

CLP-F (H) 1300 × (B) 1050 × (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	$H = 1.300 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 54.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

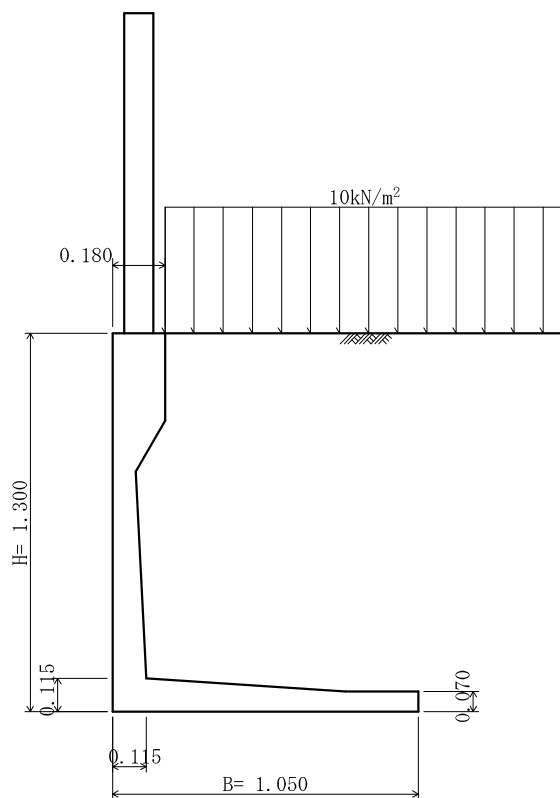
1.5 参考文献

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)1300×(B)1050×(L)2000 標準



§3 計算結果

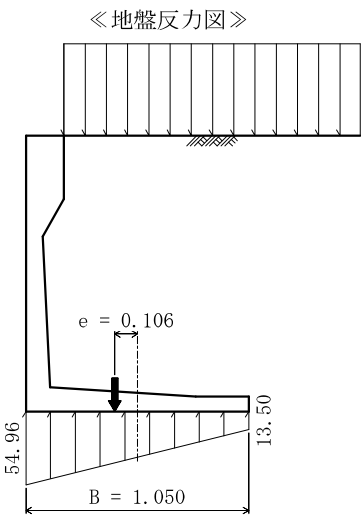
3.1 安定計算結果

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

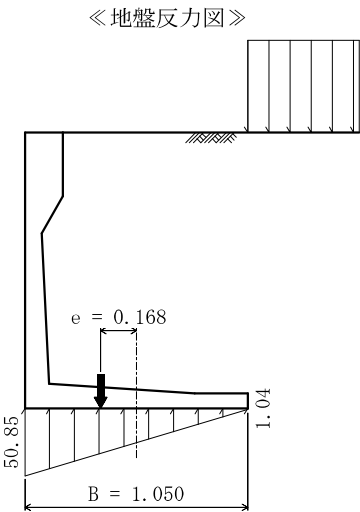
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
35.94	9.69	0.106	4.59	2.14	54.96	13.50	O. K.
許 容 値		0.175	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

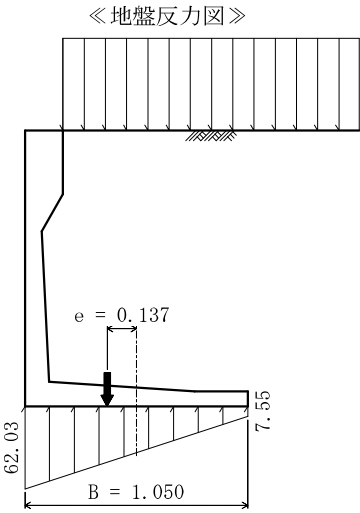
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
27.24	9.69	0.168	3.31	1.62	50.85	1.04	0. K.
許 容 値		0.175	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

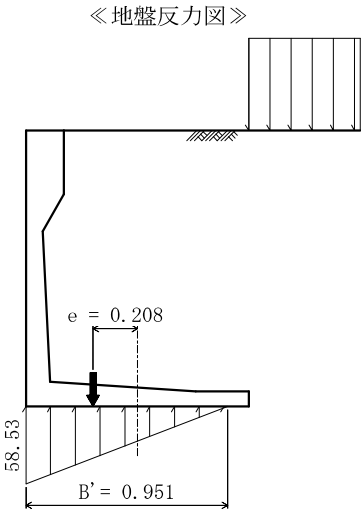
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
36.53	10.09	0.137	3.74	2.09	62.03	7.55	0. K.
許 容 値		0.350	1.20	1.20			



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
27.83	10.09	0.208	2.71	1.59	58.53	0. K.
許 容 値		0.350	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)	D10 - 6.5 464	
		x (mm)	20.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.24×10^6	0.84×10^6
		せん断力 S (N)	1.55×10^3	1.95×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.55	1.91
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	12.0	41.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.04
		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)	D10 - 6.5 464	
		x (mm)	28.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.71×10^6	3.60×10^6
		せん断力 S (N)	6.87×10^3	7.27×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.55	3.39
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	77.2	102.6
		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)	85	
		As (mm ²)	D10 - 6.5 464	
		x (mm)	28.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.71×10^6	3.62×10^6
		せん断力 S (N)	1.94×10^3	2.08×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.55	3.41
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	77.2	103.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	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)	0.63×10^6	0.75×10^6
		せん断力 S (N)	4.55×10^3	5.59×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.10	2.50
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	39.8	47.4
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.11	0.14
		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

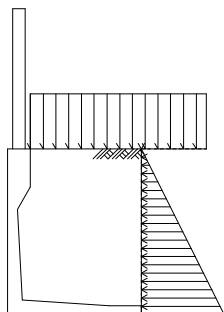
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

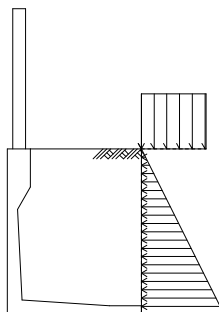
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

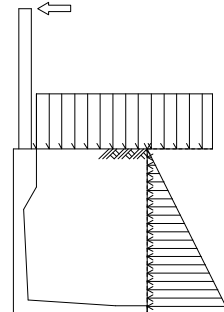
1) 常時[載荷重あり]



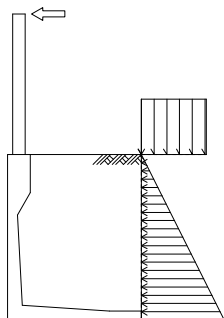
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

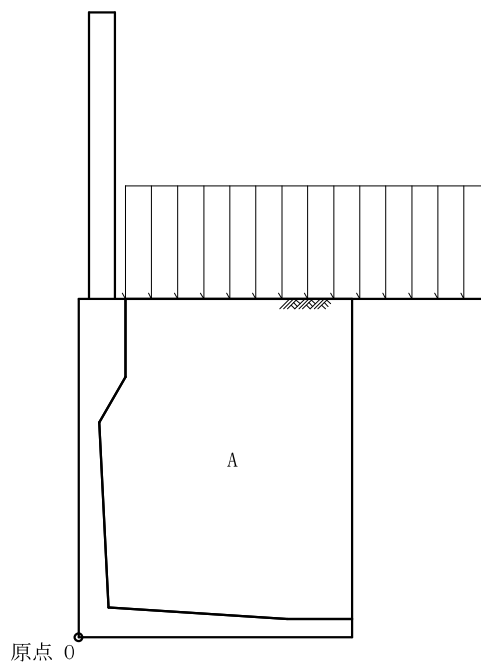


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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)
	1.050	1.300	1.365	0.525	0.650	0.7166	0.8873
a	-1/2	0.036	0.710	-0.013	0.588	-0.0013	-0.0076
b	-1/2	0.101	0.175	-0.009	0.883	-0.0013	-0.0079
c	-	0.065	0.710	-0.046	0.470	-0.0068	-0.0216
d	-	0.620	1.185	-0.735	0.708	-0.3602	-0.5204
e	-1/2	0.685	0.045	-0.015	0.100	-0.0086	-0.0015
f	-	0.250	1.230	-0.308	0.685	-0.2849	-0.2110
合 計			0.239			0.0535	0.1173

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.239 \times 1.000 = 0.239 \text{ (m}^3\text{)}$$

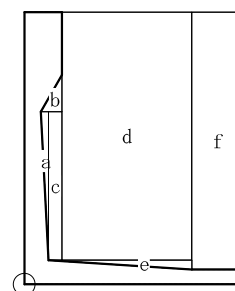
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.239 \times 24.5 = 5.86 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0535}{0.239} = 0.224 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1173}{0.239} = 0.491 \text{ (m)}$$



(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)
	0.971	1.230	1.194	0.565	0.685	0.6746	0.8179
a	-1/2	0.036	0.710	-0.013	0.352	-0.0012	-0.0046
b	-	0.036	0.045	-0.002	0.093	-0.0002	-0.0002
c	-1/2	0.101	0.175	-0.009	0.942	-0.0010	-0.0085
d	-	0.101	0.300	-0.030	1.150	-0.0039	-0.0345
e	-1/2	0.685	0.045	-0.015	0.085	-0.0051	-0.0013
合 計			1.125			0.6632	0.7688

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.125 \times 1.000 = 1.125 \text{ (m}^3\text{)}$$

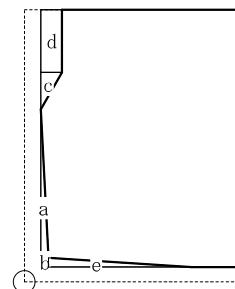
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.125 \times 19.0 = 21.38 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.6632}{1.125} = 0.590 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.7688}{1.125} = 0.683 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.870 \times 1.000 = 8.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.050 - \frac{0.870}{2} = 0.615 \text{ (m)}$$

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 ($^{\circ}$)
- ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 ($^{\circ}$)
- δ : 壁面摩擦角 ($^{\circ}$)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 ($^{\circ}$)

鉛直荷重・水平荷重

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

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

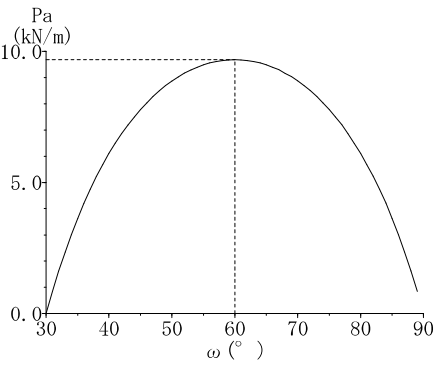
ここに、

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

$h = 1.300 \text{ (m)}$

(1) 常 時

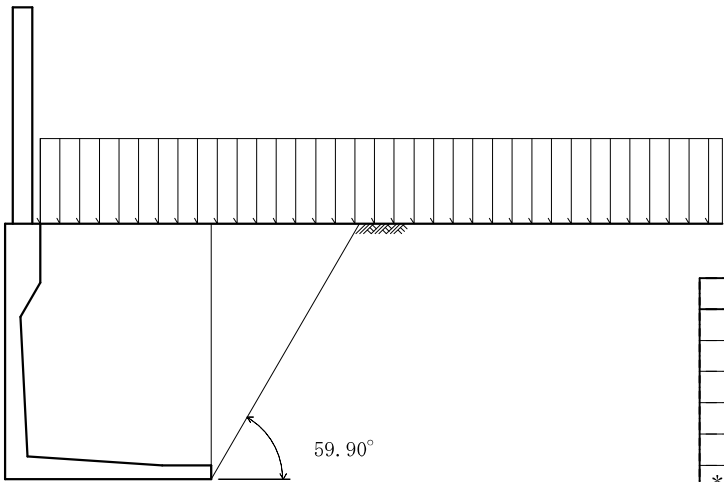
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 16.85 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 7.54]
 $\omega = 59.90 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{16.85 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 9.69 \text{ (kN/m)}$



ω	Pa	W
64.00	9.558	14.17
63.00	9.618	14.81
62.00	9.648	15.44
61.00	9.674	16.10
60.00	9.688	16.78
* 59.90	9.689	16.85
59.00	9.678	17.46
58.00	9.656	18.16
57.00	9.615	18.87
56.00	9.560	19.60
55.00	9.489	20.35

鉛直荷重

$V = 9.69 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 9.69 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 9.69 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.050 \text{ (m)}$
 $y = \frac{1.300}{3} = 0.433 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 1.300 + 1.100 = 2.400 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.050$ (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 $B = 1.050$ (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 $B = 1.050$ (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)

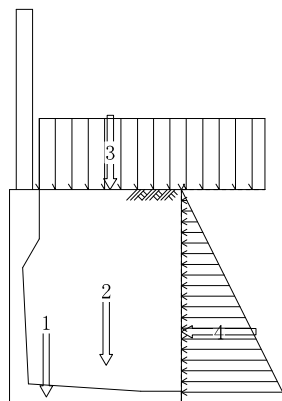
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	5.86		0.224	0.491	1.31	
2	裏込め土	21.38		0.590	0.683	12.61	
3	載荷重	8.70		0.615	1.300	5.35	
4	土圧		9.69	1.050	0.433		4.20
合 計 Σ		35.94	9.69			19.27	4.20

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{35.94 \times 0.577 + 0.0 \times 1.050 \times 1.000}{9.69}$$

$$= 2.14 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{19.27}{4.20} = 4.59 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{19.27 - 4.20}{35.94} = 0.419 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.050}{2} - 0.419 = 0.106 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.106 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.175 \text{ (m)}$$

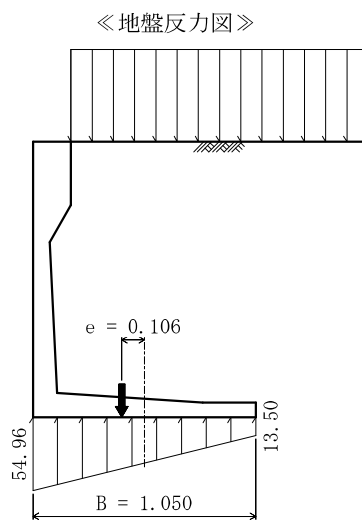
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{35.94}{1.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.106}{1.050} \right) \\ &= \begin{cases} 54.96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

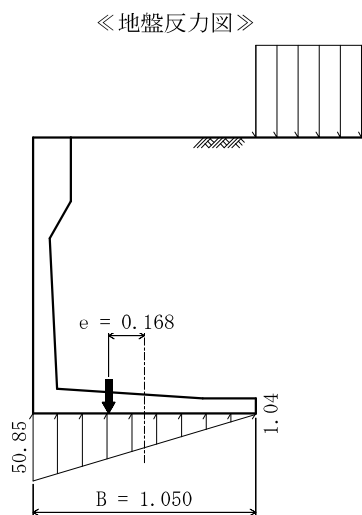


3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{27.24}{1.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.168}{1.050} \right) \\
 &= \begin{cases} 50.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.04 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

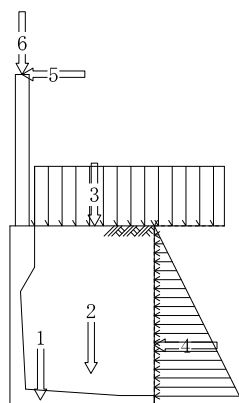
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	5.86		0.224	0.491	1.31	
2	裏込め土	21.38		0.590	0.683	12.61	
3	載荷重	8.70		0.615	1.300	5.35	
4	土圧		9.69	1.050	0.433		4.20
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.400		0.96
6		0.59		0.090	2.400	0.05	
合 計 Σ		36.53	10.09			19.32	5.16

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{36.53 \times 0.577 + 0.0 \times 1.050 \times 1.000}{10.09} = 2.09 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{19.32}{5.16} = 3.74 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{19.32 - 5.16}{36.53} = 0.388 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.050}{2} - 0.388 = 0.137 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.137 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.350 \text{ (m)}$$

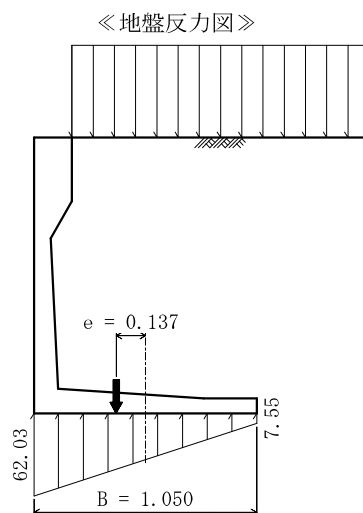
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{36.53}{1.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.137}{1.050} \right) \\
 &= \begin{cases} 62.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 7.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

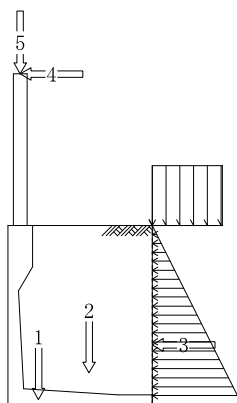
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	5.86		0.224	0.491	1.31	
2	裏込め土	21.38		0.590	0.683	12.61	
3	土圧		9.69	1.050	0.433		4.20
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.400		0.96
5		0.59		0.090	2.400	0.05	
合 計 Σ		27.83	10.09			13.97	5.16

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{27.83 \times 0.577 + 0.0 \times 1.050 \times 1.000}{10.09}$$

$$= 1.59 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{13.97}{5.16} = 2.71 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{13.97 - 5.16}{27.83} = 0.317 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.050}{2} - 0.317 = 0.208 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.208 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.350 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

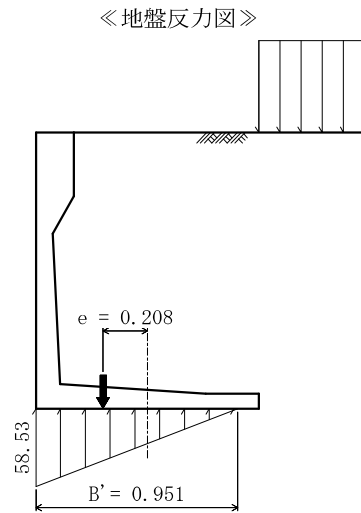
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 27.83}{3 \times 0.317 \times 1.000}$$

$$= 58.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

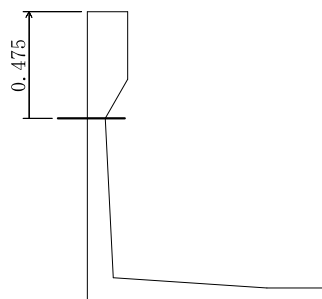


§ 6 たて壁の部材断面設計

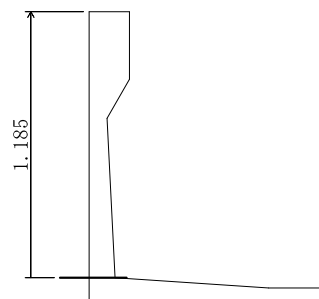
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

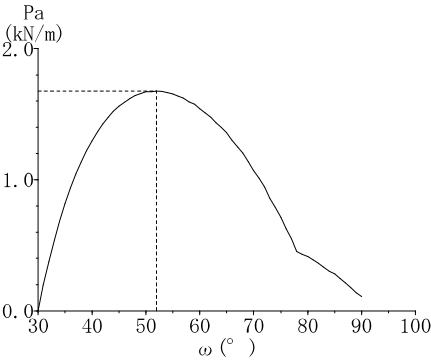
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

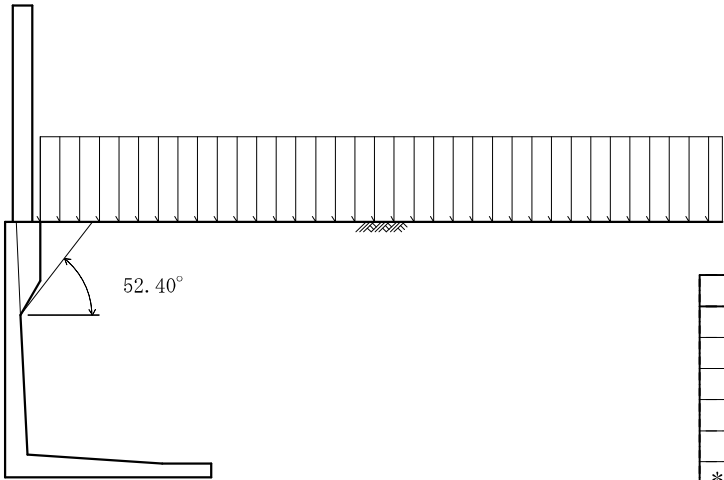
$\alpha = 2.50 (^{\circ})$
 $W = 4.40 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 2.65]
 $\omega = 52.40 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{4.40 \times \sin(52.40 - 30.00)}{\cos(52.40 - 30.00 - 20.00 - 2.50)}$$

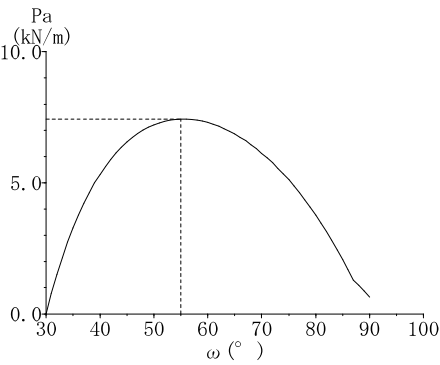
$$= 1.68 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
57.00	1.621	3.56
56.00	1.638	3.73
55.00	1.654	3.91
54.00	1.664	4.09
53.00	1.672	4.28
* 52.40	1.677	4.40
52.00	1.675	4.47
51.00	1.671	4.66
50.00	1.671	4.88
49.00	1.657	5.08
48.00	1.643	5.30

2) つけ根

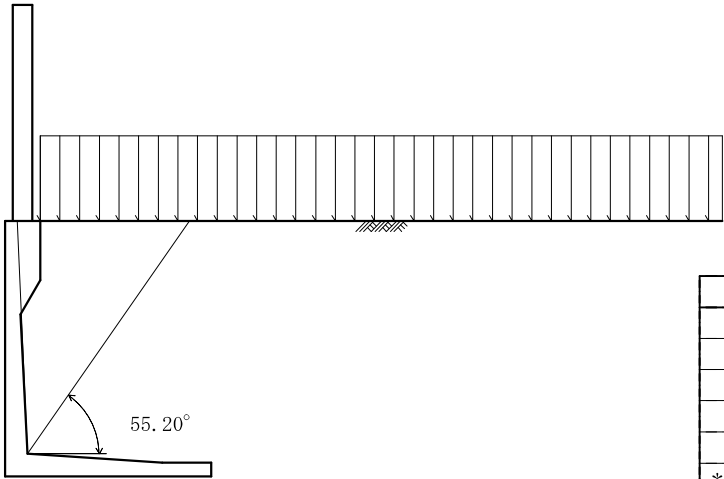
$\alpha = 2.50 (^{\circ})$
 $W = 17.45 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 7.59]
 $\omega = 55.20 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{17.45 \times \sin(55.20 - 30.00)}{\cos(55.20 - 30.00 - 20.00 - 2.50)}$$

$$= 7.44 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
60.00	7.302	14.48
59.00	7.358	15.08
58.00	7.391	15.67
57.00	7.423	16.30
56.00	7.431	16.92
* 55.20	7.438	17.45
55.00	7.432	17.57
54.00	7.421	18.24
53.00	7.393	18.92
52.00	7.346	19.61
51.00	7.288	20.33

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

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	1.68	20.00	2.50	1.55	0.158
つけ根	7.44	20.00	2.50	6.87	0.395

(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	1.575
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.285

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		1.55	0.032	0.158		0.24
	合 計 Σ		1.55				0.24
1	土圧		6.87	0.040	0.395		2.71
	合 計 Σ		6.87				2.71

(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	1.575		0.63
2	土圧		1.55	0.032	0.158		0.24
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.575	0.03	
	合 計 Σ	0.59	1.95			0.03	0.87
1	フェンス荷重		0.40	0.032	2.285		0.91
2	土圧		6.87	0.040	0.395		2.71
3	フェンス荷重	0.59		0.032	2.285	0.02	
	合 計 Σ	0.59	7.27			0.02	3.62

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 0.87 - 0.03 = 0.84 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

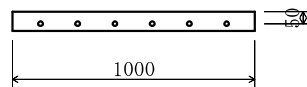
$$M = 3.62 - 0.02 = 3.6 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

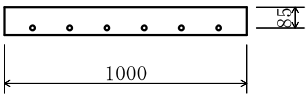
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.24×10^6	0.84×10^6
	せん断力 S (N)	1.55×10^3	1.95×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.55	1.91
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	12.0	41.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.04
	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 $d = 85 \text{ (mm)}$
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

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 464}} \right\}$$
$$= 28.1 \text{ (mm)}$$

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、

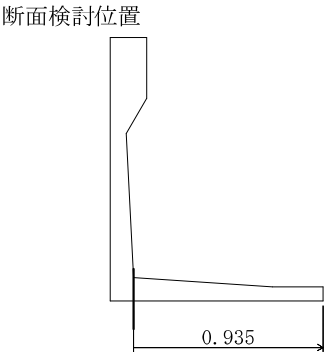
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.71×10^6	3.60×10^6
	せん断力 S (N)	6.87×10^3	7.27×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.55	3.39
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	77.2	102.6
	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)
	0.935	0.115	0.108	0.468	0.0505
a	-1/2 × 0.685	0.045	-0.015	0.457	-0.0069
b	-	0.250	0.045	0.810	-0.0089
合計			0.082		0.0347

作用位置

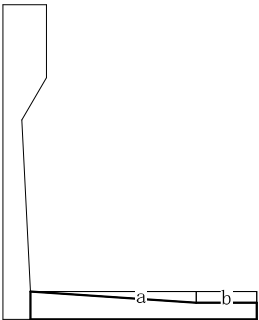
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0347}{0.082} = 0.423 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.082 \times 24.5 \times 1.000 = 2.01 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.01 \times 0.423 = 0.85 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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 $A \cdot x$ (m^3)
	$0.935 \times$	$1.230 =$	1.150	0.468	0.5382
a	$-1/2 \times$	$0.065 \times$	$0.113 =$	-0.004	0.022
b	-	$0.065 \times$	$0.300 =$	-0.020	0.033
c	$-1/2 \times$	$0.685 \times$	$0.045 =$	-0.015	0.228
合 計			1.111		0.5340

作用位置

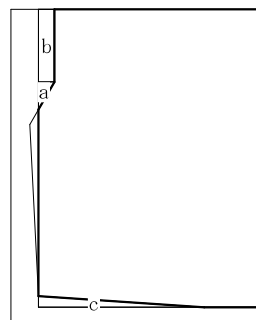
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5340}{1.111} = 0.481 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.111 \times 19.0 \times 1.000 = 21.11 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 21.11 \times 0.481 = 10.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.870 \times 1.000 = 8.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.500 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.70 \times 0.500 = 4.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

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

$$q_2 = 13.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.50 + (54.96 - 13.50) \times \frac{0.935}{1.050} \\ &= 50.42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(50.42 + 13.50) \times 0.935 \times 1.000}{2} \\ &= 29.88 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.935}{3} \times \frac{2 \times 13.50 + 50.42}{13.50 + 50.42} \\ &= 0.377 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 29.88 \times 0.377 = 11.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 50.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.04 + (50.85 - 1.04) \times \frac{0.935}{1.050} \\ &= 45.39 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(45.39 + 1.04) \times 0.935 \times 1.000}{2} \\ &= 21.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.935}{3} \times \frac{2 \times 1.04 + 45.39}{1.04 + 45.39} \\ &= 0.319 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 21.71 \times 0.319 = 6.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 62.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.55 + (62.03 - 7.55) \times \frac{0.935}{1.050} \\ &= 56.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(56.06 + 7.55) \times 0.935 \times 1.000}{2} \\ &= 29.74 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.935}{3} \times \frac{2 \times 7.55 + 56.06}{7.55 + 56.06} \\ &= 0.349 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 29.74 \times 0.349 = 10.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 58.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 58.53 \times \frac{0.836}{0.951} \\ &= 51.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(51.45 + 0.00) \times 0.836 \times 1.000}{2} \\ &= 21.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.836}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 51.45}{0.00 + 51.45} \\ &= 0.279 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 21.51 \times 0.279 = 6.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	2.01	0.85
2	かかと版上の載荷土	21.11	10.15
3	地盤反力	-29.88	-11.26
4	自動車荷重	8.70	4.35
	合 計 Σ	1.94	4.09

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	2.01	0.85
2	かかと版上の載荷土	21.11	10.15
3	地盤反力	-21.71	-6.93
	合 計 Σ	1.41	4.07

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 $M_o = 2.71$ (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

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

曲げモーメント

$$M = 2.71 \text{ (kN・m)}$$

(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	2.01	0.85
2	かかと版上の載荷土	21.11	10.15
3	地盤反力	-29.74	-10.38
4	自動車荷重	8.70	4.35
	合 計 Σ	2.08	4.97

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	2.01	0.85
2	かかと版上の載荷土	21.11	10.15
3	地盤反力	-21.51	-6.00
	合 計 Σ	1.61	5.00

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 $M_o = 3.62$ (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

$$S = 2.08 \text{ (kN)}$$

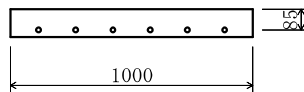
曲げモーメント

$$M = 3.62 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\
 &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 464}} \right\} \\
 &= 28.1 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

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)

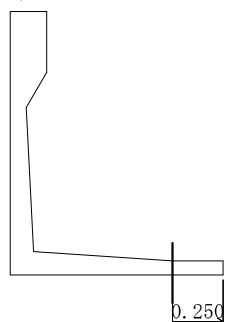
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.71×10^6	3.62×10^6
	せん断力 S (N)	1.94×10^3	2.08×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.55	3.41
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	77.2	103.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.02
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 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

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

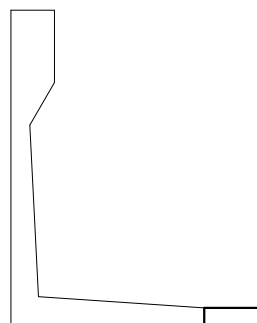
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.070 = 0.018 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.018 \times 24.5 \times 1.000 = 0.44 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.44 \times 0.125 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

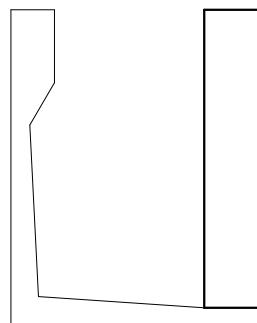
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 1.230 = 0.308 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.308 \times 19.0 \times 1.000 = 5.85 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.85 \times 0.125 = 0.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.250 \times 1.000 = 2.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.125 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.50 \times 0.125 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

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

$$q_2 = 13.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.50 + (54.96 - 13.50) \times \frac{0.250}{1.050} \\ &= 23.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(23.37 + 13.50) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.61 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 13.50 + 23.37}{13.50 + 23.37} \\ &= 0.114 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.61 \times 0.114 = 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 50.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.04 + (50.85 - 1.04) \times \frac{0.250}{1.050} \\ &= 12.90 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(12.90 + 1.04) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 1.74 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 1.04 + 12.90}{1.04 + 12.90} \\ &= 0.090 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.74 \times 0.090 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 62.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.55 + (62.03 - 7.55) \times \frac{0.250}{1.050} \\ &= 20.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(20.52 + 7.55) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 3.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 7.55 + 20.52}{7.55 + 20.52} \\ &= 0.106 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.51 \times 0.106 = 0.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 58.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 58.53 \times \frac{0.151}{0.951}$$

$$= 9.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(9.29 + 0.00) \times 0.151 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.151}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 9.29}{0.00 + 9.29}$$

$$= 0.050 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.70 \times 0.050 = 0.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.44	0.06
2	かかと版上の载荷土	5.85	0.73
3	地盤反力	-4.61	-0.53
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	4.18	0.57

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	0.44	0.06
2	かかと版上の载荷土	5.85	0.73
3	地盤反力	-1.74	-0.16
	合 計 Σ	4.55	0.63

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 4.55 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	5.85	0.73
3	地盤反力	-3.51	-0.37
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	5.28	0.73

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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	5.85	0.73
3	地盤反力	-0.70	-0.04
	合 計 Σ	5.59	0.75

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.59 \text{ (kN)}$$

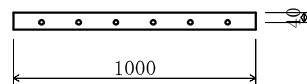
曲げモーメント

$$M = 0.75 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\
 &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

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)	0.63×10^6	0.75×10^6
	せん断力 S (N)	4.55×10^3	5.59×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.10	2.50
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	39.8	47.4
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.11	0.14
	τ_{ca}	0.45	0.54