

CLP-F (H) 1500×(B) 1150×(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	$H = 1.500 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 64.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

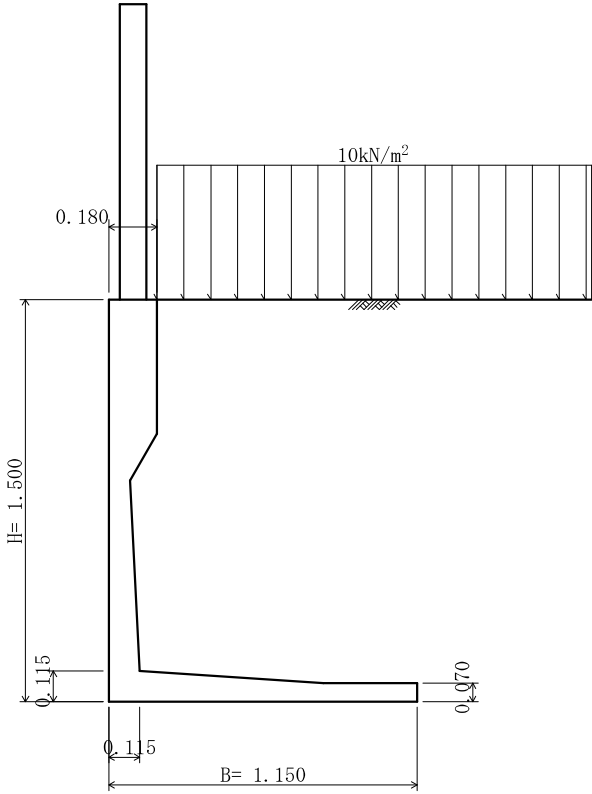
1.5 参考文献

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)1500×(B)1150×(L)2000 標準



§3 計算結果

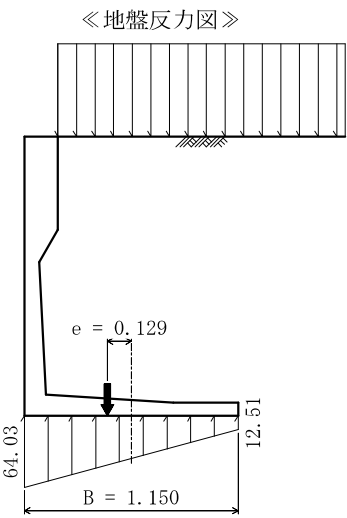
3.1 安定計算結果

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

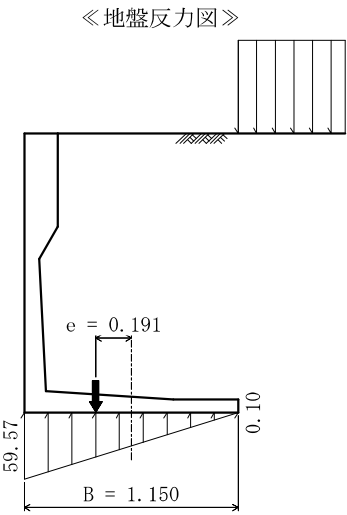
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
44.01	12.13	0.129	4.23	2.09	64.03	12.51	O. K.
許 容 値		0.192	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

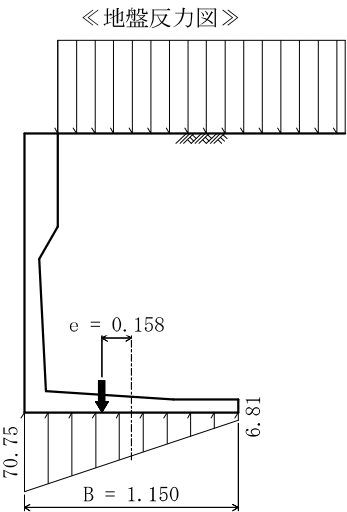
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
34.31	12.13	0.191	3.17	1.63	59.57	0.10	0. K.
許 容 値		0.192	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔载荷重あり〕

(1) 安定計算

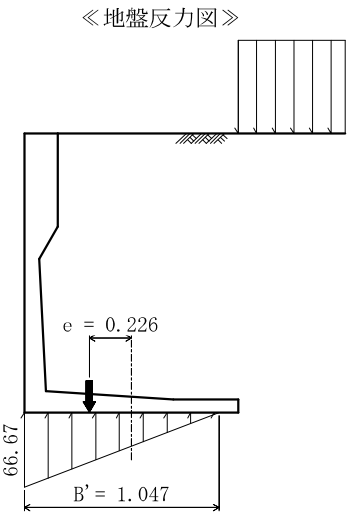
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
44.60	12.53	0.158	3.62	2.05	70.75	6.81	0. K.
許 容 値		0.383	1.20	1.20			



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 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)	判定
34.90	12.53	0.226	2.71	1.61	66.67	0. K.
許 容 値		0.383	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)	50	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	23.5	
	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)	2.73×10^3	3.13×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.23	2.60
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	20.8	43.9
		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)	85	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	33	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	4.08×10^6	5.05×10^6
		せん断力 S (N)	8.84×10^3	9.24×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.34	4.14
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	79.1	97.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.10	0.11
		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)	85	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	33	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	4.08×10^6	5.07×10^6
		せん断力 S (N)	2.05×10^3	2.16×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.34	4.15
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	79.1	98.3
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	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 - 5.5 697	
		x (mm)	20.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.41×10^6	1.62×10^6
		せん断力 S (N)	6.93×10^3	8.19×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.18	4.80
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	60.9	69.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.20
		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

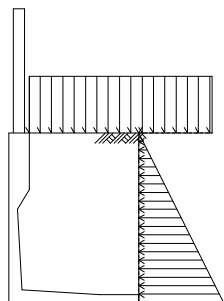
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

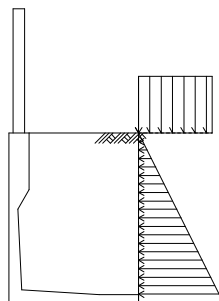
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

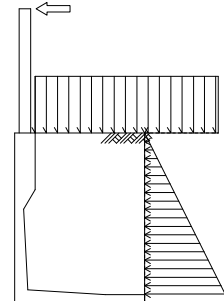
1) 常時[載荷重あり]



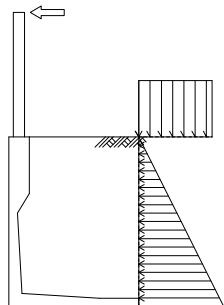
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

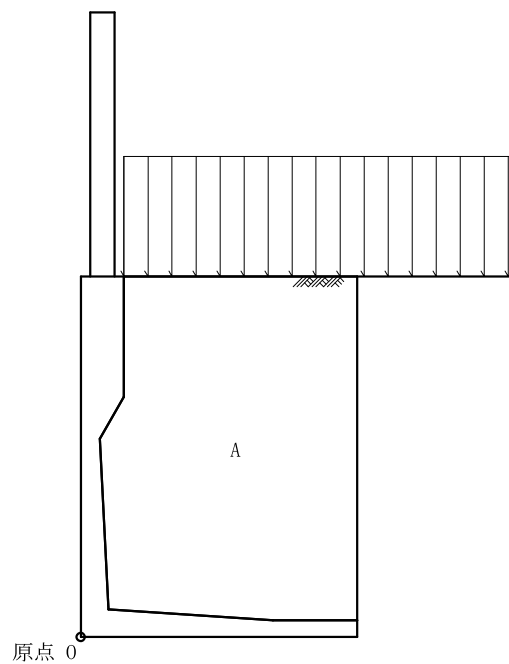


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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 あたりに行なう。



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)
	1.150	1.500	1.725	0.575	0.750	0.9919	1.2938
a	-1/2	0.036	0.018	0.103	0.588	-0.0013	-0.0076
b	-1/2	0.101	0.175	0.146	0.883	-0.0013	-0.0079
c	-	0.065	0.032	0.148	0.470	-0.0068	-0.0216
d	-	0.620	0.385	0.490	0.808	-0.4209	-0.6941
e	-1/2	0.685	0.342	0.572	0.100	-0.0086	-0.0015
f	-	0.350	0.212	0.975	0.785	-0.4885	-0.3933
合 計			0.282			0.0645	0.1678

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.282 \times 1.000 = 0.282 \text{ (m}^3\text{)}$$

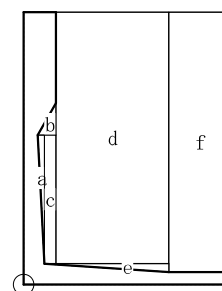
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.282 \times 24.5 = 6.91 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0645}{0.282} = 0.229 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1678}{0.282} = 0.595 \text{ (m)}$$



(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)
	1.071	1.430	1.532	0.615	0.785	0.9422	1.2026
a	-1/2	0.036	0.018	0.091	0.352	-0.0012	-0.0046
b	-	0.036	0.045	0.097	0.093	-0.0002	-0.0002
c	-1/2	0.101	0.175	0.113	0.942	-0.0010	-0.0085
d	-	0.101	0.500	0.130	1.250	-0.0066	-0.0638
e	-1/2	0.685	0.045	0.343	0.085	-0.0051	-0.0013
合 計			1.442			0.9281	1.1242

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.442 \times 1.000 = 1.442 \text{ (m}^3\text{)}$$

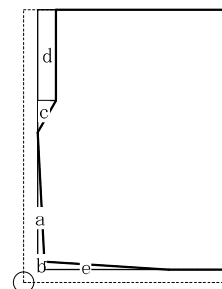
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.442 \times 19.0 = 27.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.9281}{1.442} = 0.644 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.1242}{1.442} = 0.780 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.970 \times 1.000 = 9.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.150 - \frac{0.970}{2} = 0.665 \text{ (m)}$$

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

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

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

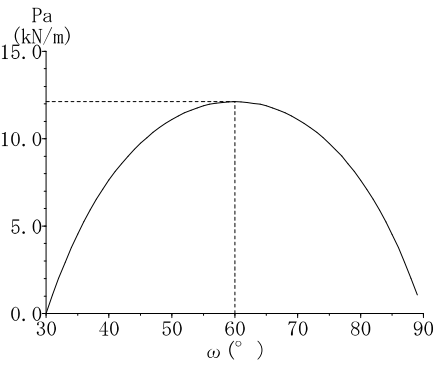
ここに、

- 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)

$h = 1.500 \text{ (m)}$

(1) 常 時

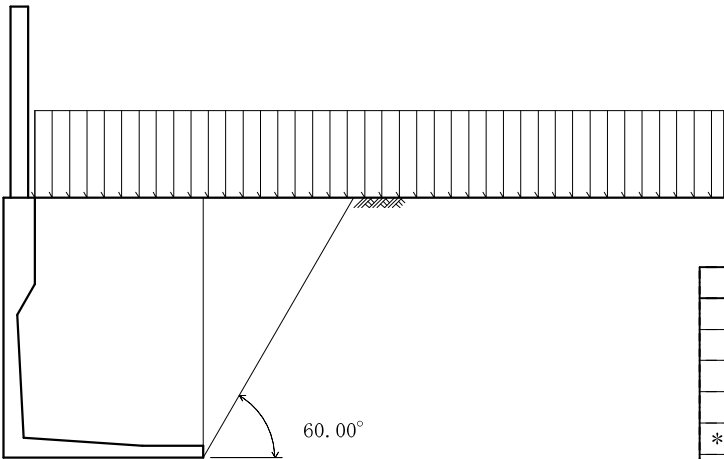
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 21.01 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 8.66]
 $\omega = 60.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{21.01 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 12.13 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
64.00	11.973	17.75
63.00	12.034	18.53
62.00	12.085	19.34
61.00	12.119	20.17
* 60.00	12.130	21.01
59.00	12.117	21.86
58.00	12.086	22.73
57.00	12.040	23.63
56.00	11.969	24.54

鉛直荷重

$V = 12.13 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 12.13 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 12.13 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.150 \text{ (m)}$
 $y = \frac{1.500}{3} = 0.500 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 1.500 + 1.100 = 2.600 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.150$ (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 $B = 1.150$ (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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{25.68}{6.07} = 4.23 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{25.68 - 6.07}{44.01} = 0.446 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.150}{2} - 0.446 = 0.129 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.129 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.192 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

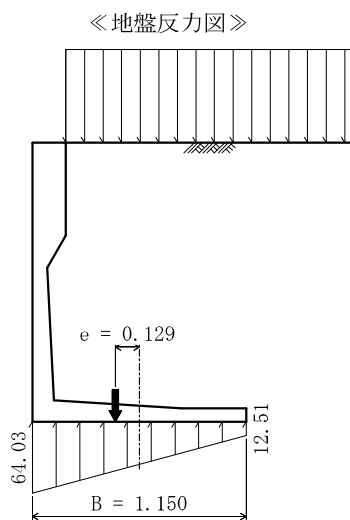
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{44.01}{1.150 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.129}{1.150} \right)$$

$$= \begin{cases} 64.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

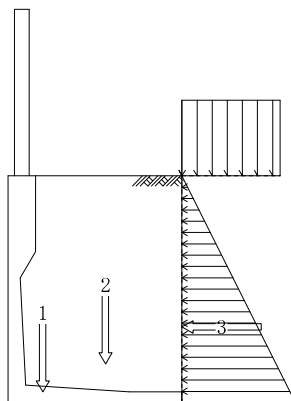
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	6.91		0.229	0.595	1.58	
2	裏込め土	27.40		0.644	0.780	17.65	
3	土圧		12.13	1.150	0.500		6.07
合 計 Σ		34.31	12.13			19.23	6.07

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{34.31 \times 0.577 + 0.0 \times 1.150 \times 1.000}{12.13}$$

$$= 1.63 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{19.23}{6.07} = 3.17 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{19.23 - 6.07}{34.31} = 0.384 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.150}{2} - 0.384 = 0.191 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.191 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.192 \text{ (m)}$$

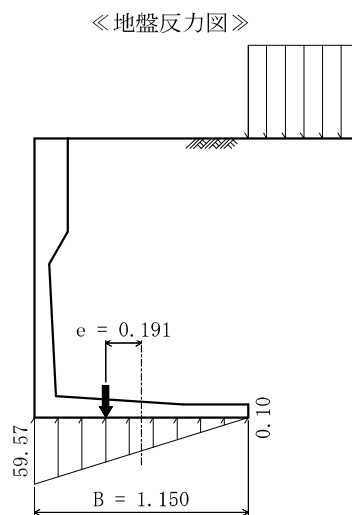
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{34.31}{1.150 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.191}{1.150} \right) \\
 &= \begin{cases} 59.57 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

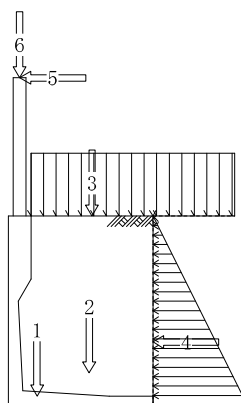
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	6.91		0.229	0.595	1.58	
2	裏込め土	27.40		0.644	0.780	17.65	
3	載荷重	9.70		0.665	1.500	6.45	
4	土圧		12.13	1.150	0.500		6.07
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.600		1.04
6		0.59		0.090	2.600	0.05	
合 計 Σ		44.60	12.53			25.73	7.11

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{44.60 \times 0.577 + 0.0 \times 1.150 \times 1.000}{12.53}$$

$$= 2.05 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{25.73}{7.11} = 3.62 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{25.73 - 7.11}{44.60} = 0.417 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.150}{2} - 0.417 = 0.158 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.158 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.383 \text{ (m)}$$

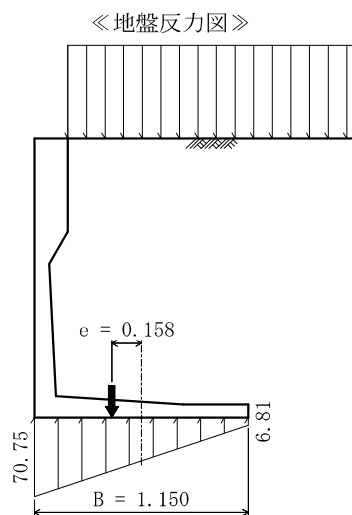
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{44.60}{1.150 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.158}{1.150} \right) \\
 &= \begin{cases} 70.75 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 6.81 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

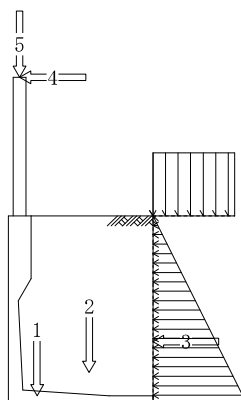
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	6.91		0.229	0.595	1.58	
2	裏込め土	27.40		0.644	0.780	17.65	
3	土圧		12.13	1.150	0.500		6.07
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.600		1.04
5		0.59		0.090	2.600	0.05	
合 計 Σ		34.90	12.53			19.28	7.11

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{34.90 \times 0.577 + 0.0 \times 1.150 \times 1.000}{12.53}$$

$$= 1.61 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{19.28}{7.11} = 2.71 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{19.28 - 7.11}{34.90} = 0.349 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.150}{2} - 0.349 = 0.226 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.226 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.383 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

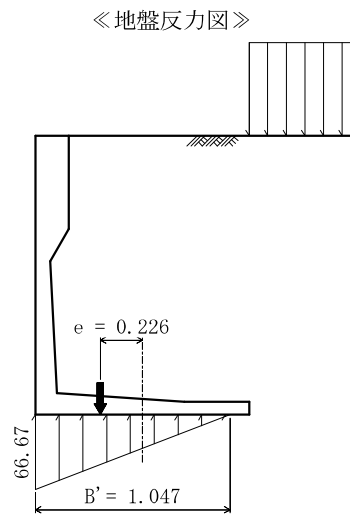
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 34.90}{3 \times 0.349 \times 1.000}$$

$$= 66.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

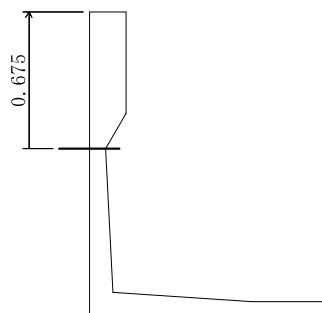


§ 6 たて壁の部材断面設計

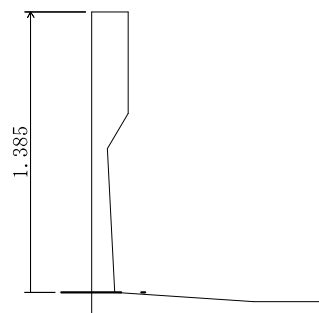
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

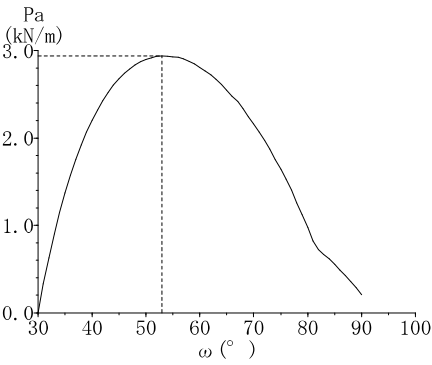
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

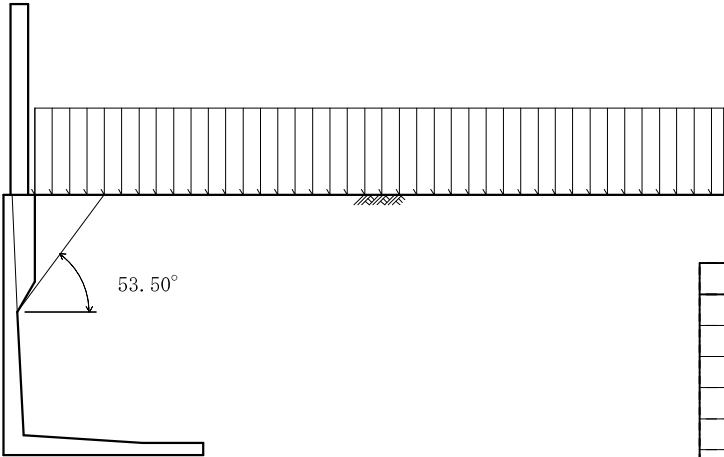
$\alpha = 2.50 (^{\circ})$
 $W = 7.39 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 3.98]
 $\omega = 53.50 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{7.39 \times \sin(53.50 - 30.00)}{\cos(53.50 - 30.00 - 20.00 - 2.50)}$$

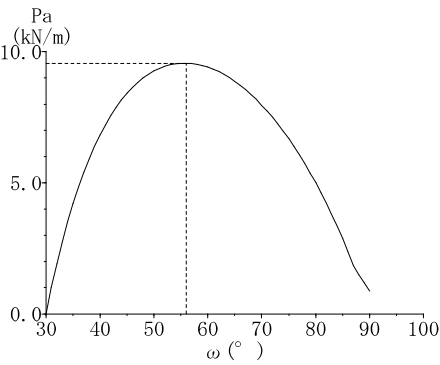
$$= 2.95 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
58.00	2.877	6.10
57.00	2.905	6.38
56.00	2.925	6.66
55.00	2.932	6.93
54.00	2.938	7.22
* 53.50	2.947	7.39
53.00	2.942	7.53
52.00	2.937	7.84
51.00	2.918	8.14
50.00	2.900	8.47
49.00	2.874	8.81

2) つけ根

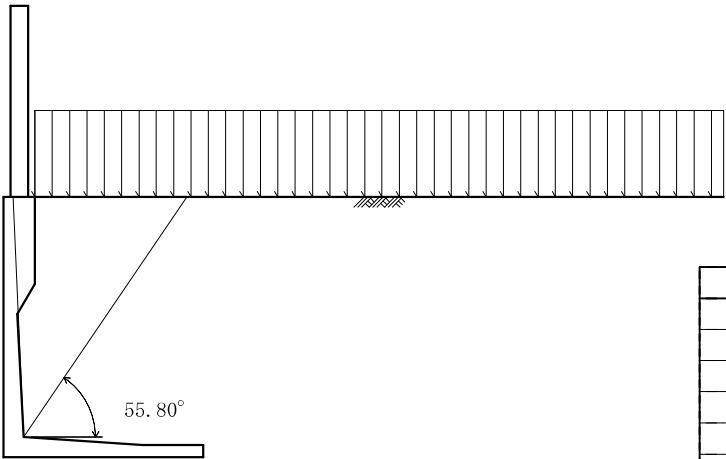
$\alpha = 2.50 (^{\circ})$
 $W = 21.95 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 8.76]
 $\omega = 55.80 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{21.95 \times \sin(55.80 - 30.00)}{\cos(55.80 - 30.00 - 20.00 - 2.50)}$$

$$= 9.57 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
60.00	9.416	18.67
59.00	9.471	19.41
58.00	9.518	20.18
57.00	9.554	20.98
56.00	9.566	21.78
* 55.80	9.569	21.95
55.00	9.566	22.59
54.00	9.541	23.45
53.00	9.503	24.32
52.00	9.440	25.20
51.00	9.367	26.13

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 δ ($^{\circ}$)	傾斜角 α ($^{\circ}$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.95	20.00	2.50	2.73	0.225
つけ根	9.57	20.00	2.50	8.84	0.462

(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	1.775
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.485

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		2.73	0.029	0.225		0.61
	合 計 Σ		2.73				0.61
1	土圧		8.84	0.037	0.462		4.08
	合 計 Σ		8.84				4.08

(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	1.775		0.71
2	土圧		2.73	0.029	0.225		0.61
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.775	0.03	
	合 計 Σ	0.59	3.13			0.03	1.32
1	フェンス荷重		0.40	0.032	2.485		0.99
2	土圧		8.84	0.037	0.462		4.08
3	フェンス荷重	0.59		0.032	2.485	0.02	
	合 計 Σ	0.59	9.24			0.02	5.07

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

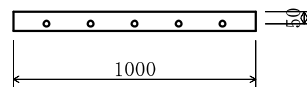
$$M = 5.07 - 0.02 = 5.05 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 23.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

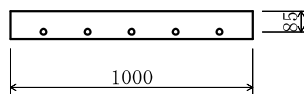
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	2.73×10^3	3.13×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.23	2.60
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	20.8	43.9
	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。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 33.0 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

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、

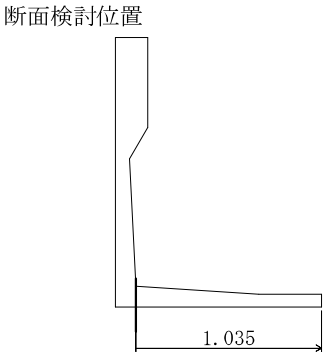
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	4.08×10^6	5.05×10^6
	せん断力 S (N)	8.84×10^3	9.24×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.34	4.14
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	79.1	97.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.10	0.11
	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)
	1.035	0.115	0.119	0.518	0.0616
a	-1/2	0.685	0.045	-0.015	-0.0069
b	-	0.350	0.045	-0.016	-0.0138
合計			0.088		0.0409

作用位置

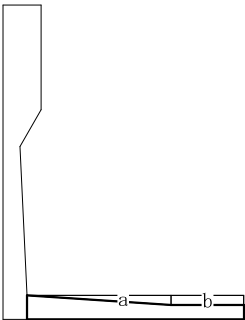
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0409}{0.088} = 0.465 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.088 \times 24.5 \times 1.000 = 2.16 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.16 \times 0.465 = 1.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅	高さ	面積	重心位置	断面一次
			A	x	モーメント
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	A・x (m ³)
	1.035	1.430	= 1.480	0.518	0.7666
a	-1/2	0.065	0.113 = -0.004	0.022	-0.0001
b	-	0.065	0.500 = -0.033	0.033	-0.0011
c	-1/2	0.685	0.045 = -0.015	0.228	-0.0034
合計			1.428		0.7620

作用位置

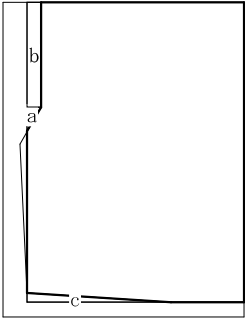
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.7620}{1.428} = 0.534 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.428 \times 19.0 \times 1.000 = 27.13 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.13 \times 0.534 = 14.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.970 \times 1.000 = 9.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.550 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.70 \times 0.550 = 5.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 64.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.51 + (64.03 - 12.51) \times \frac{1.035}{1.150} \\ &= 58.88 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(58.88 + 12.51) \times 1.035 \times 1.000}{2} \\ &= 36.94 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.035}{3} \times \frac{2 \times 12.51 + 58.88}{12.51 + 58.88} \\ &= 0.405 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 36.94 \times 0.405 = 14.96 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 59.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.10 + (59.57 - 0.10) \times \frac{1.035}{1.150} \\ &= 53.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(53.62 + 0.10) \times 1.035 \times 1.000}{2} \\ &= 27.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.035}{3} \times \frac{2 \times 0.10 + 53.62}{0.10 + 53.62} \\ &= 0.346 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.80 \times 0.346 = 9.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 70.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 6.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 6.81 + (70.75 - 6.81) \times \frac{1.035}{1.150} \\ &= 64.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(64.36 + 6.81) \times 1.035 \times 1.000}{2} \\ &= 36.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.035}{3} \times \frac{2 \times 6.81 + 64.36}{6.81 + 64.36} \\ &= 0.378 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 36.83 \times 0.378 = 13.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 66.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 66.67 \times \frac{0.932}{1.047} \\ &= 59.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(59.35 + 0.00) \times 0.932 \times 1.000}{2} \\ &= 27.66 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.932}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 59.35}{0.00 + 59.35} \\ &= 0.311 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.66 \times 0.311 = 8.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	2.16	1.00
2	かかと版上の載荷土	27.13	14.49
3	地盤反力	-36.94	-14.96
4	自動車荷重	9.70	5.34
	合 計 Σ	2.05	5.87

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	2.16	1.00
2	かかと版上の載荷土	27.13	14.49
3	地盤反力	-27.80	-9.62
	合 計 Σ	1.49	5.87

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 $M_o = 4.08$ (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

$$S = 2.05 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 4.08 \text{ (kN・m)}$$

(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	2.16	1.00
2	かかと版上の載荷土	27.13	14.49
3	地盤反力	-36.83	-13.92
4	自動車荷重	9.70	5.34
	合 計 Σ	2.16	6.91

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	2.16	1.00
2	かかと版上の載荷土	27.13	14.49
3	地盤反力	-27.66	-8.60
	合 計 Σ	1.63	6.89

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 $M_o = 5.07$ (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

$$S = 2.16 \text{ (kN)}$$

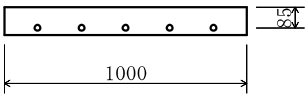
曲げモーメント

$$M = 5.07 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000 \text{ (mm)}$
有効高さ $d = 85 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D13 - 5.5$
 $= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 697}} \right\}$$
$$= 33.0 \text{ (mm)}$$

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)

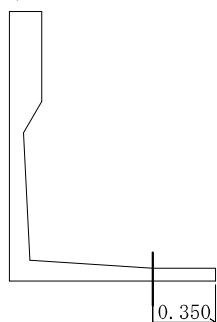
項 目		常 時	フェンス荷重時
断面力	曲げモーメント M (N・mm)	4.08×10^6	5.07×10^6
	せん断力 S (N)	2.05×10^3	2.16×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.34	4.15
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	79.1	98.3
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.03
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 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

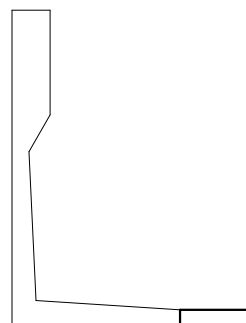
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

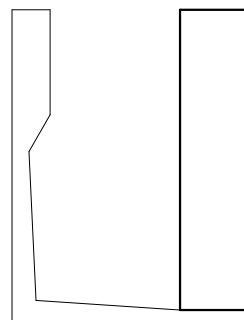
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.430 = 0.501 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.501 \times 19.0 \times 1.000 = 9.52 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.52 \times 0.175 = 1.67 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 64.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.51 + (64.03 - 12.51) \times \frac{0.350}{1.150} \\ &= 28.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.19 + 12.51) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.12 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.51 + 28.19}{12.51 + 28.19} \\ &= 0.153 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.12 \times 0.153 = 1.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 59.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.10 + (59.57 - 0.10) \times \frac{0.350}{1.150} \\ &= 18.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.20 + 0.10) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 3.20 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.10 + 18.20}{0.10 + 18.20} \\ &= 0.117 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.20 \times 0.117 = 0.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 70.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 6.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 6.81 + (70.75 - 6.81) \times \frac{0.350}{1.150} \\ &= 26.27 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.27 + 6.81) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 5.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 6.81 + 26.27}{6.81 + 26.27} \\ &= 0.141 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.79 \times 0.141 = 0.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 66.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 66.67 \times \frac{0.247}{1.047}$$

$$= 15.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(15.73 + 0.00) \times 0.247 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.94 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.247}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 15.73}{0.00 + 15.73}$$

$$= 0.082 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.94 \times 0.082 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	9.52	1.67
3	地盤反力	-7.12	-1.09
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	6.51	1.30

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	9.52	1.67
3	地盤反力	-3.20	-0.37
	合 計 Σ	6.93	1.41

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 6.93 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	9.52	1.67
3	地盤反力	-5.79	-0.82
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	7.84	1.57

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	9.52	1.67
3	地盤反力	-1.94	-0.16
	合 計 Σ	8.19	1.62

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.19 \text{ (kN)}$$

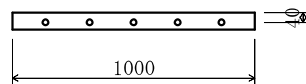
曲げモーメント

$$M = 1.62 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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)	1.41×10^6	1.62×10^6
	せん断力 S (N)	6.93×10^3	8.19×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.18	4.80
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	60.9	69.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.20
	τ_{ca}	0.45	0.54