	
		As (mm ²)	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	40.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	6.70×10^6	7.81×10^6
		せん断力 S (N)	3.40×10^3	3.46×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.65	4.25
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.7	103.4
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03
		τ_{ca}	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中 間	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	40	
		As (mm ²)	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	21.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.70×10^6	1.90×10^6
		せん断力 S (N)	8.64×10^3	9.78×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.83	5.40
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	62.8	70.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.22	0.24
		τ_{ca}	0.45	0.54

§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
- ・フェンス荷重

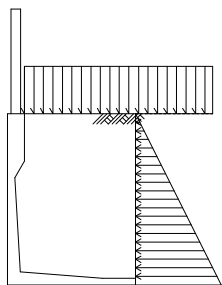
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

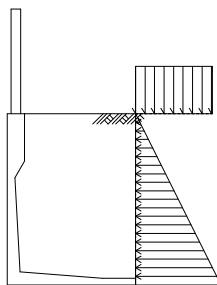
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

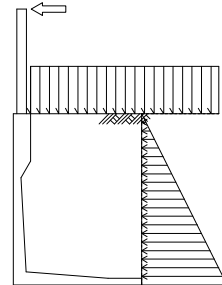
1) 常時[載荷重あり]



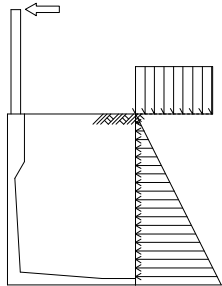
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

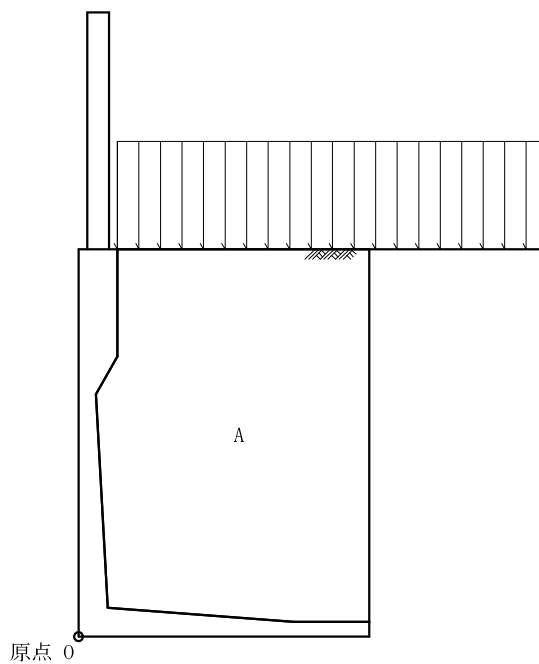


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、鉛直荷重 V 、水平荷重 H 、および、原点 O に対する作用位置 (x, y) の計算を奥行き長 1.000 m あたりで行なう。



4.2.1 自重

(1) 躯体

1) 製品

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.350	1.800	= 2.430	0.675	0.900	1.6403	2.1870
a	-1/2	0.055	0.991	= -0.027	0.117	0.796	-0.0032
b	-1/2	0.100	0.174	= -0.009	0.147	1.184	-0.0013
c	-	0.045	0.991	= -0.045	0.158	0.631	-0.0071
d	-	0.820	1.665	= -1.365	0.590	0.968	-0.8054
e	-1/2	0.865	0.065	= -0.028	0.712	0.113	-0.0199
f	-	0.350	1.730	= -0.606	1.175	0.935	-0.7121
合 計			0.350			0.0913	0.2353

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.350 \times 1.000 = 0.350 \text{ (m}^3\text{)}$$

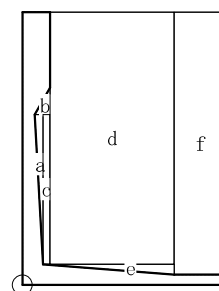
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.350 \times 24.5 = 8.58 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0913}{0.350} = 0.261 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2353}{0.350} = 0.672 \text{ (m)}$$



(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)
	1.270	1.730	= 2.197	0.715	0.935	1.5709	2.0542
a	-1/2	0.055	0.991	= -0.027	0.098	0.465	-0.0026
b	-	0.055	0.065	= -0.004	0.108	0.103	-0.0004
c	-1/2	0.100	0.174	= -0.009	0.113	1.242	-0.0010
d	-	0.100	0.500	= -0.050	0.130	1.550	-0.0065
e	-1/2	0.865	0.065	= -0.028	0.423	0.092	-0.0118
合 計			2.079			1.5486	1.9499

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 2.079 \times 1.000 = 2.079 \text{ (m}^3\text{)}$$

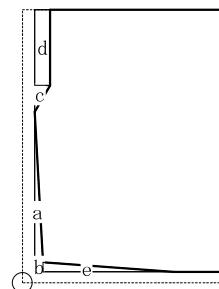
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 2.079 \times 19.0 = 39.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.5486}{2.079} = 0.745 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.9499}{2.079} = 0.938 \text{ (m)}$$



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。

(1) 常 時

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.170 \times 1.000 = 11.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.350 - \frac{1.170}{2} = 0.765 \text{ (m)}$$

4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

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

ここに、

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

鉛直荷重・水平荷重

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

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

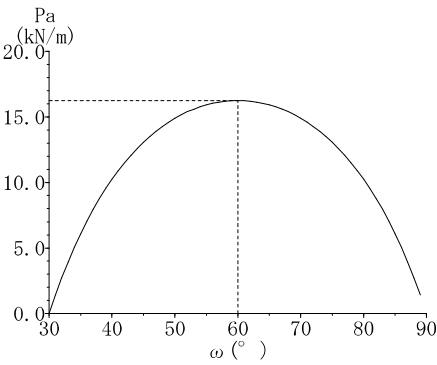
ここに、

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

$h = 1.800 \text{ (m)}$

(1) 常 時

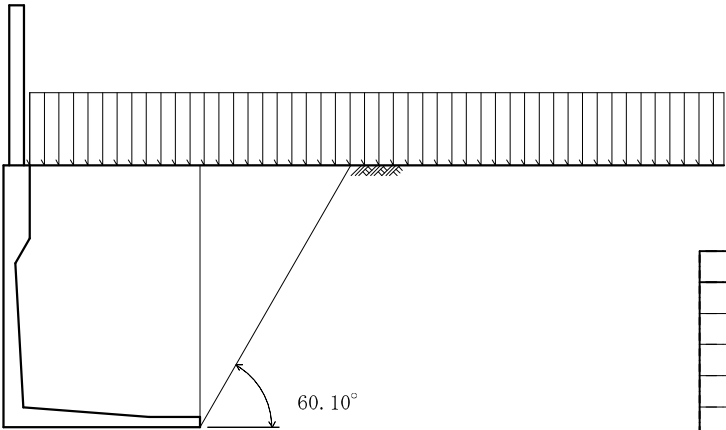
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 28.06 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 10.35]
 $\omega = 60.10 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{28.06 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 16.27 \text{ (kN/m)}$$



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

鉛直荷重

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

水平荷重

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

作用位置

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

(2) フェンス荷重時

『常 時』と同じ。

4.2.4 フェンス荷重

水平荷重

$$H = H_h \cdot L = 0.40 \times 1.000 = 0.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.090 \text{ (m)}$$

$$y = 1.800 + 1.100 = 2.900 \text{ (m)}$$

§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 常 時 $F_{sa} = 1.50$

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.20$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 水平荷重 (kN)

$\tan \delta$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan \delta = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0$ (kN/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.350$ (m)

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (m)

2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

ΣM_r : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : 転倒モーメント (kN・m)

F_{sa} : 転倒安全率の許容値 常 時 $F_{sa} = 1.50$

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.20$

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。

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

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

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣM_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.350$ (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } |e| \leq \frac{1}{6} B \quad \text{フェンス荷重時 } |e| \leq \frac{1}{3} B$$

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{40.62}{9.76} = 4.16 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{40.62 - 9.76}{59.78} = 0.516 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.350}{2} - 0.516 = 0.159 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.159 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.225 \text{ (m)}$$

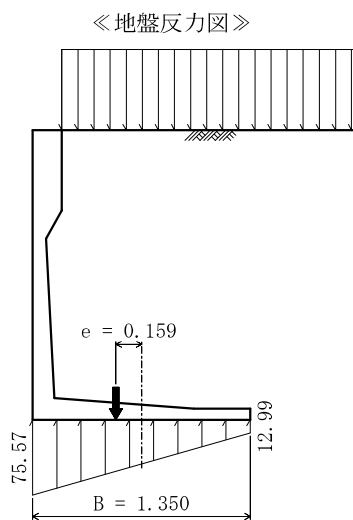
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{59.78}{1.350 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.159}{1.350} \right) \\ &= \begin{cases} 75.57 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

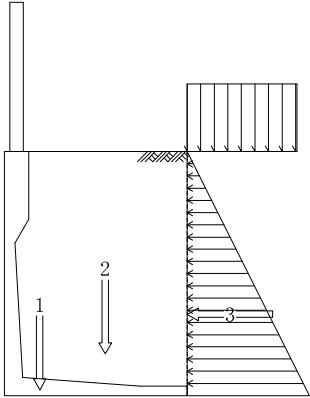
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.2 常 時 [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	8.58		0.261	0.672	2.24	
2	裏込め土	39.50		0.745	0.938	29.43	
3	土圧		16.27	1.350	0.600		9.76
合 計 Σ		48.08	16.27			31.67	9.76

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{48.08 \times 0.577 + 0.0 \times 1.350 \times 1.000}{16.27}$$
$$= 1.71 \geq F_{sa} = 1.5$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{31.67}{9.76} = 3.24 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{31.67 - 9.76}{48.08} = 0.456 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.350}{2} - 0.456 = 0.219 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.219 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.225 \text{ (m)}$$

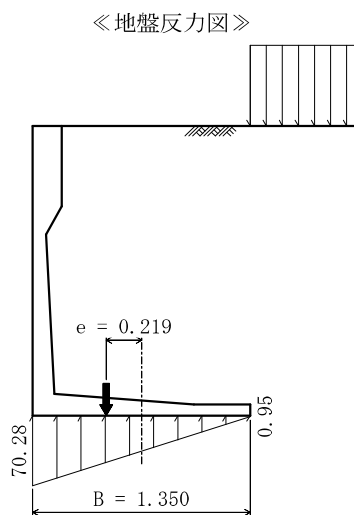
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{48.08}{1.350 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.219}{1.350} \right) \\
 &= \begin{cases} 70.28 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

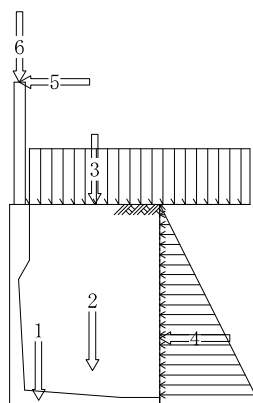
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.3 フェンス荷重時〔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	8.58		0.261	0.672	2.24	
2	裏込め土	39.50		0.745	0.938	29.43	
3	載荷重	11.70		0.765	1.800	8.95	
4	土圧		16.27	1.350	0.600		9.76
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.900		1.16
6		0.59		0.090	2.900	0.05	
合 計 Σ		60.37	16.67			40.67	10.92

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{60.37 \times 0.577 + 0.0 \times 1.350 \times 1.000}{16.67}$$

$$= 2.09 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{40.67}{10.92} = 3.72 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{40.67 - 10.92}{60.37} = 0.493 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.350}{2} - 0.493 = 0.182 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.182 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.450 \text{ (m)}$$

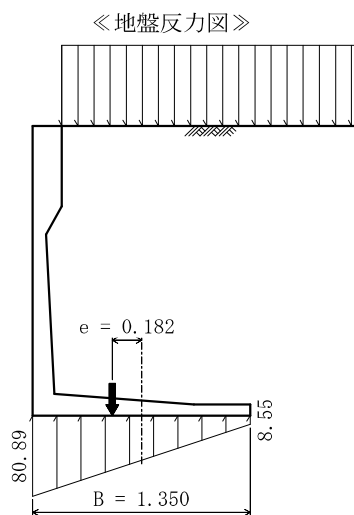
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{60.37}{1.350 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.182}{1.350} \right) \\
 &= \begin{cases} 80.89 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 8.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

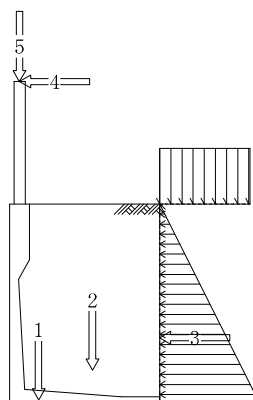
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.4 フェンス荷重時〔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	8.58		0.261	0.672	2.24	
2	裏込め土	39.50		0.745	0.938	29.43	
3	土圧		16.27	1.350	0.600		9.76
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.900		1.16
5		0.59		0.090	2.900	0.05	
合 計 Σ		48.67	16.67			31.72	10.92

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{48.67 \times 0.577 + 0.0 \times 1.350 \times 1.000}{16.67}$$

$$= 1.68 \geq F_{sa} = 1.2$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{31.72}{10.92} = 2.90 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{31.72 - 10.92}{48.67} = 0.427 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.350}{2} - 0.427 = 0.248 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.248 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.450 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

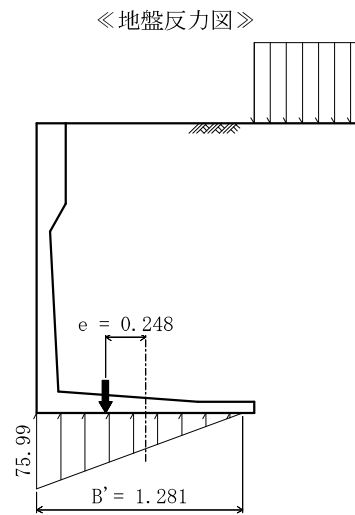
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 48.67}{3 \times 0.427 \times 1.000}$$

$$= 75.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

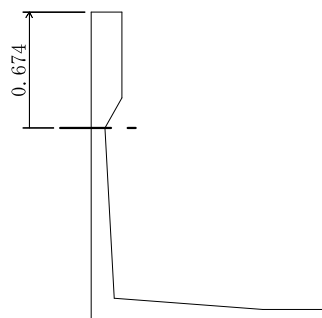


§6 たて壁の部材断面設計

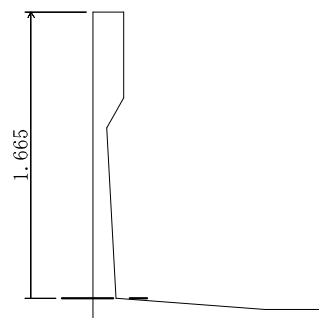
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

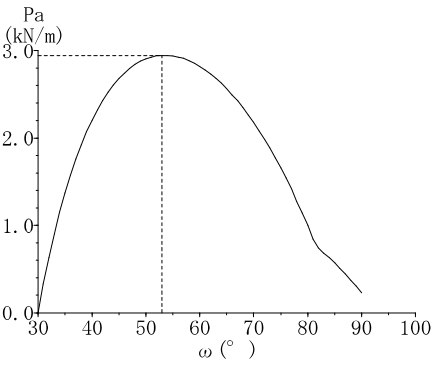
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

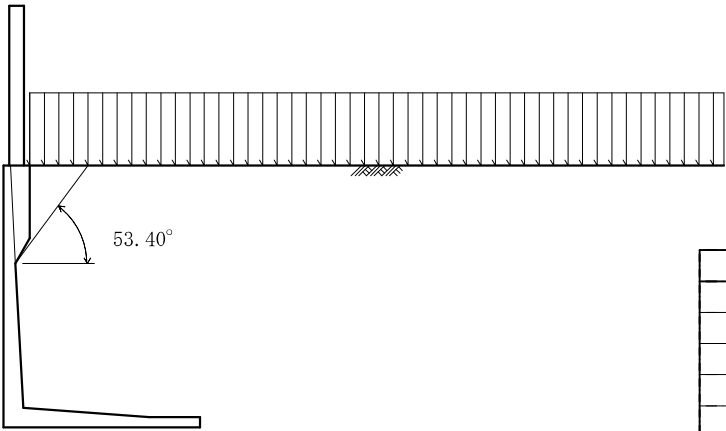
$\alpha = 2.80 (^{\circ})$
 $W = 7.43 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 4.01]
 $\omega = 53.40 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{7.43 \times \sin(53.40 - 30.00)}{\cos(53.40 - 30.00 - 20.00 - 2.80)}$$

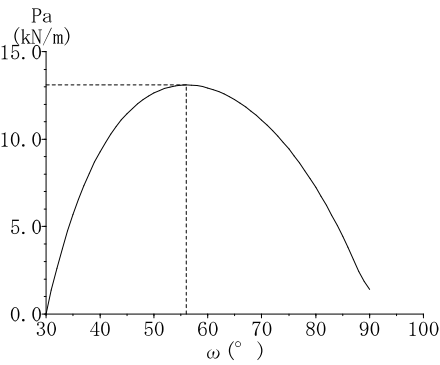
$$= 2.95 \text{ (kN/m)}$$



ω	P_a	W
58.00	2.885	6.12
57.00	2.913	6.40
56.00	2.924	6.66
55.00	2.939	6.95
54.00	2.945	7.24
* 53.40	2.951	7.43
53.00	2.946	7.54
52.00	2.945	7.86
51.00	2.926	8.16
50.00	2.907	8.49
49.00	2.881	8.83

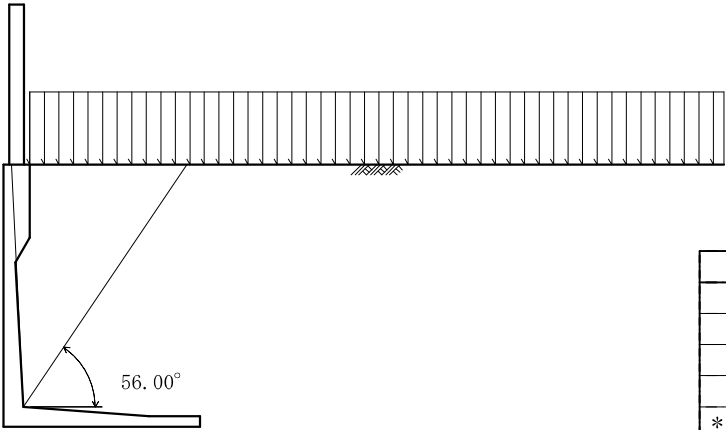
2) つけ根

α = 2.80 (°)
 W = 29.84 (kN/m) [載荷重: 10.78]
 ω = 56.00 (°)
 δ = 20.00 (°)
 ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{29.84 \times \sin(56.00 - 30.00)}{\cos(56.00 - 30.00 - 20.00 - 2.80)}$$
$$= 13.10 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
60.00	12.927	25.65
59.00	13.006	26.67
58.00	13.058	27.70
57.00	13.087	28.75
* 56.00	13.101	29.84
55.00	13.081	30.93
54.00	13.047	32.07
53.00	12.980	33.22
52.00	12.899	34.43

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

ここに、

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

	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	2.95	20.00	2.80	2.72	0.225
つけ根	13.10	20.00	2.80	12.08	0.555

(2) フェンス荷重時

『常 時』と同じ。

6.2.2 フェンス荷重

『設計荷重』のフェンス荷重より

	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	作用位置 (m)	
			x	y
中間部	0.00	0.40	0.090	1.774
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.765

6.3 設計断面力

(1) 常 時

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	土圧		2.72	0.029	0.225		0.61
	合 計 Σ		2.72				0.61
1	土圧		12.08	0.040	0.555		6.70
	合 計 Σ		12.08				6.70

(2) フェンス荷重時

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	フェンス荷重		0.40	0.050	1.774		0.71
2	土圧		2.72	0.029	0.225		0.61
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.774	0.03	
	合 計 Σ	0.59	3.12			0.03	1.32
1	フェンス荷重		0.40	0.022	2.765		1.11
2	土圧		12.08	0.040	0.555		6.70
3	フェンス荷重	0.59		0.022	2.765	0.01	
	合 計 Σ	0.59	12.48			0.01	7.81

設計断面力を次式により算出する。

$$M = \Sigma Mo - \Sigma Mr$$

中間部

$$M = 1.32 - 0.03 = 1.29 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

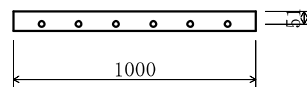
$$M = 7.81 - 0.01 = 7.8 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 51 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 51}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 25.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

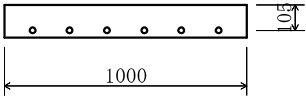
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.61×10^6	1.29×10^6
	せん断力 S (N)	2.72×10^3	3.12×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.14	2.40
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	17.4	36.7
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.06
	τ_{ca}	0.45	0.54

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

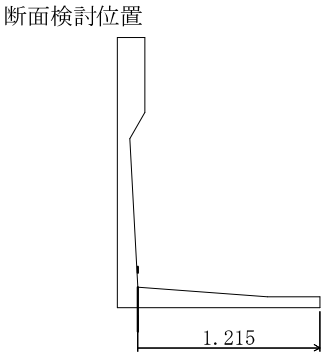
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	6.70×10^6	7.80×10^6
	せん断力 S (N)	12.08×10^3	12.48×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.65	4.25
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.7	103.3
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.12	0.12
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 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



7.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.215	0.135	0.164	0.608	0.0997
a	-1/2	0.865	0.065	-0.028	-0.0162
b	-	0.350	0.065	-0.023	-0.0239
合計			0.113		0.0596

作用位置

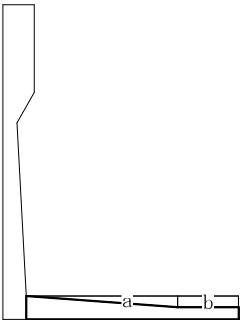
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0596}{0.113} = 0.527 \text{ (m)}$$

せん断力

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

曲げモーメント

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



(2) かかと版上の載荷土

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.215	1.730	2.102	0.608	1.2780
a	-1/2	0.045	0.078	-0.002	0.0000
b	-	0.045	0.500	-0.023	-0.0005
c	-1/2	0.865	0.065	-0.028	-0.0081
合 計			2.049		1.2694

作用位置

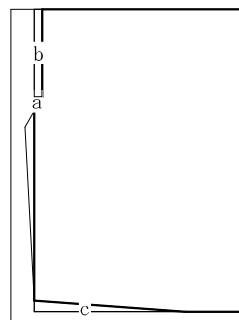
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.2694}{2.049} = 0.620 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 2.049 \times 19.0 \times 1.000 = 38.93 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 38.93 \times 0.620 = 24.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

1) 常 時

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.170 \times 1.000 = 11.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.630 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 11.70 \times 0.630 = 7.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 75.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.99 + (75.57 - 12.99) \times \frac{1.215}{1.350} \\ &= 69.31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(69.31 + 12.99) \times 1.215 \times 1.000}{2} \\ &= 50.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.215}{3} \times \frac{2 \times 12.99 + 69.31}{12.99 + 69.31} \\ &= 0.469 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 50.00 \times 0.469 = 23.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 70.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.95 + (70.28 - 0.95) \times \frac{1.215}{1.350} \\ &= 63.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(63.35 + 0.95) \times 1.215 \times 1.000}{2} \\ &= 39.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.215}{3} \times \frac{2 \times 0.95 + 63.35}{0.95 + 63.35} \\ &= 0.411 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 39.06 \times 0.411 = 16.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 80.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.55 + (80.89 - 8.55) \times \frac{1.215}{1.350} \\ &= 73.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(73.66 + 8.55) \times 1.215 \times 1.000}{2} \\ &= 49.94 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.215}{3} \times \frac{2 \times 8.55 + 73.66}{8.55 + 73.66} \\ &= 0.447 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 49.94 \times 0.447 = 22.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 75.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 75.99 \times \frac{1.146}{1.281} \\ &= 67.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(67.98 + 0.00) \times 1.146 \times 1.000}{2} \\ &= 38.95 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.146}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 67.98}{0.00 + 67.98} \\ &= 0.382 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 38.95 \times 0.382 = 14.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 設計断面力

(1) 常 時

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	2.77	1.46
2	かかと版上の載荷土	38.93	24.14
3	地盤反力	-50.00	-23.45
4	自動車荷重	11.70	7.37
	合 計 Σ	3.40	9.52

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	2.77	1.46
2	かかと版上の載荷土	38.93	24.14
3	地盤反力	-39.06	-16.05
	合 計 Σ	2.64	9.55

断面計算に用いる曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 6.70$ (kN・m) とする。

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 3.40 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 6.70 \text{ (kN・m)}$$

(2) フェンス荷重時

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	2.77	1.46
2	かかと版上の載荷土	38.93	24.14
3	地盤反力	-49.94	-22.32
4	自動車荷重	11.70	7.37
	合 計 Σ	3.46	10.65

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	2.77	1.46
2	かかと版上の載荷土	38.93	24.14
3	地盤反力	-38.95	-14.88
	合 計 Σ	2.75	10.72

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 $M_o = 7.81$ (kN・m) とする。
 実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 3.46 \text{ (kN)}$$

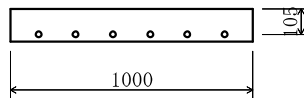
曲げモーメント

$$M = 7.81 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

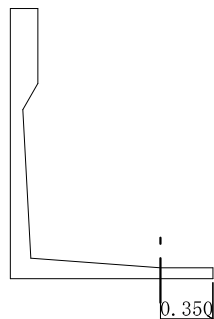
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	6.70×10^6	7.81×10^6
	せん断力 S (N)	3.40×10^3	3.46×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.65	4.25
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.7	103.4
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 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

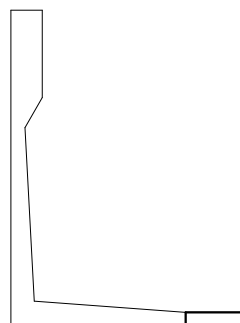
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.025 \times 24.5 \times 1.000 = 0.61 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.61 \times 0.175 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

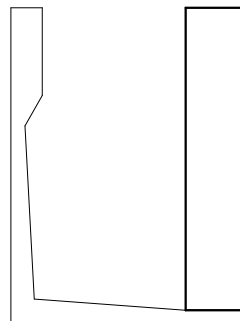
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.730 = 0.606 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

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

曲げモーメント

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



(3) 地表面載荷重

1) 常 時

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) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 75.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.99 + (75.57 - 12.99) \times \frac{0.350}{1.350} \\ &= 29.21 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.21 + 12.99) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.39 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.99 + 29.21}{12.99 + 29.21} \\ &= 0.153 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.39 \times 0.153 = 1.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 70.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.95 + (70.28 - 0.95) \times \frac{0.350}{1.350} \\ &= 18.92 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.92 + 0.95) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 3.48 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.95 + 18.92}{0.95 + 18.92} \\ &= 0.122 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.48 \times 0.122 = 0.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 80.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.55 + (80.89 - 8.55) \times \frac{0.350}{1.350} \\ &= 27.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(27.30 + 8.55) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 8.55 + 27.30}{8.55 + 27.30} \\ &= 0.144 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.27 \times 0.144 = 0.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 75.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 75.99 \times \frac{0.281}{1.281}$$

$$= 16.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.67 + 0.00) \times 0.281 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.34 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.281}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 16.67}{0.00 + 16.67}$$

$$= 0.094 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.34 \times 0.094 = 0.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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) 常 時

1) 载荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.61	0.11
2	かかと版上の载荷土	11.51	2.01
3	地盤反力	-7.39	-1.13
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	8.23	1.60

2) 载荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.61	0.11
2	かかと版上の载荷土	11.51	2.01
3	地盤反力	-3.48	-0.42
	合 計 Σ	8.64	1.70

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.64 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) フェンス荷重時

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	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	11.51	2.01
3	地盤反力	-6.27	-0.90
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	9.35	1.83

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	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	11.51	2.01
3	地盤反力	-2.34	-0.22
	合 計 Σ	9.78	1.90

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 9.78 \text{ (kN)}$$

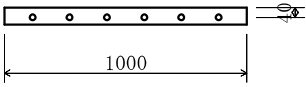
曲げモーメント

$$M = 1.90 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.70×10^6	1.90×10^6
	せん断力 S (N)	8.64×10^3	9.78×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.83	5.40
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	62.8	70.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.22	0.24
	τ_{ca}	0.45	0.54