

CLP-F (H) 1000×(B) 850×(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	$H = 1.000 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 43.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

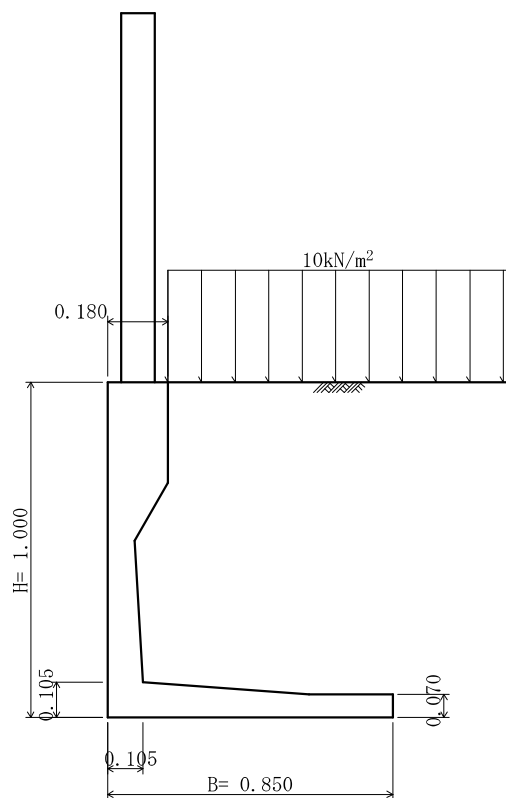
1.5 参考文献

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)1000×(B)850×(L)2000 標準



§3 計算結果

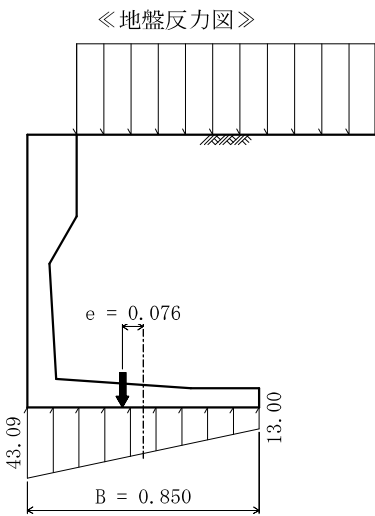
3.1 安定計算結果

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

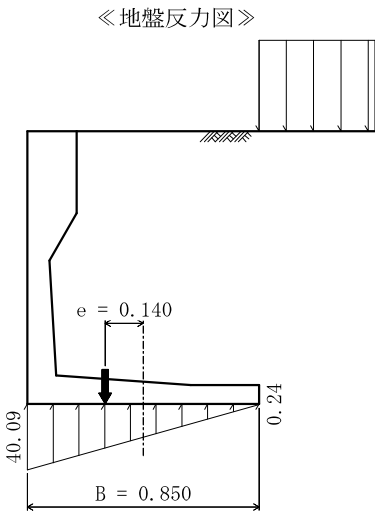
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
23.84	6.51	0.076	4.84	2.11	43.09	13.00	O. K.
許 容 値		0.142	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

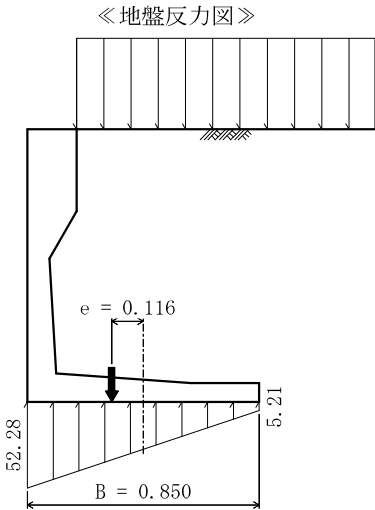
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
17.14	6.51	0.140	3.25	1.52	40.09	0.24	0. K.
許 容 値		0.142	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

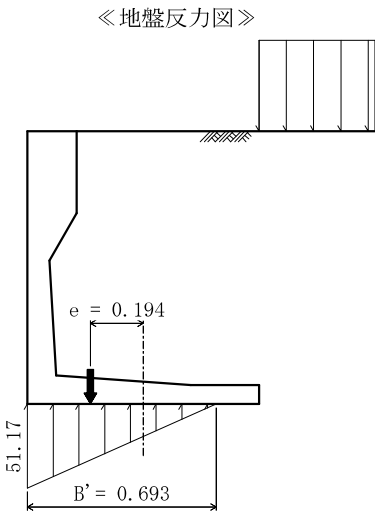
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 F_s	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
24.43	6.91	0.116	3.50	2.04	52.28	5.21	0. K.
許 容 値		0.283	1.20	1.20			



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
17.73	6.91	0.194	2.36	1.48	51.17	0. K.
許 容 値		0.283	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 - 5.5 392	
		x (mm)	19.3	
	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)	1.54×10^3	1.94×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.56	1.95
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	13.7	48.1
		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)	75	
		As (mm ²)	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	24.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.30×10^6	2.08×10^6
		せん断力 S (N)	4.37×10^3	4.77×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.59	2.55
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	49.6	79.4
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.06
		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 - 5.5 392	
		x (mm)	24.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.30×10^6	2.10×10^6
		せん断力 S (N)	1.12×10^3	1.38×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.59	2.57
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	49.6	80.1
		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 - 5.5 392	
		x (mm)	16.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.48×10^6	0.61×10^6
		せん断力 S (N)	3.34×10^3	4.55×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.68	2.13
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	35.5	45.1
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.08	0.11
		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

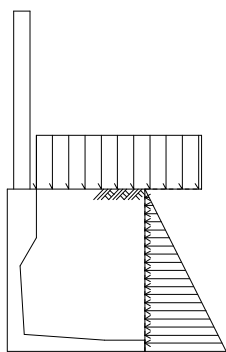
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

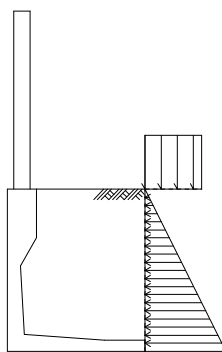
- | | |
|---------|--------------------|
| 常時 | 自重（＋載荷重）＋土圧 |
| フェンス荷重時 | 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

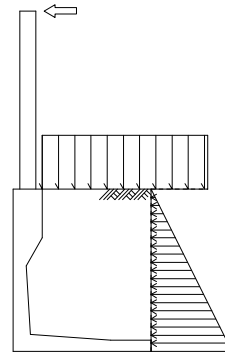
1) 常時[載荷重あり]



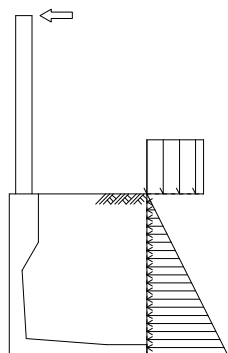
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

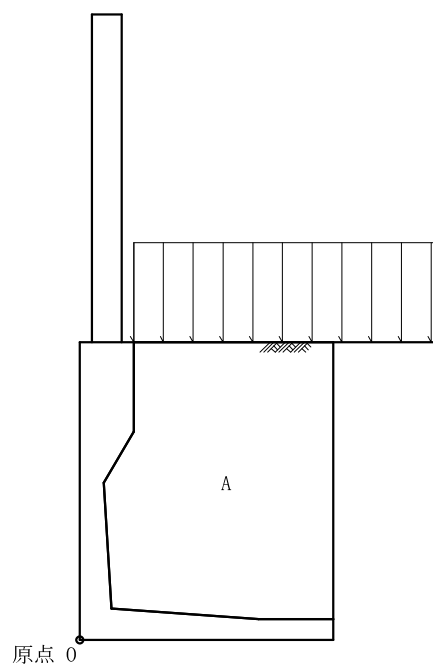


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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	高さ	面積	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)	A (m ²)	x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	0.850	1.000	0.850	0.425	0.500	0.3613	0.4250
a	-1/2 × 0.025	0.422	-0.005	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	-0.009	0.147	0.585	-0.0013	-0.0053
d	-	0.420	0.895	0.390	0.553	-0.1466	-0.2079
e	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.435	0.093	-0.0039	-0.0008
f	-	0.250	0.930	0.725	0.535	-0.1689	-0.1247
合 計			0.186			0.0355	0.0743

体積

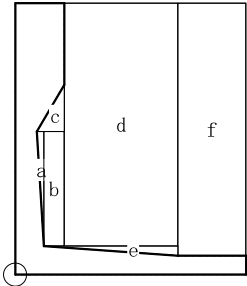
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.186 \times 1.000 = 0.186 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.186 \times 24.5 = 4.56 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0355}{0.186} = 0.191 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0743}{0.186} = 0.399 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記号	幅	高さ	面積	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)	A (m ²)	x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	0.770	0.930	0.716	0.465	0.535	0.3329	0.3831
a	-1/2 × 0.025	0.422	-0.005	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	-0.009	0.113	0.642	-0.0010	-0.0058
d	-	0.100	0.300	0.130	0.850	-0.0039	-0.0255
e	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.270	0.082	-0.0024	-0.0007
合 計			0.662			0.3251	0.3498

体積

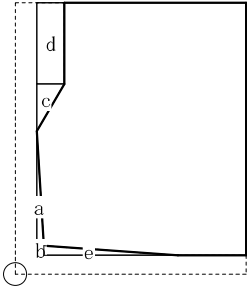
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.662 \times 1.000 = 0.662 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.662 \times 19.0 = 12.58 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3251}{0.662} = 0.491 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3498}{0.662} = 0.528 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.670 \times 1.000 = 6.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.850 - \frac{0.670}{2} = 0.515 \text{ (m)}$$

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

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

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

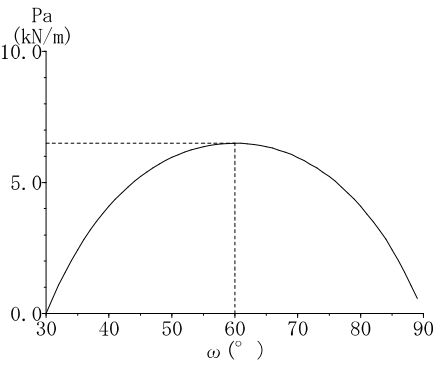
ここに、

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

$h = 1.000 \text{ (m)}$

(1) 常 時

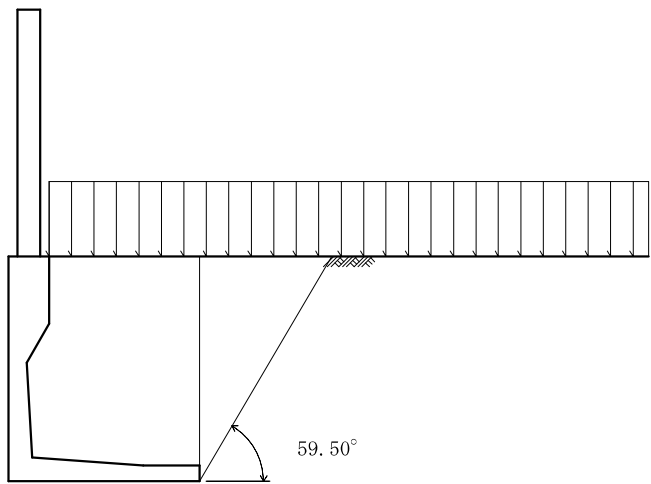
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 11.50 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 5.89]
 $\omega = 59.50 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{11.50 \times \sin(59.50 - 30.00)}{\cos(59.50 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 6.51 \text{ (kN/m)}$



ω	Pa	W
64.00	6.415	9.51
63.00	6.455	9.94
62.00	6.480	10.37
61.00	6.495	10.81
60.00	6.501	11.26
* 59.50	6.506	11.50
59.00	6.491	11.71
58.00	6.476	12.18
57.00	6.456	12.67
56.00	6.414	13.15
55.00	6.365	13.65

鉛直荷重

$V = 6.51 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 6.51 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 6.51 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 0.850 \text{ (m)}$
 $y = \frac{1.000}{3} = 0.333 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 1.000 + 1.100 = 2.100 \text{ (m)}$$

§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 $B = 0.850$ (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 $B = 0.850$ (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 $B = 0.850$ (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)

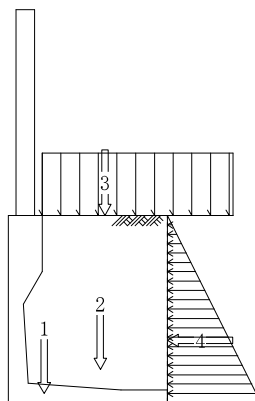
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 常 時 [载荷重あり]

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	4.56		0.191	0.399	0.87	
2	裏込め土	12.58		0.491	0.528	6.18	
3	载荷重	6.70		0.515	1.000	3.45	
4	土圧		6.51	0.850	0.333		2.17
合 計 Σ		23.84	6.51			10.50	2.17

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{23.84 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{6.51}$$

$$= 2.11 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{10.50}{2.17} = 4.84 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{10.50 - 2.17}{23.84} = 0.349 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.349 = 0.076 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.076 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.142 \text{ (m)}$$

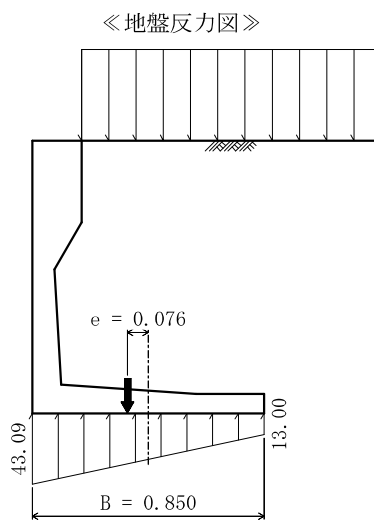
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{23.84}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.076}{0.850} \right) \\ &= \begin{cases} 43.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

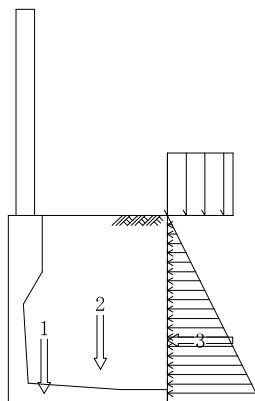
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.2 常 時 [載荷重なし]

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	4.56		0.191	0.399	0.87	
2	裏込め土	12.58		0.491	0.528	6.18	
3	土圧		6.51	0.850	0.333		2.17
合 計 Σ		17.14	6.51			7.05	2.17

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{17.14 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{6.51}$$

$$= 1.52 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{7.05}{2.17} = 3.25 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{7.05 - 2.17}{17.14} = 0.285 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.285 = 0.140 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.140 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.142 \text{ (m)}$$

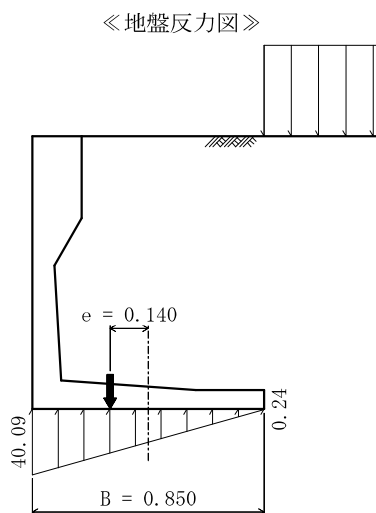
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{17.14}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.140}{0.850} \right) \\
 &= \begin{cases} 40.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

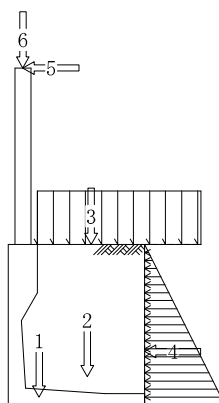
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	4.56		0.191	0.399	0.87	
2	裏込め土	12.58		0.491	0.528	6.18	
3	載荷重	6.70		0.515	1.000	3.45	
4	土圧		6.51	0.850	0.333		2.17
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.100		0.84
6		0.59		0.090	2.100	0.05	
合 計 Σ		24.43	6.91			10.55	3.01

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{24.43 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{6.91}$$

$$= 2.04 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{10.55}{3.01} = 3.50 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{10.55 - 3.01}{24.43} = 0.309 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.309 = 0.116 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.116 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

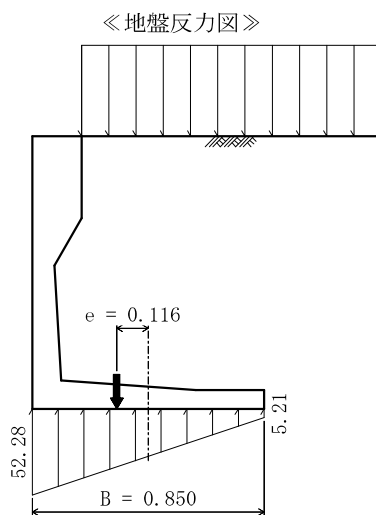
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{24.43}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.116}{0.850} \right) \\
 &= \begin{cases} 52.28 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 5.21 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

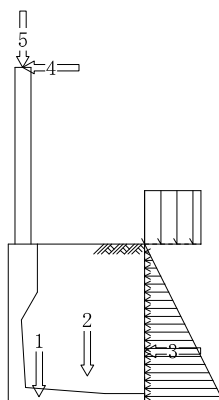
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	4.56		0.191	0.399	0.87	
2	裏込め土	12.58		0.491	0.528	6.18	
3	土圧		6.51	0.850	0.333		2.17
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.100		0.84
5		0.59		0.090	2.100	0.05	
合 計 Σ		17.73	6.91			7.10	3.01

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{17.73 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{6.91}$$

$$= 1.48 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{7.10}{3.01} = 2.36 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{7.10 - 3.01}{17.73} = 0.231 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.231 = 0.194 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.194 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

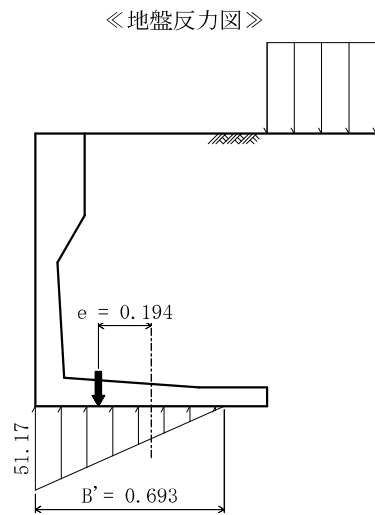
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 17.73}{3 \times 0.231 \times 1.000}$$

$$= 51.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

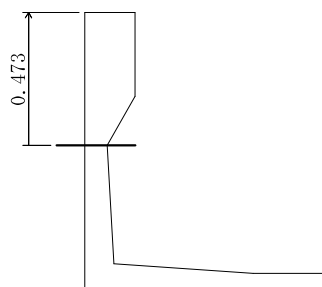


§6 たて壁の部材断面設計

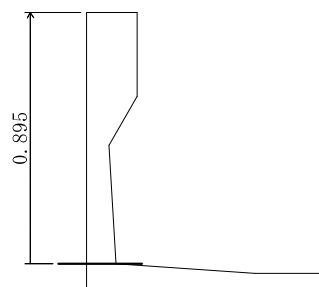
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

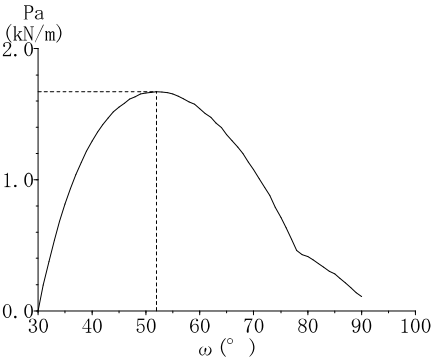
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

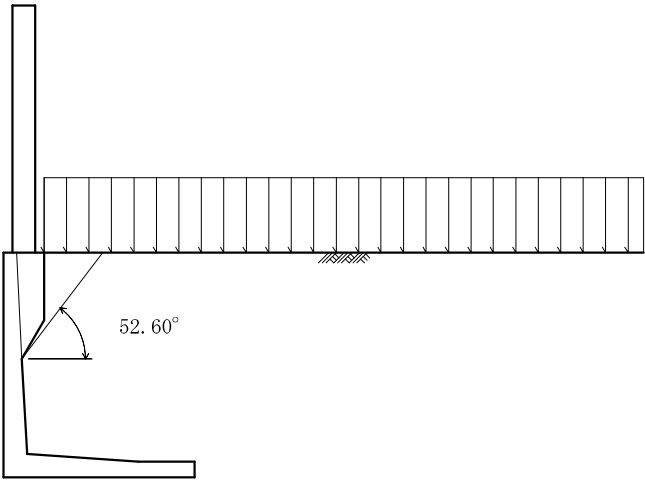
$\alpha = 2.72 (^{\circ})$
 $W = 4.35 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 2.62]
 $\omega = 52.60 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{4.35 \times \sin(52.60 - 30.00)}{\cos(52.60 - 30.00 - 20.00 - 2.72)}$$

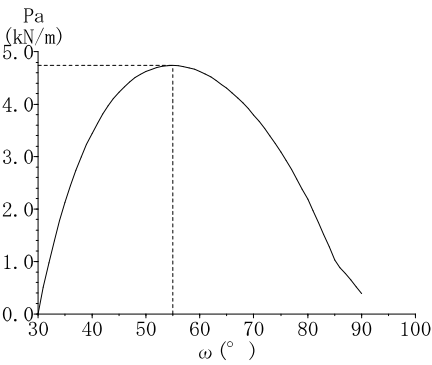
$$= 1.67 \text{ (kN/m)}$$



ω	P_a	W
57.00	1.616	3.55
56.00	1.638	3.73
55.00	1.654	3.91
54.00	1.664	4.09
53.00	1.668	4.27
* 52.60	1.672	4.35
52.00	1.671	4.46
51.00	1.667	4.65
50.00	1.661	4.85
49.00	1.654	5.07
48.00	1.634	5.27

2) つけ根

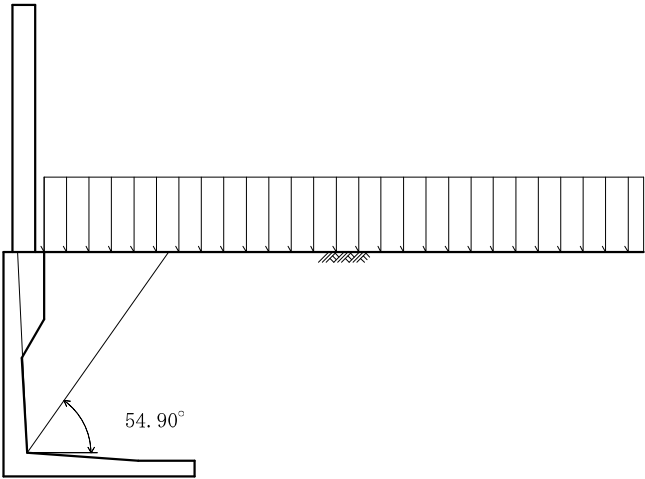
$\alpha = 2.72 (^{\circ})$
 $W = 11.26 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 5.54]
 $\omega = 54.90 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{11.26 \times \sin(54.90 - 30.00)}{\cos(54.90 - 30.00 - 20.00 - 2.72)}$$

$$= 4.74 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
59.00	4.668	9.57
58.00	4.691	9.95
57.00	4.716	10.36
56.00	4.733	10.78
55.00	4.737	11.20
* 54.90	4.744	11.26
54.00	4.736	11.64
53.00	4.724	12.09
52.00	4.702	12.55
51.00	4.664	13.01
50.00	4.622	13.50

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

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	1.67	20.00	2.72	1.54	0.158
つけ根	4.74	20.00	2.72	4.37	0.298

(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	1.573
つけ根	0.00	0.40	0.090	1.995

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		1.54	0.033	0.158		0.24
	合 計 Σ		1.54				0.24
1	土圧		4.37	0.038	0.298		1.30
	合 計 Σ		4.37				1.30

(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	1.573		0.63
2	土圧		1.54	0.033	0.158		0.24
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.573	0.03	
	合 計 Σ	0.59	1.94			0.03	0.87
1	フェンス荷重		0.40	0.037	1.995		0.80
2	土圧		4.37	0.038	0.298		1.30
3	フェンス荷重	0.59		0.037	1.995	0.02	
	合 計 Σ	0.59	4.77			0.02	2.10

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

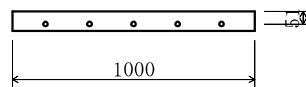
$$M = 2.10 - 0.02 = 2.08 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 51 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 51}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 19.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

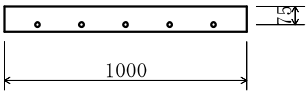
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	1.54×10^3	1.94×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.56	1.95
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	13.7	48.1
	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 $d = 75 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D10 - 5.5$
 $= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\}$$
$$= 24.4 \text{ (mm)}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

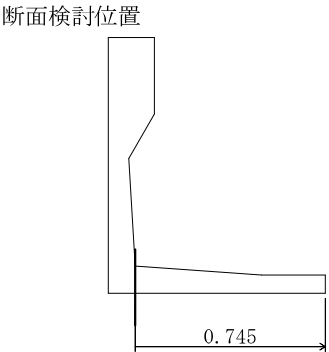
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.30×10^6	2.08×10^6
	せん断力 S (N)	4.37×10^3	4.77×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.59	2.55
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	49.6	79.4
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.06
	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)
	0.745	0.105	0.078	0.373	0.0291
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.250 × 0.035	-0.009	0.620	-0.0056
合計			0.060		0.0205

作用位置

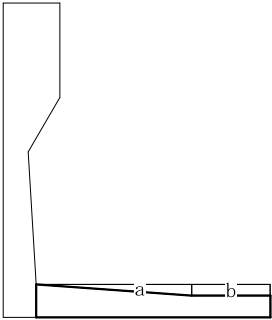
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0205}{0.060} = 0.342 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.060 \times 24.5 \times 1.000 = 1.47 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.47 \times 0.342 = 0.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)	
	0.745	0.930	= 0.693	0.373	0.2585	
a	-1/2	0.075	0.130	= -0.005	0.025	-0.0001
b	-	0.075	0.300	= -0.023	0.038	-0.0009
c	-1/2	0.495	0.035	= -0.009	0.165	-0.0015
合計			0.656		0.2560	

作用位置

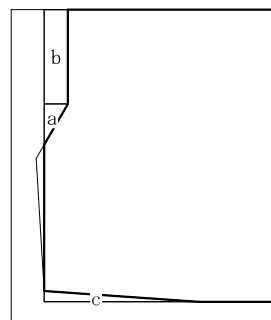
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2560}{0.656} = 0.390 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.656 \times 19.0 \times 1.000 = 12.46 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.46 \times 0.390 = 4.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.670 \times 1.000 = 6.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.410 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.70 \times 0.410 = 2.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 43.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.00 + (43.09 - 13.00) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 39.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(39.37 + 13.00) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 19.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 13.00 + 39.37}{13.00 + 39.37} \\ &= 0.310 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.51 \times 0.310 = 6.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 40.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.24 + (40.09 - 0.24) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 35.17 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(35.17 + 0.24) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 13.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 0.24 + 35.17}{0.24 + 35.17} \\ &= 0.250 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 13.19 \times 0.250 = 3.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 52.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 5.21 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 5.21 + (52.28 - 5.21) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 46.47 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(46.47 + 5.21) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 19.25 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 5.21 + 46.47}{5.21 + 46.47} \\ &= 0.273 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.25 \times 0.273 = 5.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 51.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 51.17 \times \frac{0.588}{0.693} \\ &= 43.42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(43.42 + 0.00) \times 0.588 \times 1.000}{2} \\ &= 12.77 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.588}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 43.42}{0.00 + 43.42} \\ &= 0.196 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.77 \times 0.196 = 2.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	12.46	4.86
3	地盤反力	-19.51	-6.05
4	自動車荷重	6.70	2.75
	合 計 Σ	1.12	2.06

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	12.46	4.86
3	地盤反力	-13.19	-3.30
	合 計 Σ	0.74	2.06

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 $M_o = 1.30$ (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

$$S = 1.12 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.30 \text{ (kN・m)}$$

(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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	12.46	4.86
3	地盤反力	-19.25	-5.26
4	自動車荷重	6.70	2.75
	合 計 Σ	1.38	2.85

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	12.46	4.86
3	地盤反力	-12.77	-2.50
	合 計 Σ	1.16	2.86

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 $M_o = 2.10$ (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

$$S = 1.38 \text{ (kN)}$$

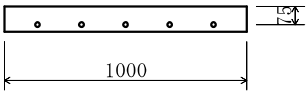
曲げモーメント

$$M = 2.10 \text{ (kN・m)}$$

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 $d = 75 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D10 - 5.5$
 $= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\}$$
$$= 24.4 \text{ (mm)}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

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

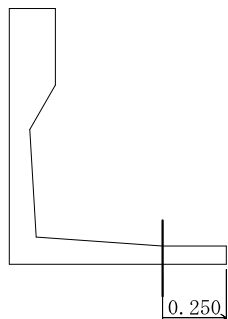
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.30×10^6	2.10×10^6
	せん断力 S (N)	1.12×10^3	1.38×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.59	2.57
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	49.6	80.1
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.02
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 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

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

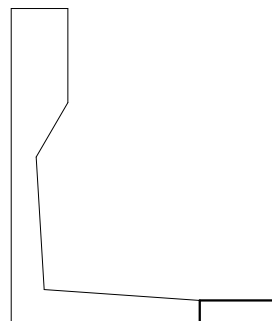
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.070 = 0.018 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

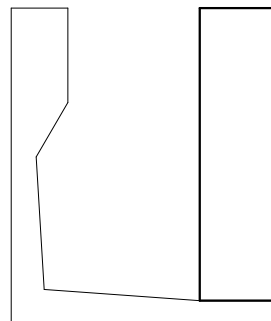
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.930 = 0.233 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.233 \times 19.0 \times 1.000 = 4.43 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.43 \times 0.125 = 0.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

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

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

$$q_1 = 43.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.00 + (43.09 - 13.00) \times \frac{0.250}{0.850} \\ &= 21.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(21.85 + 13.00) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 13.00 + 21.85}{13.00 + 21.85} \\ &= 0.114 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.36 \times 0.114 = 0.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 40.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.24 + (40.09 - 0.24) \times \frac{0.250}{0.850} \\ &= 11.96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(11.96 + 0.24) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 1.53 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 0.24 + 11.96}{0.24 + 11.96} \\ &= 0.085 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.53 \times 0.085 = 0.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 52.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 5.21 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 5.21 + (52.28 - 5.21) \times \frac{0.250}{0.850} \\ &= 19.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(19.05 + 5.21) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 3.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 5.21 + 19.05}{5.21 + 19.05} \\ &= 0.101 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.03 \times 0.101 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 51.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 51.17 \times \frac{0.093}{0.693}$$

$$= 6.87 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(6.87 + 0.00) \times 0.093 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.32 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.093}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 6.87}{0.00 + 6.87}$$

$$= 0.031 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.32 \times 0.031 = 0.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	4.43	0.55
3	地盤反力	-4.36	-0.50
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	3.01	0.42

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	4.43	0.55
3	地盤反力	-1.53	-0.13
	合 計 Σ	3.34	0.48

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 3.34 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	4.43	0.55
3	地盤反力	-3.03	-0.31
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	4.34	0.61

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	4.43	0.55
3	地盤反力	-0.32	-0.01
	合 計 Σ	4.55	0.60

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

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

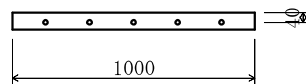
曲げモーメント

$$M = 0.61 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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)	0.48×10^6	0.61×10^6
	せん断力 S (N)	3.34×10^3	4.55×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.68	2.13
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	35.5	45.1
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.08	0.11
	τ_{ca}	0.45	0.54