

CLP-F (H) 2400 × (B) 1700 × (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	16
§ 6 たて壁の部材断面設計	25
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	31
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	38

§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	$H = 2.400 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 99.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

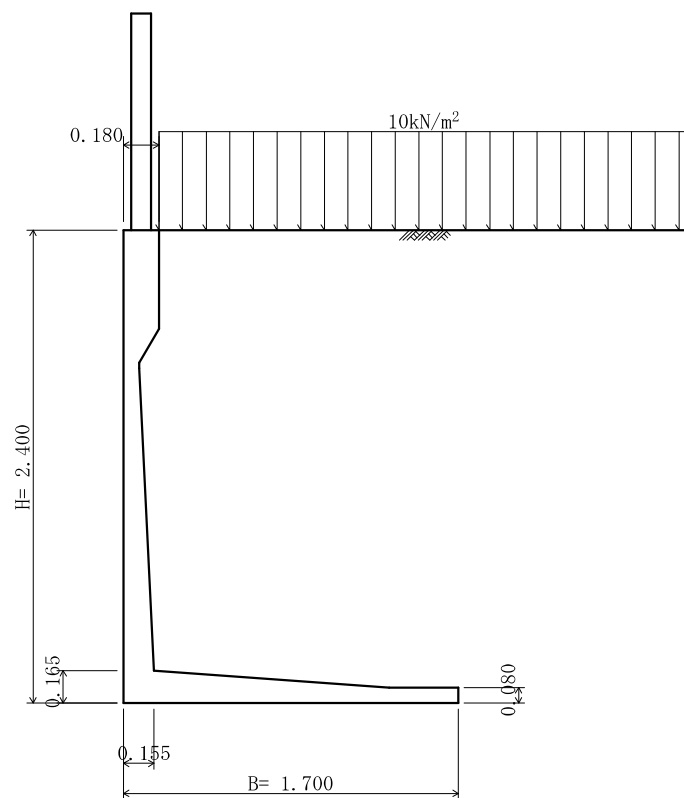
1.5 参考文献

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)2400×(B)1700×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

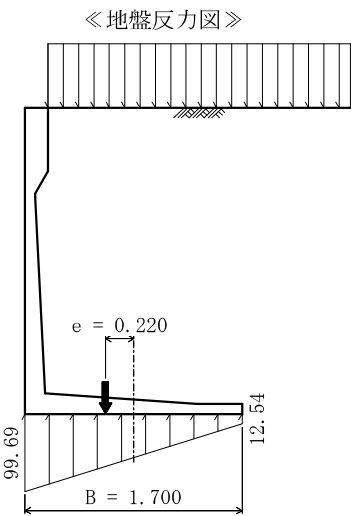
3.1 安定計算結果

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

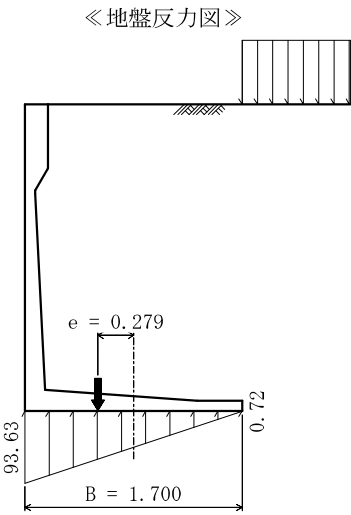
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
95.40	26.24	0.220	3.86	2.10	99.69	12.54	O. K.
許 容 値		0.283	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

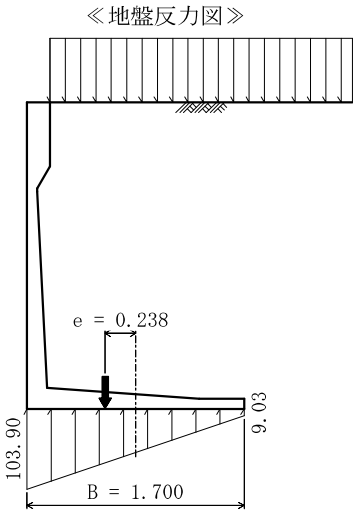
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
80.20	26.24	0.279	3.18	1.76	93.63	0.72	0. K.
許 容 値		0.283	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔载荷重あり〕

(1) 安定計算

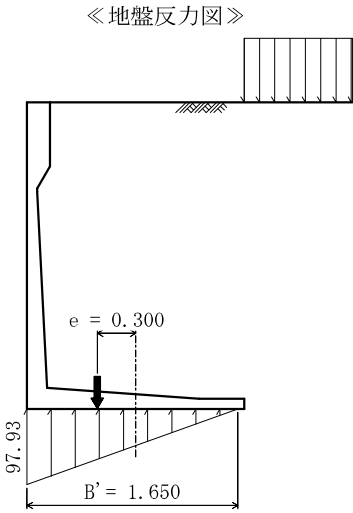
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
95.99	26.64	0.238	3.62	2.08	103.90	9.03	0. K.
許 容 値		0.567	1.20	1.20			



3.1.4 フェンス荷重時〔載荷重なし〕

(1) 安定計算

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)	判定
80.79	26.64	0.300	2.98	1.75	97.93	0. K.
許 容 値		0.567	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)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.67×10^6	1.36×10^6
		せん断力 S (N)	2.87×10^3	3.27×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.15	2.34
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	12.8	26.1
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.07
		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)	125	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	52.9	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	14.83×10^6	16.15×10^6
		せん断力 S (N)	19.90×10^3	20.30×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.22	5.69
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	107.0	116.5
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.16	0.16
		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)	135	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	55.5	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	14.83×10^6	16.16×10^6
		せん断力 S (N)	5.76×10^3	5.76×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.59	5.00
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	98.6	107.4
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04
		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)	50	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.38×10^6	2.55×10^6
		せん断力 S (N)	12.52×10^3	13.45×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.10	4.39
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	45.6	48.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.25	0.27
		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

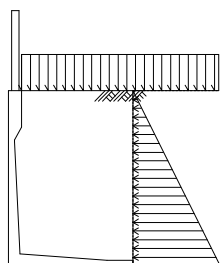
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

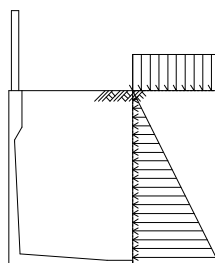
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

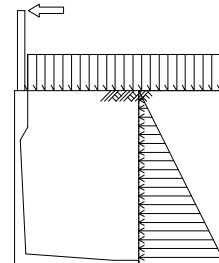
1) 常時[載荷重あり]



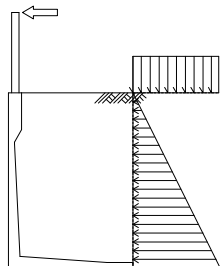
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

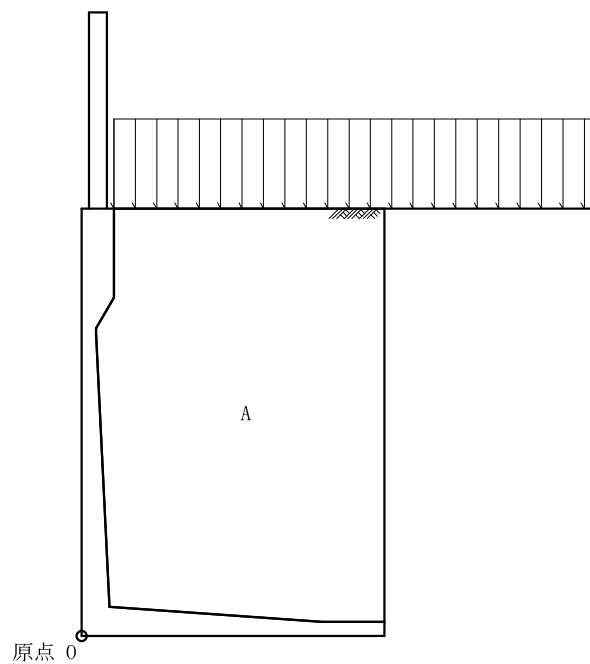


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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)
	1.700	2.400	4.080	0.850	1.200	3.4680	4.8960
a	0.075	0.027	-0.002	0.118	1.714	-0.0002	-0.0034
b	-1/2 × 0.075	1.535	-0.058	0.130	1.188	-0.0075	-0.0689
c	-1/2 × 0.100	0.173	-0.009	0.147	1.785	-0.0013	-0.0161
d	0.025	1.562	-0.039	0.168	0.946	-0.0066	-0.0369
e	1.170	2.235	-2.615	0.765	1.283	-2.0005	-3.3550
f	-1/2 × 1.195	0.085	-0.051	0.952	0.137	-0.0486	-0.0070
g	0.350	2.320	-0.812	1.525	1.240	-1.2383	-1.0069
合 計			0.494			0.1650	0.4018

体積

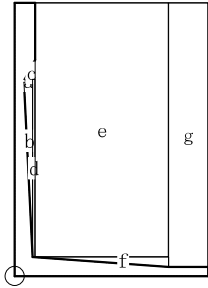
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.494 \times 1.000 = 0.494 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.494 \times 24.5 = 12.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1650}{0.494} = 0.334 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.4018}{0.494} = 0.813 \text{ (m)}$$



(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)
	1.620	2.320	= 3.758	0.890	1.240	3.3446	4.6599
a	-1/2	0.075	× 1.535 = -0.058	0.105	0.677	-0.0061	-0.0393
b	-1/2	0.100	× 0.173 = -0.009	0.113	1.842	-0.0010	-0.0166
c	-	0.075	× 0.085 = -0.006	0.118	0.123	-0.0007	-0.0007
d	-	0.100	× 0.500 = -0.050	0.130	2.150	-0.0065	-0.1075
e	-1/2	1.195	× 0.085 = -0.051	0.553	0.108	-0.0282	-0.0055
合 計			3.584			3.3021	4.4903

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.584 \times 1.000 = 3.584 \text{ (m}^3\text{)}$$

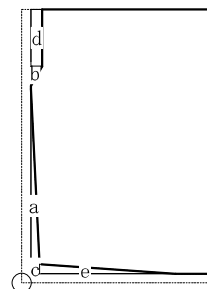
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 3.584 \times 19.0 = 68.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.3021}{3.584} = 0.921 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{4.4903}{3.584} = 1.253 \text{ (m)}$$



4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載るものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 常 時

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.520 \times 1.000 = 15.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.700 - \frac{1.520}{2} = 0.940 \text{ (m)}$$

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

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

ここに、

- P_a : 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、

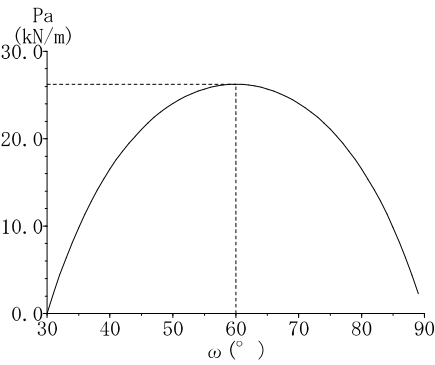
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 2.400 \text{ (m)}$

(1) 常 時

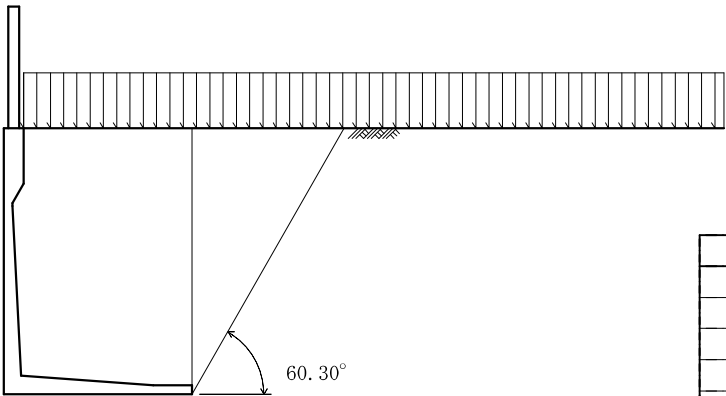
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 44.91 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 13.69]
 $\omega = 60.30 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{44.91 \times \sin(60.30 - 30.00)}{\cos(60.30 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 26.24 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
65.00	25.705	36.71
64.00	25.901	38.40
63.00	26.041	40.10
62.00	26.151	41.85
61.00	26.216	43.63
* 60.30	26.243	44.91
60.00	26.241	45.45
59.00	26.213	47.29
58.00	26.160	49.20
57.00	26.047	51.12
56.00	25.903	53.11

鉛直荷重

$V = 26.24 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 26.24 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 26.24 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.700 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.400}{3} = 0.800 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.400 + 1.100 = 3.500 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.700$ (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 $B = 1.700$ (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/m^2)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.700$ (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)

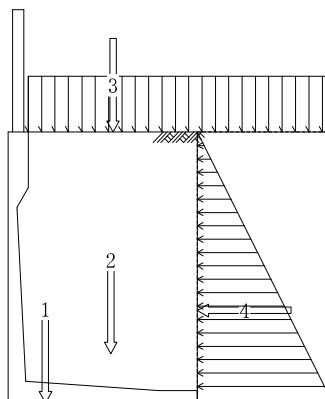
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	12.10		0.334	0.813	4.04	
2	裏込め土	68.10		0.921	1.253	62.72	
3	載荷重	15.20		0.940	2.400	14.29	
4	土圧		26.24	1.700	0.800		20.99
合 計 Σ		95.40	26.24			81.05	20.99

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{95.40 \times 0.577 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{26.24}$$

$$= 2.10 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{81.05}{20.99} = 3.86 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{81.05 - 20.99}{95.40} = 0.630 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.630 = 0.220 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.220 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

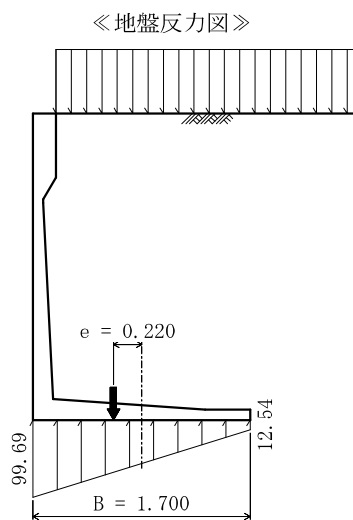
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{95.40}{1.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.220}{1.700} \right) \\ &= \begin{cases} 99.69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.54 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

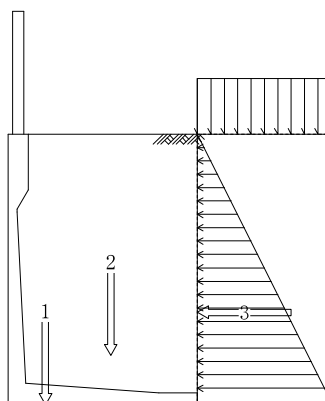
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	12.10		0.334	0.813	4.04	
2	裏込め土	68.10		0.921	1.253	62.72	
3	土圧		26.24	1.700	0.800		20.99
合 計 Σ		80.20	26.24			66.76	20.99

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{80.20 \times 0.577 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{26.24}$$

$$= 1.76 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{66.76}{20.99} = 3.18 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{66.76 - 20.99}{80.20} = 0.571 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.571 = 0.279 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.279 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

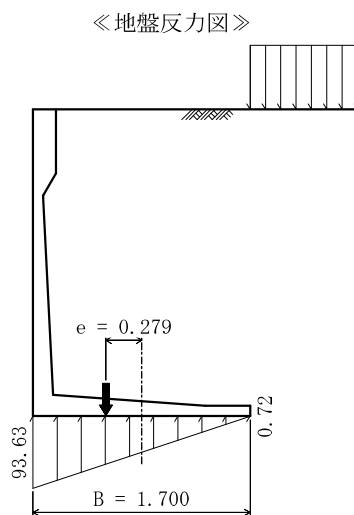
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{80.20}{1.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.279}{1.700} \right) \\
 &= \begin{cases} 93.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

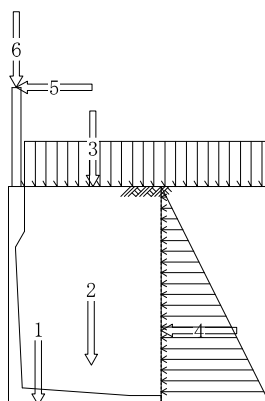
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	12.10		0.334	0.813	4.04	
2	裏込め土	68.10		0.921	1.253	62.72	
3	載荷重	15.20		0.940	2.400	14.29	
4	土圧		26.24	1.700	0.800		20.99
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.500		1.40
6		0.59		0.090	3.500	0.05	
合 計 Σ		95.99	26.64			81.10	22.39

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{95.99 \times 0.577 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{26.64}$$

$$= 2.08 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{81.10}{22.39} = 3.62 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{81.10 - 22.39}{95.99} = 0.612 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.612 = 0.238 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.238 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.567 \text{ (m)}$$

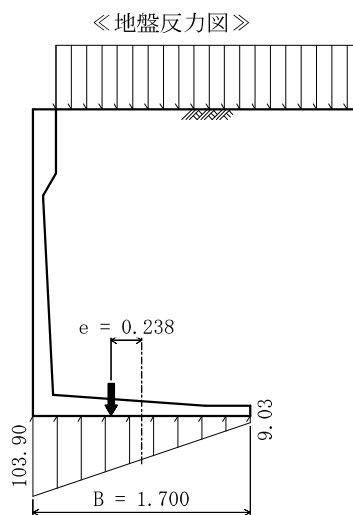
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{95.99}{1.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.238}{1.700} \right) \\
 &= \begin{cases} 103.90 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 9.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

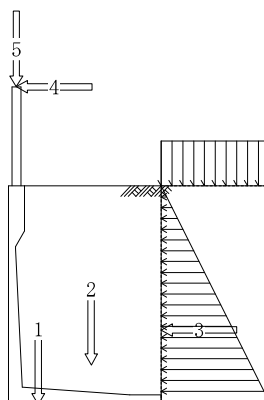
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	12.10		0.334	0.813	4.04	
2	裏込め土	68.10		0.921	1.253	62.72	
3	土圧		26.24	1.700	0.800		20.99
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.500		1.40
5		0.59		0.090	3.500	0.05	
合 計 Σ		80.79	26.64			66.81	22.39

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{80.79 \times 0.577 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{26.64}$$

$$= 1.75 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{66.81}{22.39} = 2.98 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{66.81 - 22.39}{80.79} = 0.550 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.550 = 0.300 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.300 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.567 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

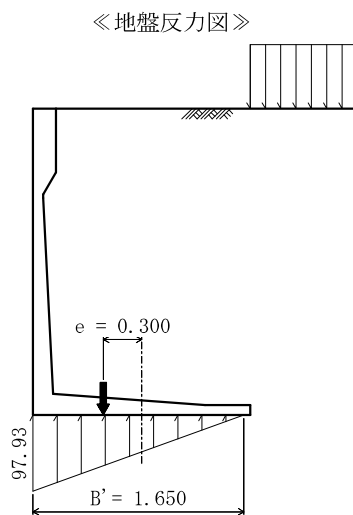
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 80.79}{3 \times 0.550 \times 1.000}$$

$$= 97.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

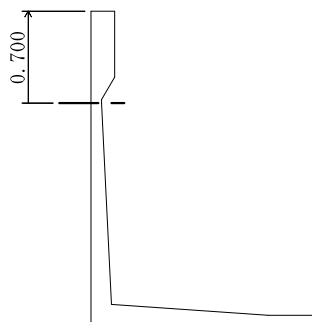


§6 たて壁の部材断面設計

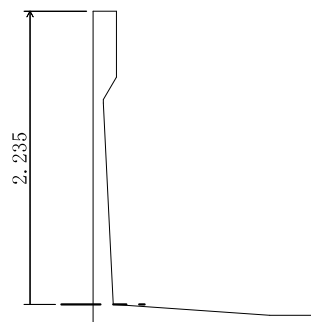
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

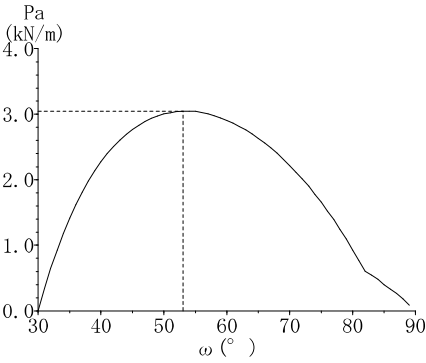
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

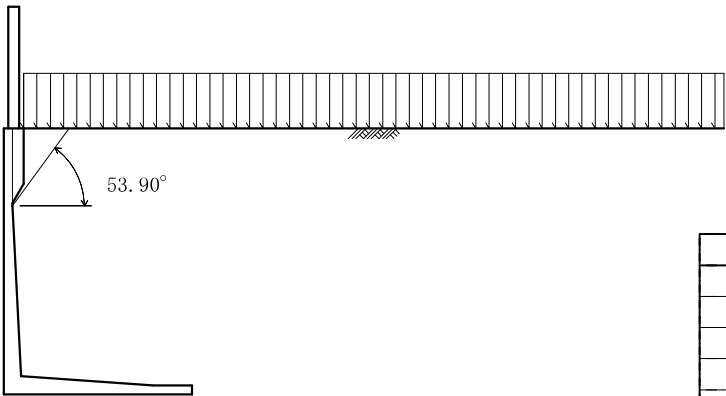
1) 中間部

α = 0.00 (°)
 W = 7.51 (kN/m) [載荷重 : 4.10]
 ω = 53.90 (°)
 δ = 20.00 (°)
 ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

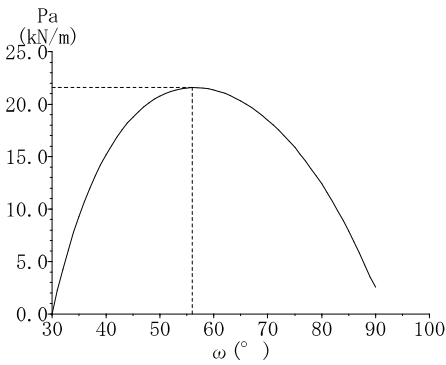
$$Pa = \frac{7.51 \times \sin(53.90 - 30.00)}{\cos(53.90 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$
$$= 3.05 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
58.00	2.977	6.28
57.00	3.005	6.57
56.00	3.024	6.86
55.00	3.042	7.17
54.00	3.046	7.47
* 53.90	3.050	7.51
53.00	3.048	7.79
52.00	3.036	8.10
51.00	3.022	8.43
50.00	3.006	8.79
49.00	2.973	9.13

2) つけ根

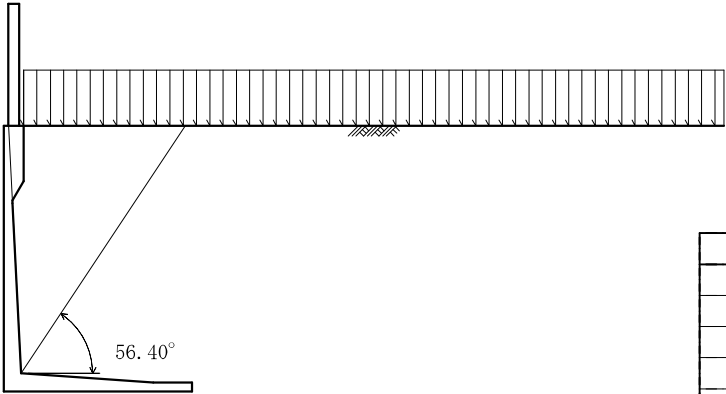
$\alpha = 2.80 (^{\circ})$
 $W = 48.46 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 14.60]
 $\omega = 56.40 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{48.46 \times \sin(56.40 - 30.00)}{\cos(56.40 - 30.00 - 20.00 - 2.80)}$$

$$= 21.59 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
61.00	21.215	40.77
60.00	21.353	42.37
59.00	21.467	44.02
58.00	21.539	45.69
57.00	21.577	47.40
* 56.40	21.590	48.46
56.00	21.584	49.16
55.00	21.548	50.95
54.00	21.476	52.79
53.00	21.361	54.67
52.00	21.212	56.62

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

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	3.05	20.00	0.00	2.87	0.233
つけ根	21.59	20.00	2.80	19.90	0.745

(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	1.800
つけ根	0.00	0.40	0.090	3.335

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		2.87	0.040	0.233		0.67
	合 計 Σ		2.87				0.67
1	土圧		19.90	0.041	0.745		14.83
	合 計 Σ		19.90				14.83

(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	1.800		0.72
2	土圧		2.87	0.040	0.233		0.67
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.800	0.03	
	合 計 Σ	0.59	3.27			0.03	1.39
1	フェンス荷重		0.40	0.012	3.335		1.33
2	土圧		19.90	0.041	0.745		14.83
3	フェンス荷重	0.59		0.012	3.335	0.01	
	合 計 Σ	0.59	20.30			0.01	16.16

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.39 - 0.03 = 1.36 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

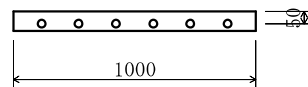
$$M = 16.16 - 0.01 = 16.15 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

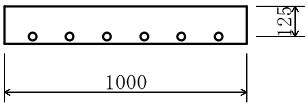
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.67×10^6	1.36×10^6
	せん断力 S (N)	2.87×10^3	3.27×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.15	2.34
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	12.8	26.1
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.07
	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 $d = 125 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 6.5$
 $= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 125}{15 \times 1291}} \right\}$$
$$= 52.9 \text{ (mm)}$$

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、

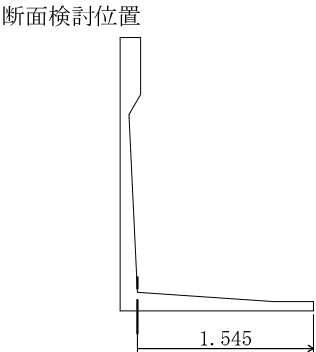
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	14.83×10^6	16.15×10^6
	せん断力 S (N)	19.90×10^3	20.30×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.22	5.69
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	107.0	116.5
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.16	0.16
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持版として設計する。

7.1 断面検討位置



7.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.545	0.165	0.255	0.773	0.1971
a	-1/2 × 1.195	0.085	-0.051	0.797	-0.0406
b	-0.350	0.085	-0.030	1.370	-0.0411
合計			0.174		0.1154

作用位置

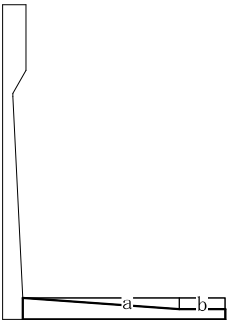
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1154}{0.174} = 0.663 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.174 \times 24.5 \times 1.000 = 4.26 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.26 \times 0.663 = 2.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)	
	1.545	2.320	= 3.584	0.773	2.7704	
a	-1/2	0.025	0.043	= -0.001	0.008	0.0000
b	-	0.025	0.500	= -0.013	0.013	-0.0002
c	-1/2	1.195	0.085	= -0.051	0.398	-0.0203
合計			3.519		2.7499	

作用位置

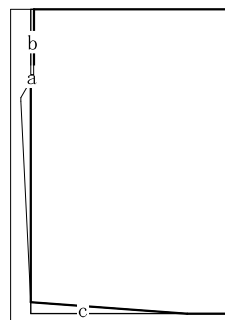
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.7499}{3.519} = 0.781 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.519 \times 19.0 \times 1.000 = 66.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 66.86 \times 0.781 = 52.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

1) 常時

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.520 \times 1.000 = 15.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.785 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.20 \times 0.785 = 11.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 99.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.54 + (99.69 - 12.54) \times \frac{1.545}{1.700} \\ &= 91.74 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(91.74 + 12.54) \times 1.545 \times 1.000}{2} \\ &= 80.56 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.545}{3} \times \frac{2 \times 12.54 + 91.74}{12.54 + 91.74} \\ &= 0.577 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 80.56 \times 0.577 = 46.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 93.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.72 + (93.63 - 0.72) \times \frac{1.545}{1.700} \\ &= 85.16 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(85.16 + 0.72) \times 1.545 \times 1.000}{2} \\ &= 66.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.545}{3} \times \frac{2 \times 0.72 + 85.16}{0.72 + 85.16} \\ &= 0.519 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 66.34 \times 0.519 = 34.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 103.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.03 + (103.90 - 9.03) \times \frac{1.545}{1.700} \\ &= 95.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(95.25 + 9.03) \times 1.545 \times 1.000}{2} \\ &= 80.56 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.545}{3} \times \frac{2 \times 9.03 + 95.25}{9.03 + 95.25} \\ &= 0.560 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 80.56 \times 0.560 = 45.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 97.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 97.93 \times \frac{1.495}{1.650} \\ &= 88.73 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(88.73 + 0.00) \times 1.495 \times 1.000}{2} \\ &= 66.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.495}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 88.73}{0.00 + 88.73} \\ &= 0.498 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 66.33 \times 0.498 = 33.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	4.26	2.82
2	かかと版上の載荷土	66.86	52.22
3	地盤反力	-80.56	-46.48
4	自動車荷重	15.20	11.93
	合 計 Σ	5.76	20.49

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	4.26	2.82
2	かかと版上の載荷土	66.86	52.22
3	地盤反力	-66.34	-34.43
	合 計 Σ	4.78	20.61

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 $M_o = 14.83$ (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

$$S = 5.76 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 14.83 \text{ (kN・m)}$$

(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	4.26	2.82
2	かかと版上の載荷土	66.86	52.22
3	地盤反力	-80.56	-45.11
4	自動車荷重	15.20	11.93
	合 計 Σ	5.76	21.86

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	4.26	2.82
2	かかと版上の載荷土	66.86	52.22
3	地盤反力	-66.33	-33.03
	合 計 Σ	4.79	22.01

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 $M_o = 16.16$ (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

$$S = 5.76 \text{ (kN)}$$

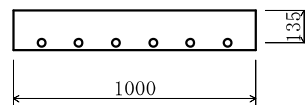
曲げモーメント

$$M = 16.16 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 135 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 135}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 55.5 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

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

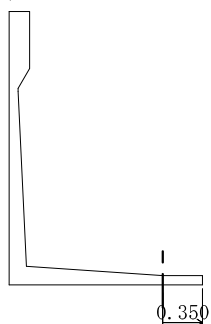
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	14.83×10^6	16.16×10^6
	せん断力 S (N)	5.76×10^3	5.76×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.59	5.00
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	98.6	107.4
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 断面検討位置

断面検討位置



8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

面積

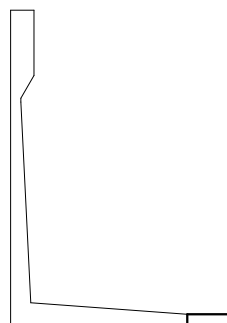
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.080 = 0.028 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

$$M = S \cdot x = 0.69 \times 0.175 = 0.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

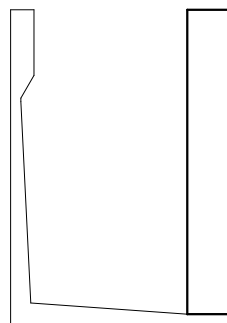
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 2.320 = 0.812 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.812 \times 19.0 \times 1.000 = 15.43 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.43 \times 0.175 = 2.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

1) 常 時

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.350 \times 1.000 = 3.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.175 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.50 \times 0.175 = 0.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 99.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.54 + (99.69 - 12.54) \times \frac{0.350}{1.700} \\ &= 30.48 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(30.48 + 12.54) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.53 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.54 + 30.48}{12.54 + 30.48} \\ &= 0.151 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.53 \times 0.151 = 1.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 93.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.72 + (93.63 - 0.72) \times \frac{0.350}{1.700} \\ &= 19.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(19.85 + 0.72) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 3.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.72 + 19.85}{0.72 + 19.85} \\ &= 0.121 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.60 \times 0.121 = 0.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 103.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.03 + (103.90 - 9.03) \times \frac{0.350}{1.700} \\ &= 28.56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.56 + 9.03) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.58 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 9.03 + 28.56}{9.03 + 28.56} \\ &= 0.145 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.58 \times 0.145 = 0.95 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 97.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 97.93 \times \frac{0.300}{1.650}$$

$$= 17.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(17.81 + 0.00) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.67 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 17.81}{0.00 + 17.81}$$

$$= 0.100 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.67 \times 0.100 = 0.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.12
2	かかと版上の载荷土	15.43	2.70
3	地盤反力	-7.53	-1.14
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	12.09	2.29

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	0.12
2	かかと版上の载荷土	15.43	2.70
3	地盤反力	-3.60	-0.44
	合 計 Σ	12.52	2.38

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 12.52 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 2.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.12
2	かかと版上の載荷土	15.43	2.70
3	地盤反力	-6.58	-0.95
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	13.04	2.48

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	0.12
2	かかと版上の載荷土	15.43	2.70
3	地盤反力	-2.67	-0.27
	合 計 Σ	13.45	2.55

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 13.45 \text{ (kN)}$$

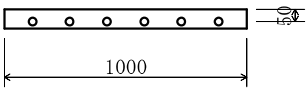
曲げモーメント

$$M = 2.55 \text{ (kN・m)}$$

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 $d = 50 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 6.5$
 $= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\}$$
$$= 28.7 \text{ (mm)}$$

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)	2.38×10^6	2.55×10^6
	せん断力 S (N)	12.52×10^3	13.45×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.10	4.39
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	45.6	48.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.25	0.27
	τ_{ca}	0.45	0.54