

CLP-F (H) 1200 × (B) 1000 × (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	$H = 1.200 \text{ (m)}$
(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) 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	$q_a = 50.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

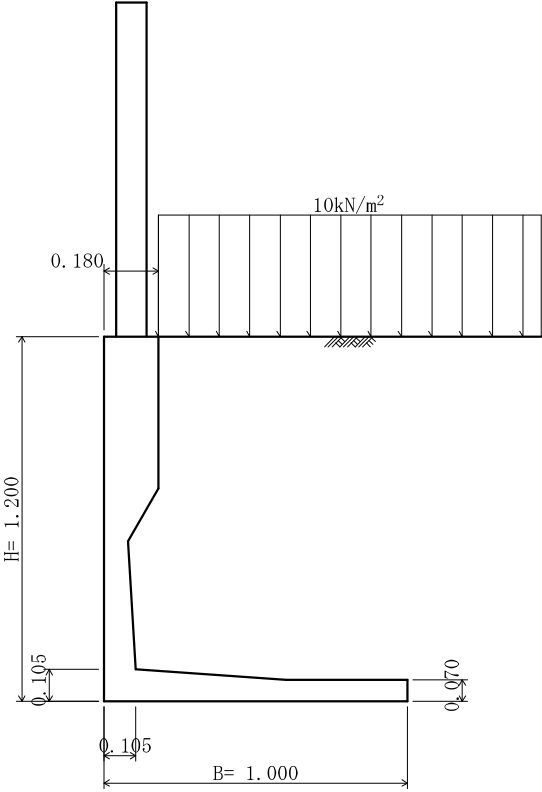
1.5 参考文献

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)1200×(B)1000×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

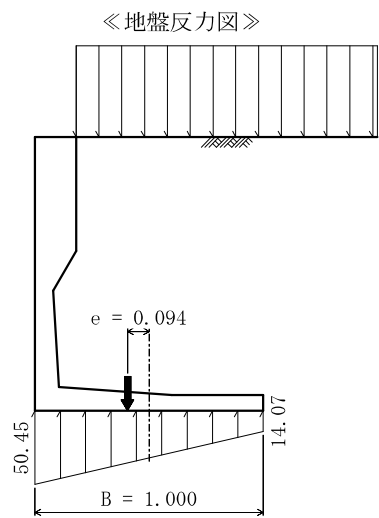
3.1 安定計算結果

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

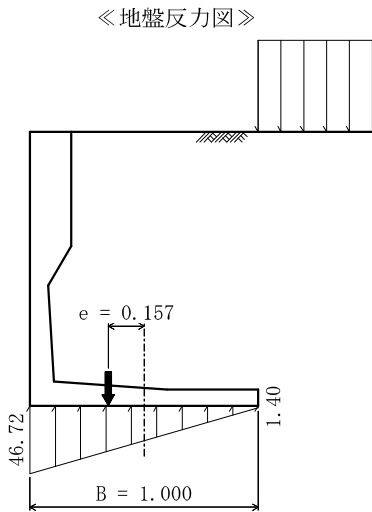
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
32.26	8.56	0.094	4.83	2.17	50.45	14.07	O. K.
許 容 値		0.167	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

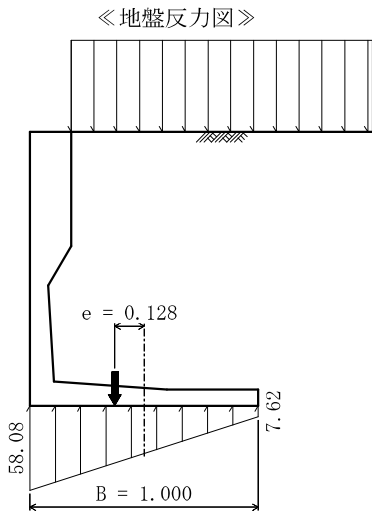
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
24.06	8.56	0.157	3.41	1.62	46.72	1.40	0. K.
許 容 値		0.167	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

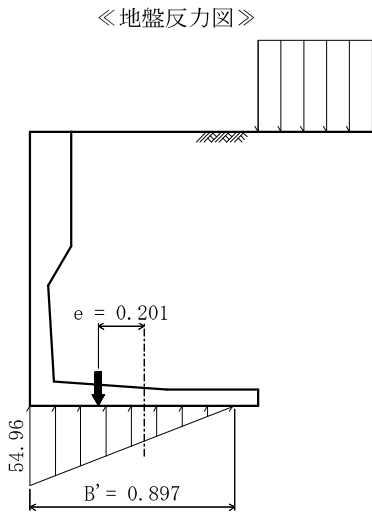
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
32.85	8.96	0.128	3.82	2.12	58.08	7.62	0. K.
許 容 値		0.333	1.20	1.20			



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
24.65	8.96	0.201	2.70	1.59	54.96	0. K.
許 容 値		0.333	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)	D10 - 6.5 464	
		x (mm)	20.6	
	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)	2.71×10^3	3.11×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.34	2.84
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	29.8	63.0
		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)	75	
		As (mm ²)	D10 - 6.5 464	
		x (mm)	26.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.20×10^6	3.06×10^6
		せん断力 S (N)	6.02×10^3	6.42×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.54	3.54
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	71.5	99.5
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.08	0.09
		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)	75	
		As (mm ²)	D10 - 6.5 464	
		x (mm)	26.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.20×10^6	3.08×10^6
		せん断力 S (N)	1.00×10^3	1.13×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.54	3.56
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	71.5	100.1
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.02
		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)	D10 - 6.5 464	
		x (mm)	17.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.27×10^6	1.59×10^6
		せん断力 S (N)	5.09×10^3	6.58×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.23	5.29
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	80.2	100.4
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.13	0.16
		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

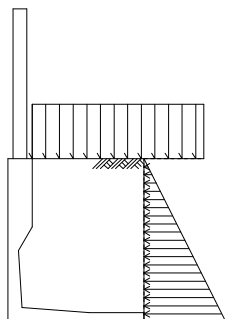
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

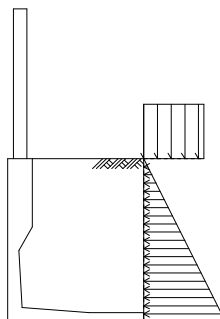
- | | |
|---------|--------------------|
| 常時 | 自重（＋載荷重）＋土圧 |
| フェンス荷重時 | 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

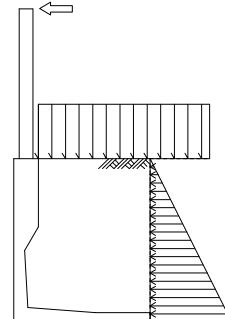
1) 常時[載荷重あり]



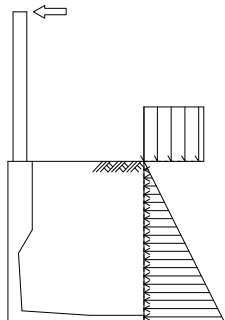
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

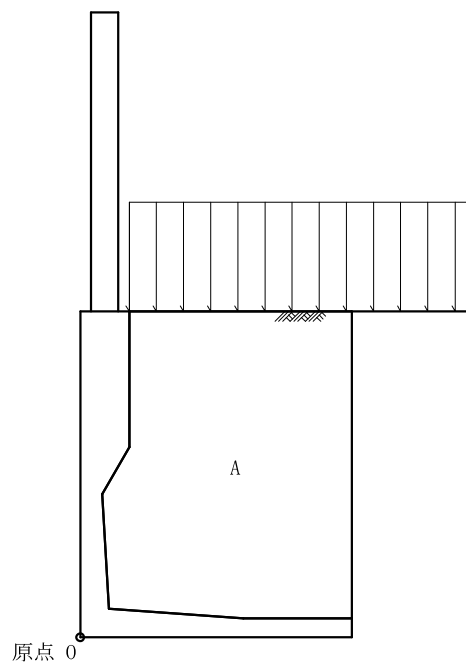


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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)
	1.000	1.200	1.200	0.500	0.600	0.6000	0.7200
a	-1/2	0.025	0.422	0.097	0.386	-0.0005	-0.0019
b	-	0.075	0.422	0.143	0.316	-0.0046	-0.0101
c	-1/2	0.100	0.173	0.147	0.585	-0.0013	-0.0053
d	-	0.420	1.095	0.390	0.653	-0.1794	-0.3004
e	-1/2	0.495	0.035	0.435	0.093	-0.0039	-0.0008
f	-	0.400	1.130	0.800	0.635	-0.3616	-0.2870
合 計			0.233			0.0487	0.1145

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.233 \times 1.000 = 0.233 \text{ (m}^3\text{)}$$

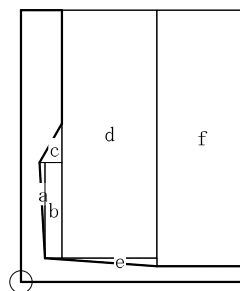
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.233 \times 24.5 = 5.71 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0487}{0.233} = 0.209 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1145}{0.233} = 0.491 \text{ (m)}$$



(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)
	0.920	1.130	1.040	0.540	0.635	0.5616	0.6604
a	-1/2	0.025	0.422	0.088	0.246	-0.0004	-0.0012
b	-	0.025	0.035	0.093	0.088	-0.0001	-0.0001
c	-1/2	0.100	0.173	0.113	0.642	-0.0010	-0.0058
d	-	0.100	0.500	0.130	0.950	-0.0065	-0.0475
e	-1/2	0.495	0.035	0.270	0.082	-0.0024	-0.0007
合 計			0.966			0.5512	0.6051

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.966 \times 1.000 = 0.966 \text{ (m}^3\text{)}$$

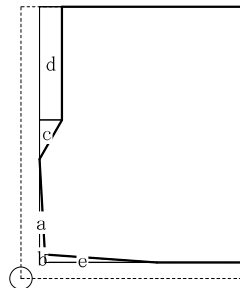
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.966 \times 19.0 = 18.35 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5512}{0.966} = 0.571 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.6051}{0.966} = 0.626 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.820 \times 1.000 = 8.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.000 - \frac{0.820}{2} = 0.590 \text{ (m)}$$

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

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

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

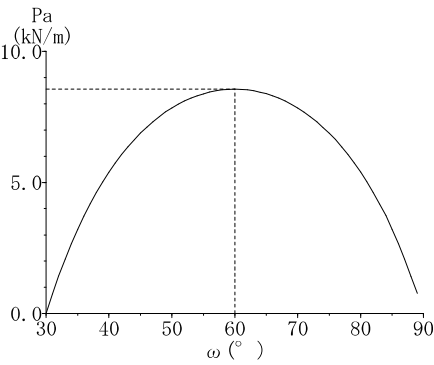
ここに、

- 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)

$h = 1.200 \text{ (m)}$

(1) 常 時

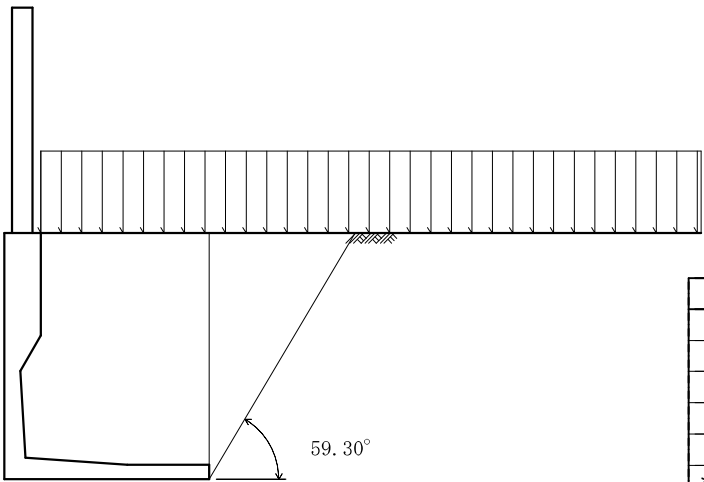
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 15.26 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 7.13]
 $\omega = 59.30 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{15.26 \times \sin(59.30 - 30.00)}{\cos(59.30 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 8.56 \text{ (kN/m)}$$



ω	P_a	W
64.00	8.445	12.52
63.00	8.501	13.09
62.00	8.536	13.66
61.00	8.550	14.23
60.00	8.562	14.83
* 59.30	8.564	15.26
59.00	8.559	15.44
58.00	8.534	16.05
57.00	8.499	16.68
56.00	8.452	17.33
55.00	8.384	17.98

鉛直荷重

$V = 8.56 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 8.56 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 8.56 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.000 \text{ (m)}$
 $y = \frac{1.200}{3} = 0.400 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 1.200 + 1.100 = 2.300 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.000$ (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 $B = 1.000$ (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。

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

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.000$ (m)

L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

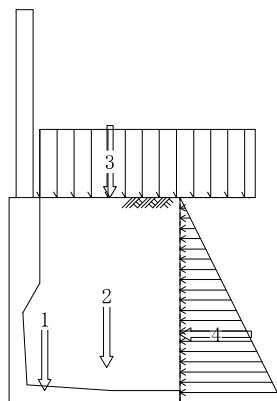
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 常 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	5.71		0.209	0.491	1.19	
2	裏込め土	18.35		0.571	0.626	10.48	
3	載荷重	8.20		0.590	1.200	4.84	
4	土圧		8.56	1.000	0.400		3.42
合 計 Σ		32.26	8.56			16.51	3.42

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{32.26 \times 0.577 + 0.0 \times 1.000 \times 1.000}{8.56}$$

$$= 2.17 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{16.51}{3.42} = 4.83 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{16.51 - 3.42}{32.26} = 0.406 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 0.406 = 0.094 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.094 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.167 \text{ (m)}$$

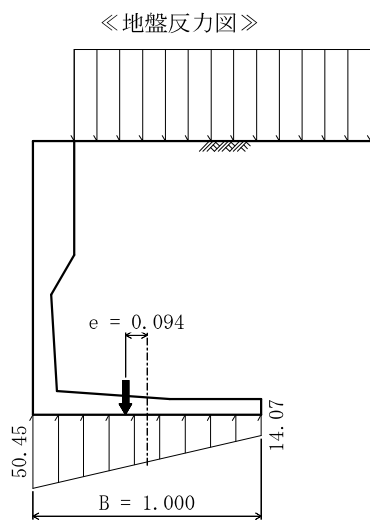
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{32.26}{1.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.094}{1.000} \right) \\ &= \begin{cases} 50.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 14.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

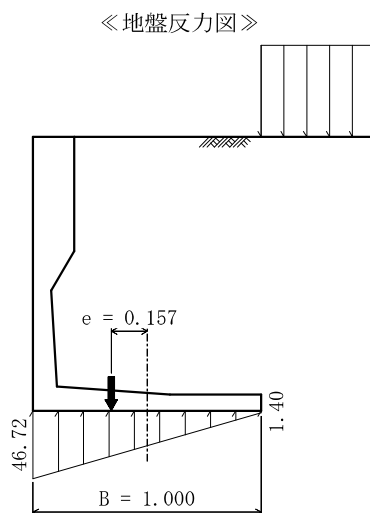


3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{24.06}{1.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.157}{1.000} \right) \\
 &= \begin{cases} 46.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.40 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

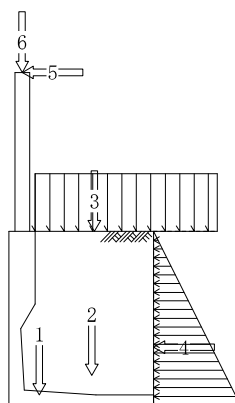
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	5.71		0.209	0.491	1.19	
2	裏込め土	18.35		0.571	0.626	10.48	
3	載荷重	8.20		0.590	1.200	4.84	
4	土圧		8.56	1.000	0.400		3.42
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.300		0.92
6		0.59		0.090	2.300	0.05	
合 計 Σ		32.85	8.96			16.56	4.34

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{32.85 \times 0.577 + 0.0 \times 1.000 \times 1.000}{8.96}$$

$$= 2.12 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{16.56}{4.34} = 3.82 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{16.56 - 4.34}{32.85} = 0.372 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 0.372 = 0.128 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.128 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.333 \text{ (m)}$$

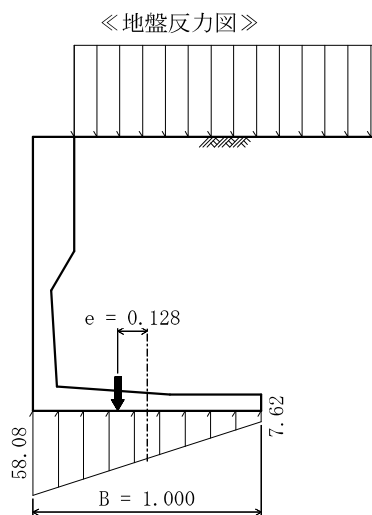
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{32.85}{1.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.128}{1.000} \right) \\
 &= \begin{cases} 58.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 7.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。



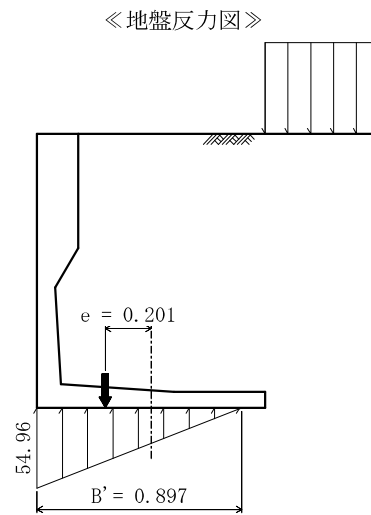
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 24.65}{3 \times 0.299 \times 1.000}$$

$$= 54.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

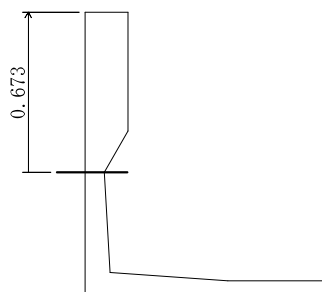


§6 たて壁の部材断面設計

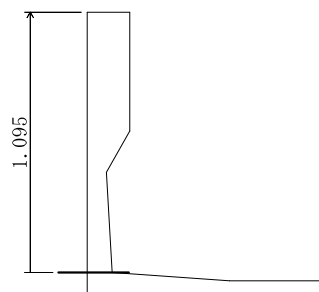
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

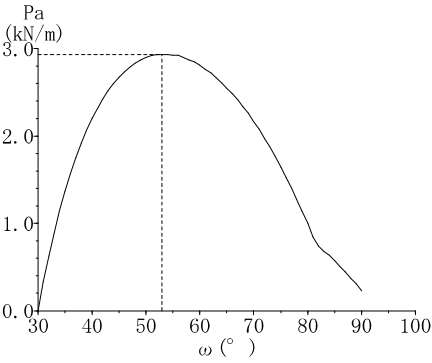
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

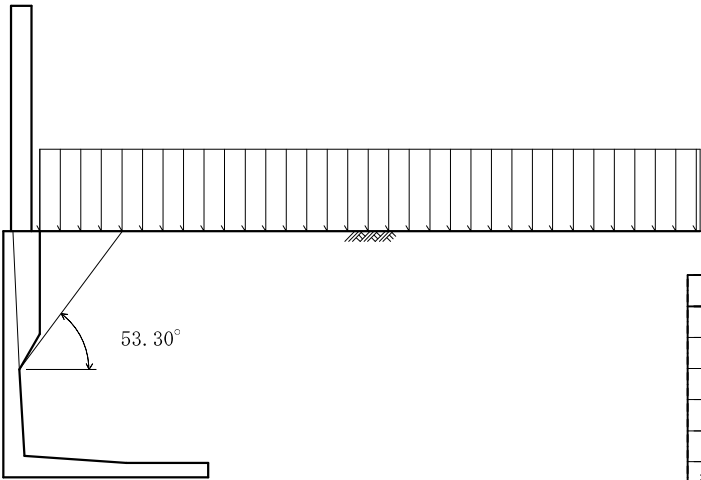
$\alpha = 2.72 (^{\circ})$
 $W = 7.44 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 4.02]
 $\omega = 53.30 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{7.44 \times \sin(53.30 - 30.00)}{\cos(53.30 - 30.00 - 20.00 - 2.72)}$$

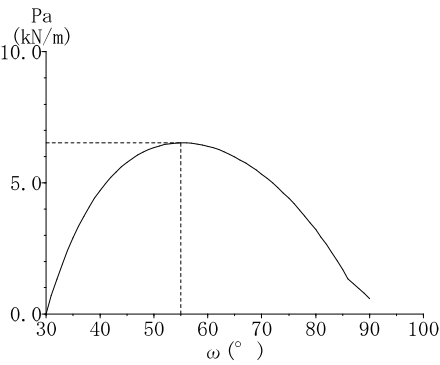
$$= 2.94 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
58.00	2.871	6.09
57.00	2.900	6.37
56.00	2.924	6.66
55.00	2.927	6.92
54.00	2.933	7.21
* 53.30	2.943	7.44
53.00	2.934	7.51
52.00	2.933	7.83
51.00	2.918	8.14
50.00	2.900	8.47
49.00	2.871	8.80

2) つけ根

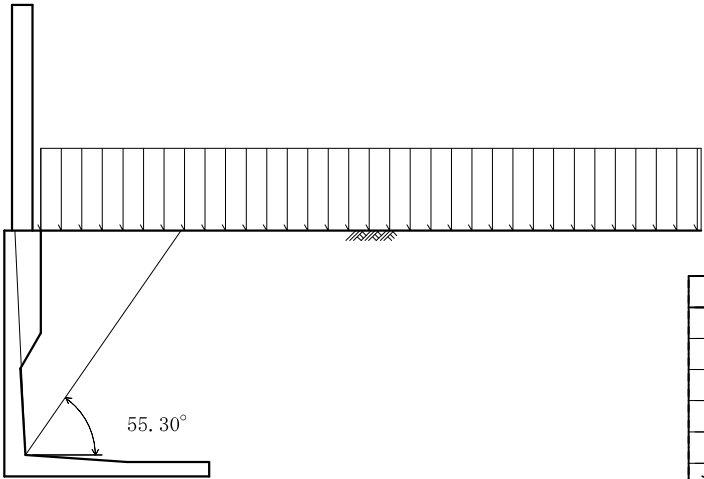
$\alpha = 2.72 (^{\circ})$
 $W = 15.27 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 6.83]
 $\omega = 55.30 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{15.27 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 2.72)}$$

$$= 6.53 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
60.00	6.402	12.70
59.00	6.448	13.22
58.00	6.483	13.75
57.00	6.510	14.30
56.00	6.525	14.86
* 55.30	6.532	15.27
55.00	6.526	15.43
54.00	6.518	16.02
53.00	6.494	16.62
52.00	6.462	17.25
51.00	6.411	17.88

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

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	2.94	20.00	2.72	2.71	0.224
つけ根	6.53	20.00	2.72	6.02	0.365

(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	1.773
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.195

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		2.71	0.029	0.224		0.61
	合 計 Σ		2.71				0.61
1	土圧		6.02	0.035	0.365		2.20
	合 計 Σ		6.02				2.20

(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	1.773		0.71
2	土圧		2.71	0.029	0.224		0.61
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.773	0.03	
	合 計 Σ	0.59	3.11			0.03	1.32
1	フェンス荷重		0.40	0.037	2.195		0.88
2	土圧		6.02	0.035	0.365		2.20
3	フェンス荷重	0.59		0.037	2.195	0.02	
	合 計 Σ	0.59	6.42			0.02	3.08

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

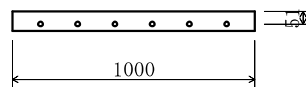
$$M = 3.08 - 0.02 = 3.06 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 51 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 51}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 20.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

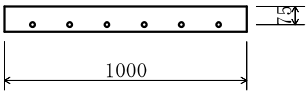
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	2.71×10^3	3.11×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.34	2.84
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	29.8	63.0
	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 $d = 75 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D10 - 6.5$
 $= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 464}} \right\}$$
$$= 26.1 \text{ (mm)}$$

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、

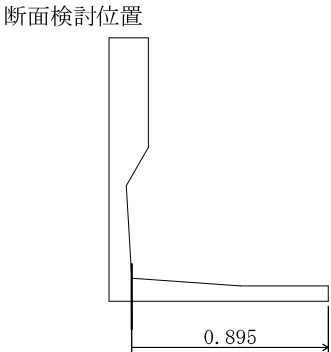
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.20×10^6	3.06×10^6
	せん断力 S (N)	6.02×10^3	6.42×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.54	3.54
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	71.5	99.5
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.08	0.09
	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)
	0.895	0.105	0.094	0.448	0.0421
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.400	0.035	0.695	-0.0097
合計			0.071		0.0294

作用位置

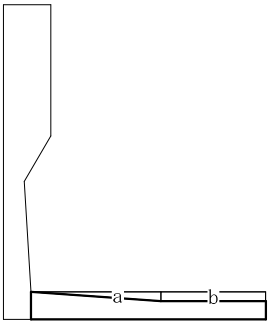
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0294}{0.071} = 0.414 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.071 \times 24.5 \times 1.000 = 1.74 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.74 \times 0.414 = 0.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	0.895	1.130	= 1.011	0.448	0.4529
a	-1/2	0.075	0.130 = -0.005	0.025	-0.0001
b	-	0.075	0.500 = -0.038	0.038	-0.0014
c	-1/2	0.495	0.035 = -0.009	0.165	-0.0015
合 計			0.959		0.4499

作用位置

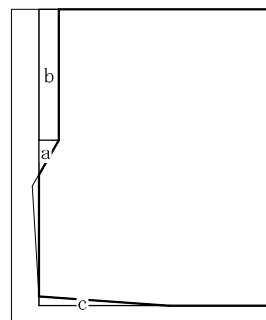
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.4499}{0.959} = 0.469 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.959 \times 19.0 \times 1.000 = 18.22 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 18.22 \times 0.469 = 8.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.820 \times 1.000 = 8.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.485 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.20 \times 0.485 = 3.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 50.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.07 + (50.45 - 14.07) \times \frac{0.895}{1.000} \\ &= 46.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(46.63 + 14.07) \times 0.895 \times 1.000}{2} \\ &= 27.16 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.895}{3} \times \frac{2 \times 14.07 + 46.63}{14.07 + 46.63} \\ &= 0.367 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.16 \times 0.367 = 9.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 46.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.40 + (46.72 - 1.40) \times \frac{0.895}{1.000} \\ &= 41.96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(41.96 + 1.40) \times 0.895 \times 1.000}{2} \\ &= 19.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.895}{3} \times \frac{2 \times 1.40 + 41.96}{1.40 + 41.96} \\ &= 0.308 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.40 \times 0.308 = 5.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 58.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.62 + (58.08 - 7.62) \times \frac{0.895}{1.000} \\ &= 52.78 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(52.78 + 7.62) \times 0.895 \times 1.000}{2} \\ &= 27.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.895}{3} \times \frac{2 \times 7.62 + 52.78}{7.62 + 52.78} \\ &= 0.336 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 27.03 \times 0.336 = 9.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 54.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 54.96 \times \frac{0.792}{0.897} \\ &= 48.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(48.53 + 0.00) \times 0.792 \times 1.000}{2} \\ &= 19.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.792}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 48.53}{0.00 + 48.53} \\ &= 0.264 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.22 \times 0.264 = 5.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.74	0.72
2	かかと版上の載荷土	18.22	8.55
3	地盤反力	-27.16	-9.97
4	自動車荷重	8.20	3.98
	合 計 Σ	1.00	3.28

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	1.74	0.72
2	かかと版上の載荷土	18.22	8.55
3	地盤反力	-19.40	-5.98
	合 計 Σ	0.56	3.29

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 $M_o = 2.20$ (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

$$S = 1.00 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 2.20 \text{ (kN・m)}$$

(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	1.74	0.72
2	かかと版上の載荷土	18.22	8.55
3	地盤反力	-27.03	-9.08
4	自動車荷重	8.20	3.98
	合 計 Σ	1.13	4.17

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	1.74	0.72
2	かかと版上の載荷土	18.22	8.55
3	地盤反力	-19.22	-5.07
	合 計 Σ	0.74	4.20

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 $M_o = 3.08$ (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

$$S = 1.13 \text{ (kN)}$$

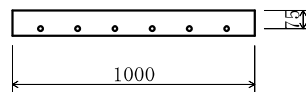
曲げモーメント

$$M = 3.08 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 26.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

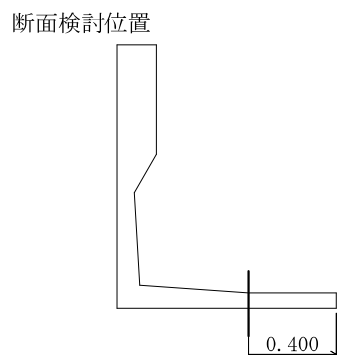
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.20×10^6	3.08×10^6
	せん断力 S (N)	1.00×10^3	1.13×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.54	3.56
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	71.5	100.1
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.02
	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



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

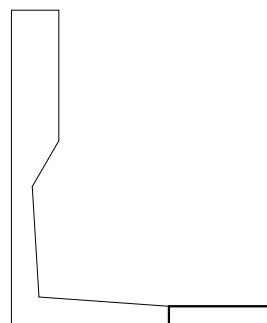
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 0.070 = 0.028 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.028 \times 24.5 \times 1.000 = 0.69 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.69 \times 0.200 = 0.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

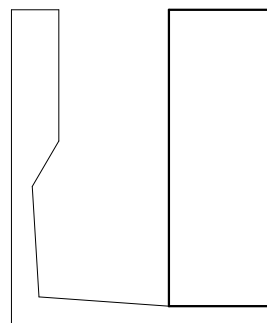
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 1.130 = 0.452 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.452 \times 19.0 \times 1.000 = 8.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.59 \times 0.200 = 1.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.400 \times 1.000 = 4.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.200 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.00 \times 0.200 = 0.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 50.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.07 + (50.45 - 14.07) \times \frac{0.400}{1.000} \\ &= 28.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.62 + 14.07) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 8.54 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 14.07 + 28.62}{14.07 + 28.62} \\ &= 0.177 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.54 \times 0.177 = 1.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 46.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.40 + (46.72 - 1.40) \times \frac{0.400}{1.000} \\ &= 19.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(19.53 + 1.40) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 4.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 1.40 + 19.53}{1.40 + 19.53} \\ &= 0.142 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.19 \times 0.142 = 0.59 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 58.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.62 + (58.08 - 7.62) \times \frac{0.400}{1.000} \\ &= 27.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(27.80 + 7.62) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 7.08 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 7.62 + 27.80}{7.62 + 27.80} \\ &= 0.162 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.08 \times 0.162 = 1.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 54.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 54.96 \times \frac{0.297}{0.897}$$

$$= 18.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.20 + 0.00) \times 0.297 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.297}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 18.20}{0.00 + 18.20}$$

$$= 0.099 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.70 \times 0.099 = 0.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.69	0.14
2	かかと版上の载荷土	8.59	1.72
3	地盤反力	-8.54	-1.51
4	自動車荷重	4.00	0.80
	合 計 Σ	4.74	1.15

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	0.69	0.14
2	かかと版上の载荷土	8.59	1.72
3	地盤反力	-4.19	-0.59
	合 計 Σ	5.09	1.27

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.09 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.69	0.14
2	かかと版上の載荷土	8.59	1.72
3	地盤反力	-7.08	-1.15
4	自動車荷重	4.00	0.80
	合 計 Σ	6.20	1.51

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	0.69	0.14
2	かかと版上の載荷土	8.59	1.72
3	地盤反力	-2.70	-0.27
	合 計 Σ	6.58	1.59

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 6.58 \text{ (kN)}$$

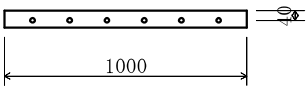
曲げモーメント

$$M = 1.59 \text{ (kN・m)}$$

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 $A_s = D10 - 6.5$
 $= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 464}} \right\}$$
$$= 17.6 \text{ (mm)}$$

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)	1.27×10^6	1.59×10^6
	せん断力 S (N)	5.09×10^3	6.58×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.23	5.29
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	80.2	100.4
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.13	0.16
	τ_{ca}	0.45	0.54