

CLP-F (H) 2100 × (B) 1550 × (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	$H = 2.100 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 86.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

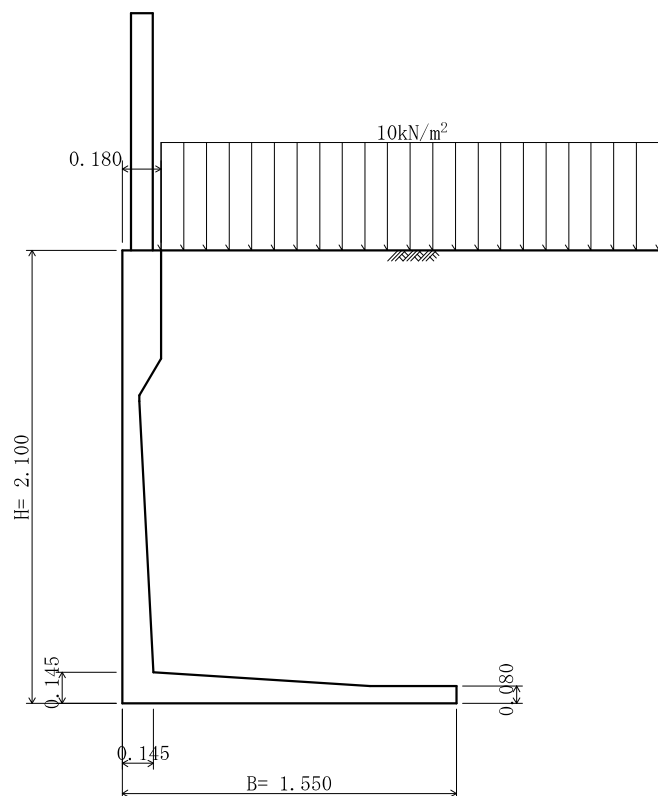
1.5 参考文献

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)2100×(B)1550×(L)2000 標準



§3 計算結果

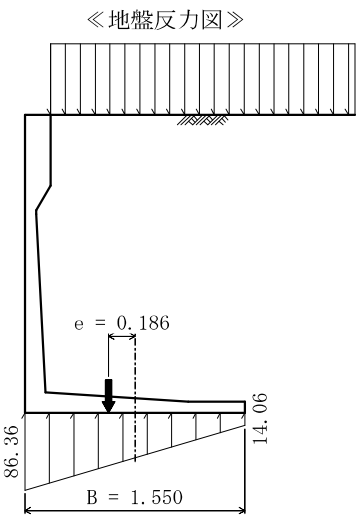
3.1 安定計算結果

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

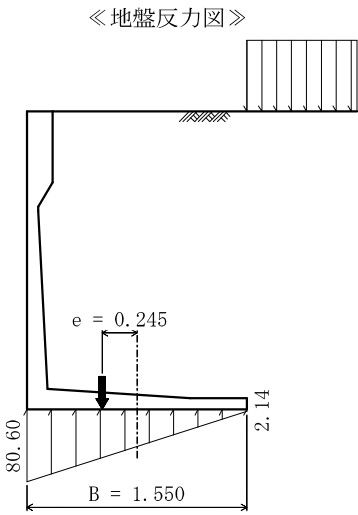
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
77.82	20.97	0.186	4.12	2.14	86.36	14.06	O. K.
許 容 値		0.258	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

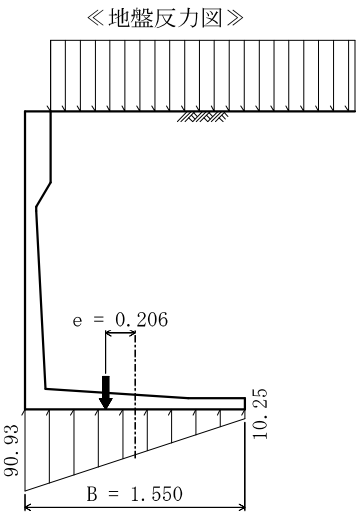
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
64.12	20.97	0.245	3.32	1.76	80.60	2.14	0. K.
許 容 値		0.258	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

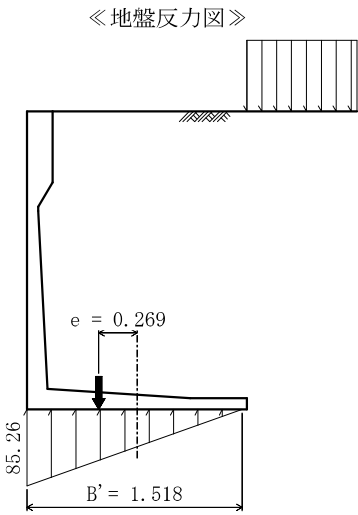
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
78.41	21.37	0.206	3.80	2.12	90.93	10.25	0. K.
許 容 値		0.517	1.20	1.20			



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
64.71	21.37	0.269	3.05	1.75	85.26	0. K.
許 容 値		0.517	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 - 5.5 1092	
		x (mm)	27.3	
	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	1.20	2.44
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	15.0	30.5
		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)	115	
		As (mm ²)	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	47.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	10.31×10^6	11.52×10^6
		せん断力 S (N)	15.82×10^3	16.22×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.41	4.93
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.1	106.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.14	0.14
		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)	115	
		As (mm ²)	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	47.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	10.31×10^6	11.53×10^6
		せん断力 S (N)	4.38×10^3	4.40×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.41	4.93
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.1	106.3
		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 - 5.5 1092	
		x (mm)	27.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.52×10^6	2.76×10^6
		せん断力 S (N)	11.22×10^3	12.33×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.51	4.94
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	56.4	61.8
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.22	0.25
		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

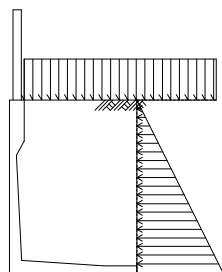
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

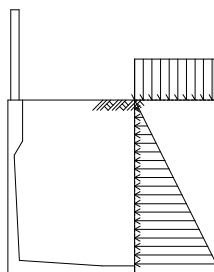
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

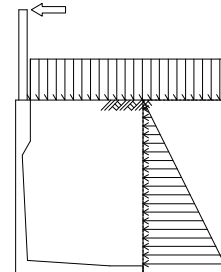
1) 常時[載荷重あり]



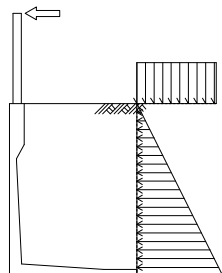
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

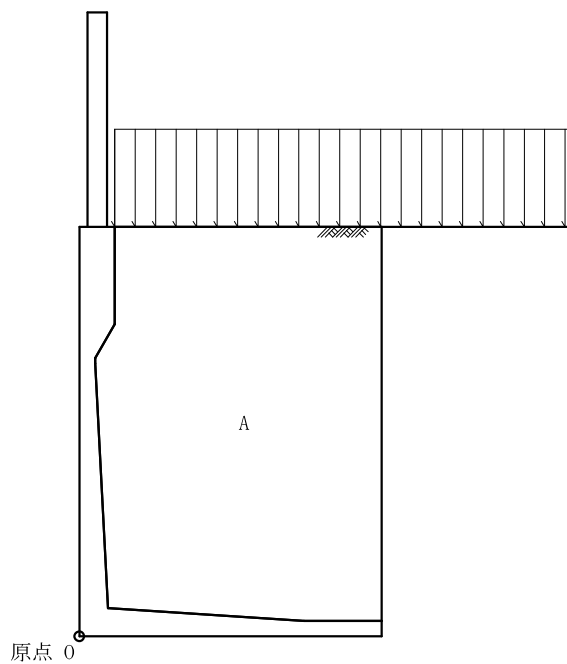


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)		x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.550	2.100	= 3.255	0.775	1.050	2.5226	3.4178
a	—	0.065	× 0.027 = -0.002	0.113	1.414	-0.0002	-0.0028
b	-1/2	× 0.065	× 1.255 = -0.041	0.123	0.982	-0.0050	-0.0403
c	-1/2	× 0.100	× 0.173 = -0.009	0.147	1.485	-0.0013	-0.0134
d	—	0.035	× 1.282 = -0.045	0.163	0.786	-0.0073	-0.0354
e	—	0.970	× 1.955 = -1.896	0.665	1.123	-1.2608	-2.1292
f	-1/2	× 1.005	× 0.065 = -0.033	0.815	0.123	-0.0269	-0.0041
g	—	0.400	× 2.020 = -0.808	1.350	1.090	-1.0908	-0.8807
合 計			0.421			0.1303	0.3119

体積

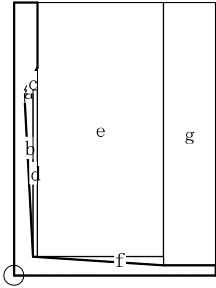
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.421 \times 1.000 = 0.421 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.421 \times 24.5 = 10.31 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1303}{0.421} = 0.310 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3119}{0.421} = 0.741 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.470	2.020	2.969	0.815	1.090	2.4197	3.2362
a	-1/2	0.065	1.255	-0.041	0.102	-0.0042	-0.0231
b	-	0.065	0.065	-0.004	0.113	-0.0005	-0.0005
c	-1/2	0.100	0.173	-0.009	0.113	-0.0010	-0.0139
d	-	0.100	0.500	-0.050	0.130	-0.0065	-0.0925
e	-1/2	1.005	0.065	-0.033	0.480	-0.0158	-0.0034
合 計			2.832			2.3917	3.1028

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 2.832 \times 1.000 = 2.832 \text{ (m}^3\text{)}$$

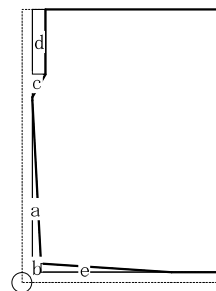
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 2.832 \times 19.0 = 53.81 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.3917}{2.832} = 0.845 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{3.1028}{2.832} = 1.096 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.370 \times 1.000 = 13.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.550 - \frac{1.370}{2} = 0.865 \text{ (m)}$$

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、

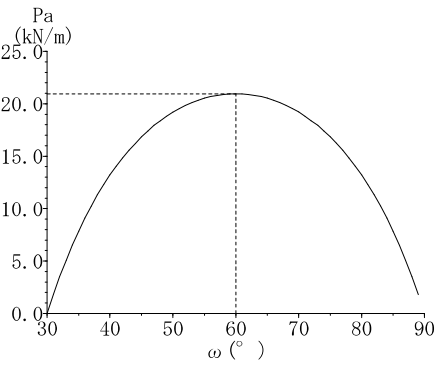
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 2.100 \text{ (m)}$

(1) 常 時

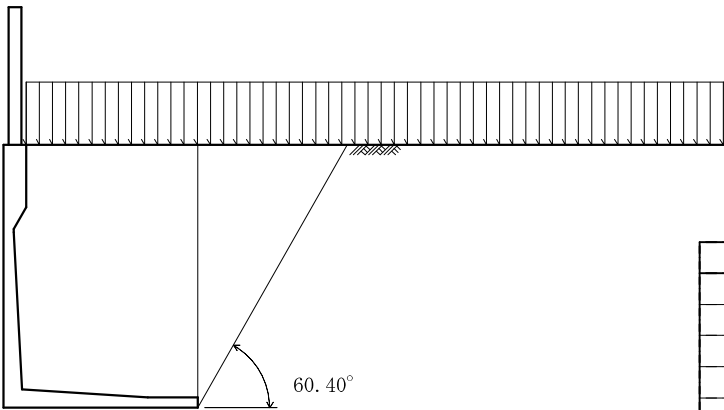
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 35.74 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 11.93]
 $\omega = 60.40 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{35.74 \times \sin(60.40 - 30.00)}{\cos(60.40 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 20.97 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
65.00	20.530	29.32
64.00	20.687	30.67
63.00	20.820	32.06
62.00	20.889	33.43
61.00	20.946	34.86
* 60.40	20.969	35.74
60.00	20.964	36.31
59.00	20.947	37.79
58.00	20.896	39.30
57.00	20.814	40.85
56.00	20.690	42.42

鉛直荷重

$V = 20.97 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 20.97 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 20.97 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.550 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.100}{3} = 0.700 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.100 + 1.100 = 3.200 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.550$ (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 $B = 1.550$ (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 $B = 1.550$ (m)

L : 擁壁の奥行き (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)

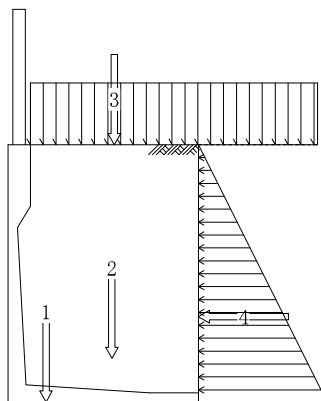
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	10.31		0.310	0.741	3.20	
2	裏込め土	53.81		0.845	1.096	45.47	
3	載荷重	13.70		0.865	2.100	11.85	
4	土圧		20.97	1.550	0.700		14.68
合 計 Σ		77.82	20.97			60.52	14.68

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{77.82 \times 0.577 + 0.0 \times 1.550 \times 1.000}{20.97}$$

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

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{60.52}{14.68} = 4.12 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{60.52 - 14.68}{77.82} = 0.589 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.550}{2} - 0.589 = 0.186 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.186 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.258 \text{ (m)}$$

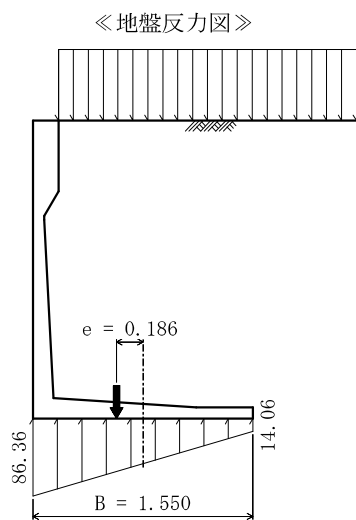
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{77.82}{1.550 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.186}{1.550} \right) \\ &= \begin{cases} 86.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 14.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

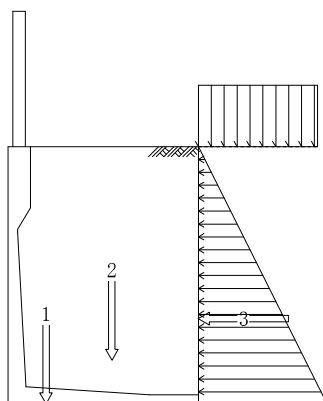
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	10.31		0.310	0.741	3.20	
2	裏込め土	53.81		0.845	1.096	45.47	
3	土圧		20.97	1.550	0.700		14.68
合 計 Σ		64.12	20.97			48.67	14.68

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{64.12 \times 0.577 + 0.0 \times 1.550 \times 1.000}{20.97}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{48.67}{14.68} = 3.32 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{48.67 - 14.68}{64.12} = 0.530 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.550}{2} - 0.530 = 0.245 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.245 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.258 \text{ (m)}$$

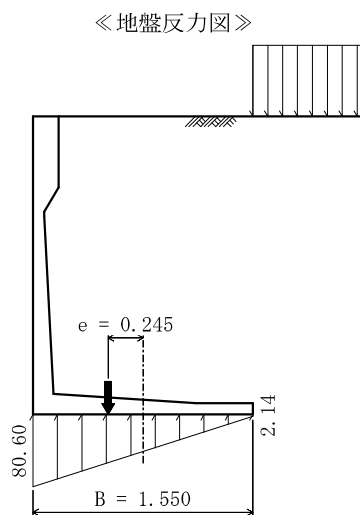
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{64.12}{1.550 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.245}{1.550} \right) \\
 &= \begin{cases} 80.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

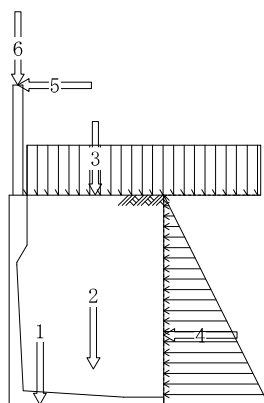
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	10.31		0.310	0.741	3.20	
2	裏込め土	53.81		0.845	1.096	45.47	
3	載荷重	13.70		0.865	2.100	11.85	
4	土圧		20.97	1.550	0.700		14.68
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.200		1.28
6		0.59		0.090	3.200	0.05	
合 計 Σ		78.41	21.37			60.57	15.96

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{78.41 \times 0.577 + 0.0 \times 1.550 \times 1.000}{21.37}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{60.57}{15.96} = 3.80 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{60.57 - 15.96}{78.41} = 0.569 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.550}{2} - 0.569 = 0.206 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.206 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.517 \text{ (m)}$$

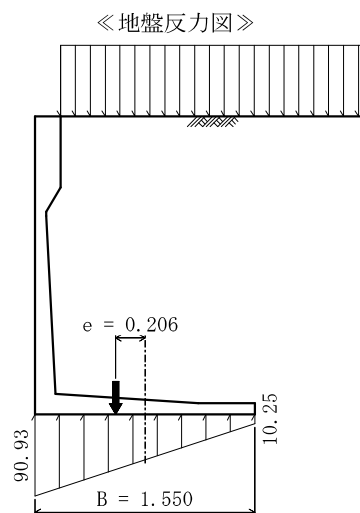
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{78.41}{1.550 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.206}{1.550} \right) \\
 &= \begin{cases} 90.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 10.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

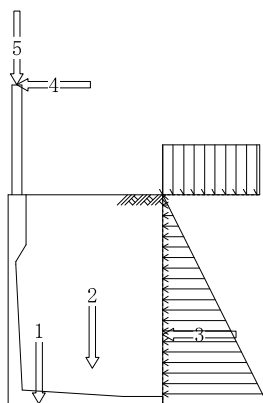
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	10.31		0.310	0.741	3.20	
2	裏込め土	53.81		0.845	1.096	45.47	
3	土圧		20.97	1.550	0.700		14.68
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.200		1.28
5		0.59		0.090	3.200	0.05	
合 計 Σ		64.71	21.37			48.72	15.96

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{64.71 \times 0.577 + 0.0 \times 1.550 \times 1.000}{21.37}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{48.72}{15.96} = 3.05 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{48.72 - 15.96}{64.71} = 0.506 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.550}{2} - 0.506 = 0.269 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.269 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.517 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

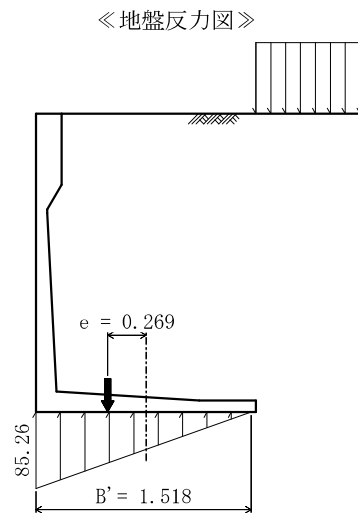
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 64.71}{3 \times 0.506 \times 1.000}$$

$$= 85.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

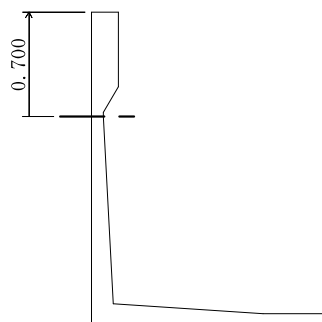


§6 たて壁の部材断面設計

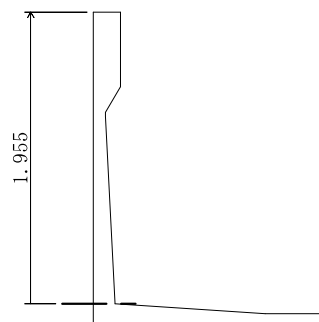
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

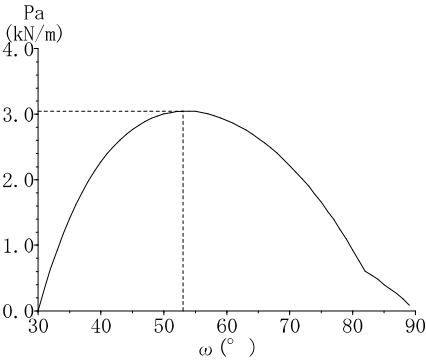
α = 0.00 (°)

W = 7.51 (kN/m) [載荷重 : 4.10]

ω = 53.90 (°)

δ = 20.00 (°)

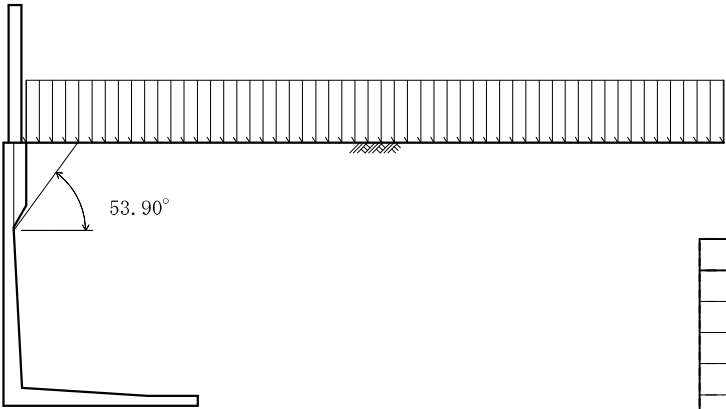
ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{7.51 \times \sin(53.90 - 30.00)}{\cos(53.90 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$

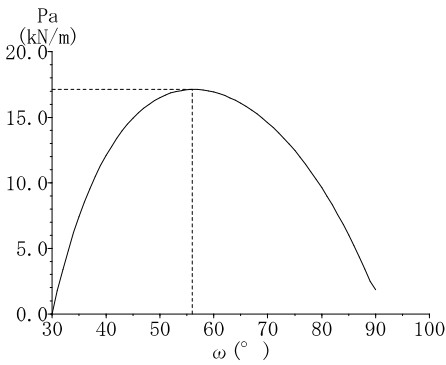
= 3.05 (kN/m)



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

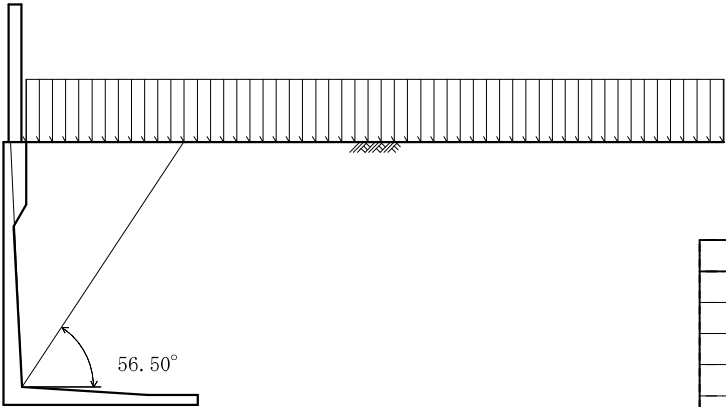
$\alpha = 2.66 (^{\circ})$
 $W = 38.32 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 12.59]
 $\omega = 56.50 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{38.32 \times \sin(56.50 - 30.00)}{\cos(56.50 - 30.00 - 20.00 - 2.66)}$$

$$= 17.14 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
61.00	16.814	32.30
60.00	16.934	33.59
59.00	17.024	34.90
58.00	17.088	36.24
57.00	17.128	37.62
* 56.50	17.137	38.32
56.00	17.134	39.02
55.00	17.109	40.45
54.00	17.055	41.92
53.00	16.970	43.43
52.00	16.851	44.98

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

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	17.14	20.00	2.66	15.82	0.652

(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	3.055

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		15.82	0.042	0.652		10.31
	合 計 Σ		15.82				10.31

(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	0.017	3.055		1.22
2	土圧		15.82	0.042	0.652		10.31
3	フェンス荷重	0.59		0.017	3.055	0.01	
	合 計 Σ	0.59	16.22			0.01	11.53

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

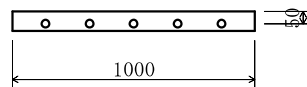
$$M = 11.53 - 0.01 = 11.52 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 27.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

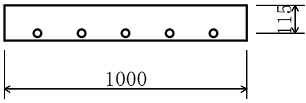
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.67×10^6	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	1.20	2.44
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	15.0	30.5
	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 $d = 115 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 5.5$
 $= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 1092}} \right\}$$
$$= 47.1 \text{ (mm)}$$

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)

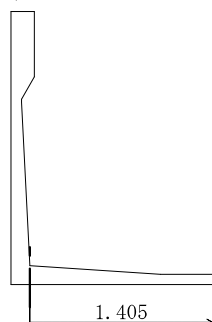
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	10.31×10^6	11.52×10^6
	せん断力 S (N)	15.82×10^3	16.22×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.41	4.93
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.1	106.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.14	0.14
	τ_{ca}	0.45	0.54

§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

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)
	1.405	0.145	0.204	0.703	0.1434
a	-1/2 × 1.005	0.065	-0.033	0.670	-0.0221
b	-0.400	0.065	-0.026	1.205	-0.0313
合計			0.145		0.0900

作用位置

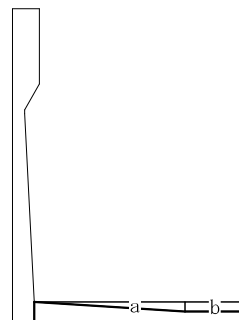
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0900}{0.145} = 0.621 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.145 \times 24.5 \times 1.000 = 3.55 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.55 \times 0.621 = 2.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅	高さ	面積	重心位置	断面一次	
			A	x	モーメント	
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	A・x (m ³)	
	1.405	2.020	= 2.838	0.703	1.9951	
a	-1/2	0.035	0.061	= -0.001	0.012	0.0000
b	-	0.035	0.500	= -0.018	0.018	-0.0003
c	-1/2	1.005	0.065	= -0.033	0.335	-0.0111
合計			2.786			1.9837

作用位置

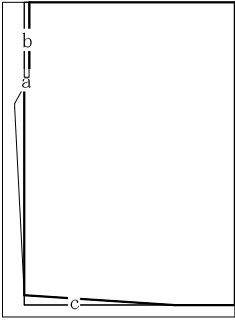
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{1.9837}{2.786} = 0.712 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 2.786 \times 19.0 \times 1.000 = 52.93 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 52.93 \times 0.712 = 37.69 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.370 \times 1.000 = 13.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.720 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 13.70 \times 0.720 = 9.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 86.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.06 + (86.36 - 14.06) \times \frac{1.405}{1.550} \\ &= 79.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(79.60 + 14.06) \times 1.405 \times 1.000}{2} \\ &= 65.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.405}{3} \times \frac{2 \times 14.06 + 79.60}{14.06 + 79.60} \\ &= 0.539 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 65.80 \times 0.539 = 35.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 80.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.14 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.14 + (80.60 - 2.14) \times \frac{1.405}{1.550} \\ &= 73.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(73.26 + 2.14) \times 1.405 \times 1.000}{2} \\ &= 52.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.405}{3} \times \frac{2 \times 2.14 + 73.26}{2.14 + 73.26} \\ &= 0.482 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 52.97 \times 0.482 = 25.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 90.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.25 + (90.93 - 10.25) \times \frac{1.405}{1.550} \\ &= 83.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(83.38 + 10.25) \times 1.405 \times 1.000}{2} \\ &= 65.78 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.405}{3} \times \frac{2 \times 10.25 + 83.38}{10.25 + 83.38} \\ &= 0.520 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 65.78 \times 0.520 = 34.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 85.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 85.26 \times \frac{1.373}{1.518} \\ &= 77.12 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(77.12 + 0.00) \times 1.373 \times 1.000}{2} \\ &= 52.94 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.373}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 77.12}{0.00 + 77.12} \\ &= 0.458 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 52.94 \times 0.458 = 24.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	3.55	2.20
2	かかと版上の載荷土	52.93	37.69
3	地盤反力	-65.80	-35.47
4	自動車荷重	13.70	9.86
	合 計 Σ	4.38	14.28

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	3.55	2.20
2	かかと版上の載荷土	52.93	37.69
3	地盤反力	-52.97	-25.53
	合 計 Σ	3.51	14.36

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 $M_o = 10.31$ (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

$$S = 4.38 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 10.31 \text{ (kN・m)}$$

(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	3.55	2.20
2	かかと版上の載荷土	52.93	37.69
3	地盤反力	-65.78	-34.21
4	自動車荷重	13.70	9.86
	合 計 Σ	4.40	15.54

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	3.55	2.20
2	かかと版上の載荷土	52.93	37.69
3	地盤反力	-52.94	-24.25
	合 計 Σ	3.54	15.64

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 $M_o = 11.53$ (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

$$S = 4.40 \text{ (kN)}$$

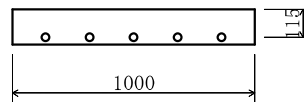
曲げモーメント

$$M = 11.53 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 115 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 47.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

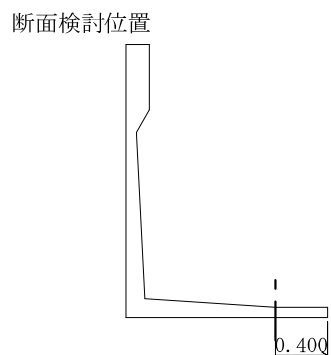
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	10.31×10^6	11.53×10^6
	せん断力 S (N)	4.38×10^3	4.40×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.41	4.93
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.1	106.3
	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



8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

面積

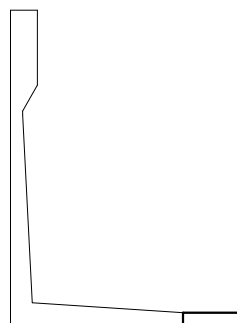
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 0.080 = 0.032 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.032 \times 24.5 \times 1.000 = 0.78 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.78 \times 0.200 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

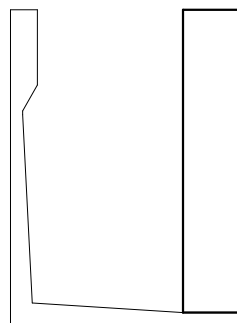
$$A = b \cdot h = 0.400 \times 2.020 = 0.808 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.808 \times 19.0 \times 1.000 = 15.35 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.35 \times 0.200 = 3.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

1) 常 時

荷重強度

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

せん断力

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

作用位置

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

曲げモーメント

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

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 86.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.06 + (86.36 - 14.06) \times \frac{0.400}{1.550} \\ &= 32.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(32.72 + 14.06) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 9.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 14.06 + 32.72}{14.06 + 32.72} \\ &= 0.173 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.36 \times 0.173 = 1.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 80.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.14 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.14 + (80.60 - 2.14) \times \frac{0.400}{1.550} \\ &= 22.39 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(22.39 + 2.14) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 4.91 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 2.14 + 22.39}{2.14 + 22.39} \\ &= 0.145 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.91 \times 0.145 = 0.71 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 90.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.25 + (90.93 - 10.25) \times \frac{0.400}{1.550} \\ &= 31.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(31.07 + 10.25) \times 0.400 \times 1.000}{2} \\ &= 8.26 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.400}{3} \times \frac{2 \times 10.25 + 31.07}{10.25 + 31.07} \\ &= 0.166 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.26 \times 0.166 = 1.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 85.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 85.26 \times \frac{0.368}{1.518}$$

$$= 20.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(20.67 + 0.00) \times 0.368 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.368}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 20.67}{0.00 + 20.67}$$

$$= 0.123 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.80 \times 0.123 = 0.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.78	0.16
2	かかと版上の载荷土	15.35	3.07
3	地盤反力	-9.36	-1.62
4	自動車荷重	4.00	0.80
	合 計 Σ	10.77	2.41

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	0.78	0.16
2	かかと版上の载荷土	15.35	3.07
3	地盤反力	-4.91	-0.71
	合 計 Σ	11.22	2.52

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.22 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 2.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.78	0.16
2	かかと版上の載荷土	15.35	3.07
3	地盤反力	-8.26	-1.37
4	自動車荷重	4.00	0.80
	合 計 Σ	11.87	2.66

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	0.78	0.16
2	かかと版上の載荷土	15.35	3.07
3	地盤反力	-3.80	-0.47
	合 計 Σ	12.33	2.76

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 12.33 \text{ (kN)}$$

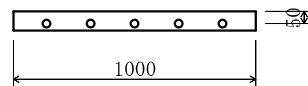
曲げモーメント

$$M = 2.76 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 27.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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)	2.52×10^6	2.76×10^6
	せん断力 S (N)	11.22×10^3	12.33×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.51	4.94
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	56.4	61.8
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.22	0.25
	τ_{ca}	0.45	0.54