

CLP-F (H) 1400 × (B) 1100 × (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	$H = 1.400 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 59.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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 <sup>2</sup> )	常 時	フェンス
(1) コンクリート			
設計基準強度	$\sigma_{ck}$	30	
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
許容せん断応力度	$\tau_a$	0.45	0.54
(2) 鉄筋			
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	160	192

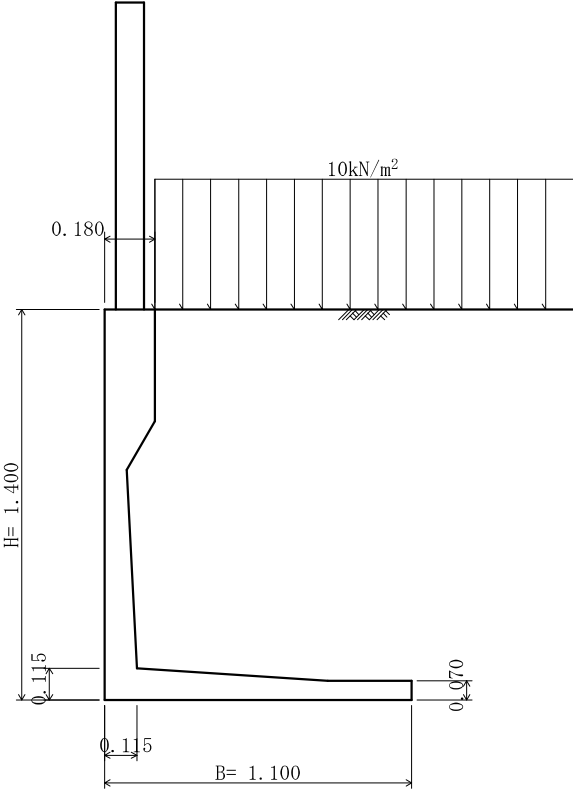
1.5 参考文献

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)1400×(B)1100×(L)2000 標準



§3 計算結果

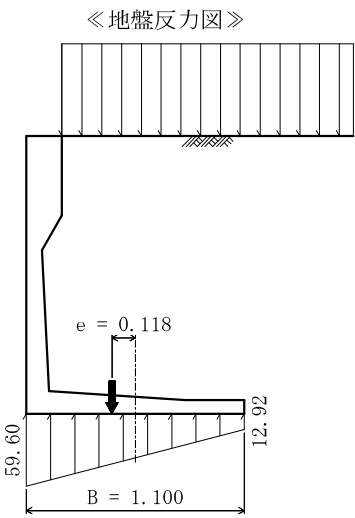
3.1 安定計算結果

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

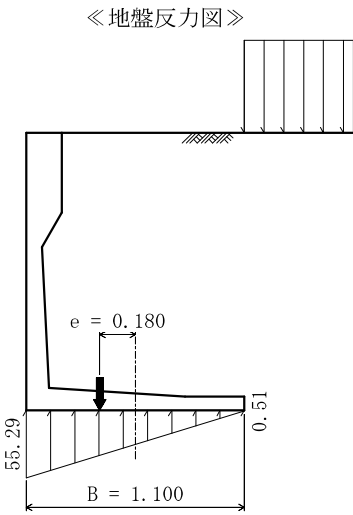
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
39.89	10.88	0.118	4.39	2.12	59.60	12.92	0. K.
許 容 値		0.183	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

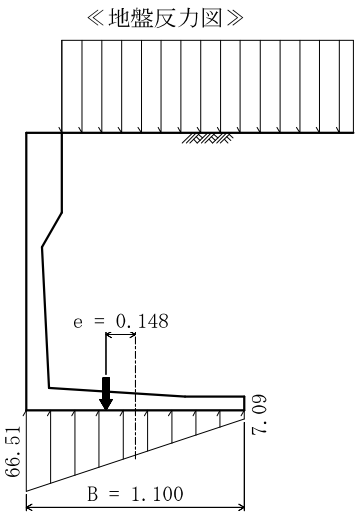
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転 倒 安全率 $F_s$	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
30.69	10.88	0.180	3.23	1.63	55.29	0.51	0. K.
許 容 値		0.183	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

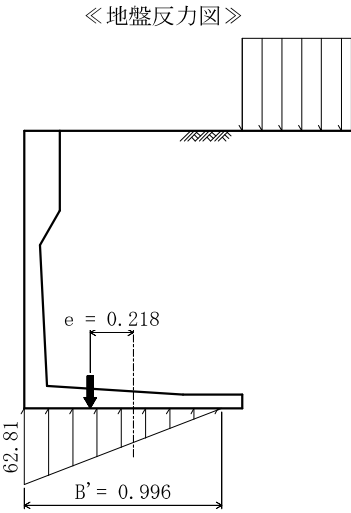
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
40.48	11.28	0.148	3.68	2.07	66.51	7.09	0. K.
許 容 値		0.367	1.20	1.20			



3.1.4 フェンス荷重時〔載荷重なし〕

(1) 安定計算

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (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 <sup>2</sup> )	判定
31.28	11.28	0.218	2.71	1.60	62.81	0. K.
許 容 値		0.367	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 <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	
		x (mm)	21.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.41 \times 10^6$	$1.05 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.11 \times 10^3$	$2.51 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.89	2.29
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	17.9	45.8
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.05
		$\tau_{ca}$	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つけ根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	85	
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	
		x (mm)	29.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$3.36 \times 10^6$	$4.29 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$7.85 \times 10^3$	$8.25 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.00	3.84
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	83.7	106.8
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.09	0.10
		$\tau_{ca}$	0.45	0.54

## 3.2.2 底版の断面計算

## (1) かかと版

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つ け 根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	85	
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	
		x (mm)	29.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$3.36 \times 10^6$	$4.31 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.99 \times 10^3$	$2.11 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.00	3.85
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	83.7	107.3
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.02	0.02
		$\tau_{ca}$	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 <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	
		x (mm)	18.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.97 \times 10^6$	$1.14 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$5.70 \times 10^3$	$6.88 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.09	3.63
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	53.6	63.0
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.14	0.17
		$\tau_{ca}$	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

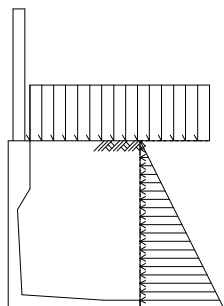
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

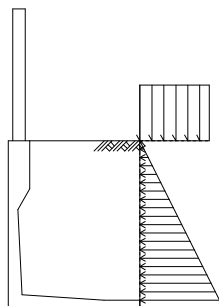
常時 自重（＋載荷重）＋土圧  
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

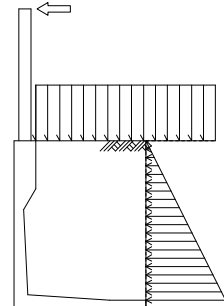
1) 常時[載荷重あり]



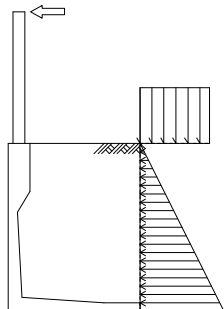
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

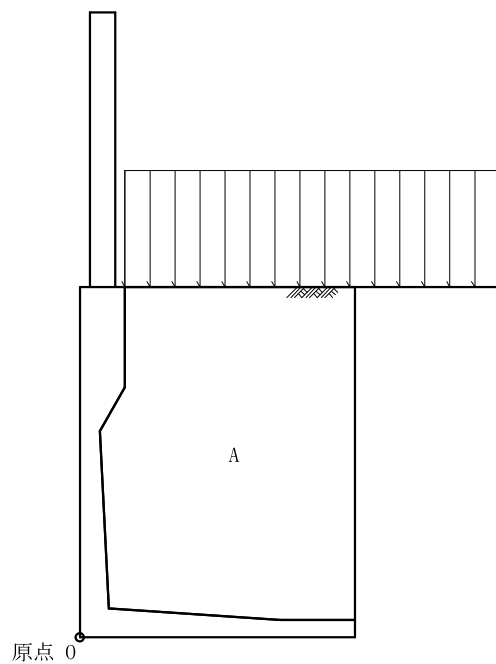


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



## 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 <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.100	1.400	= 1.540	0.550	0.700	0.8470	1.0780
a	-1/2	0.036	0.710	= -0.013	0.103	0.588	-0.0013
b	-1/2	0.101	0.175	= -0.009	0.146	0.883	-0.0013
c	-	0.065	0.710	= -0.046	0.148	0.470	-0.0068
d	-	0.620	1.285	= -0.797	0.490	0.758	-0.3905
e	-1/2	0.685	0.045	= -0.015	0.572	0.100	-0.0086
f	-	0.300	1.330	= -0.399	0.950	0.735	-0.3791
合 計			0.261			0.0594	0.1420

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.261 \times 1.000 = 0.261 \text{ (m}^3\text{)}$$

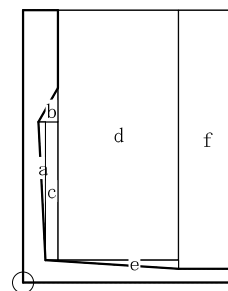
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.261 \times 24.5 = 6.39 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0594}{0.261} = 0.228 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1420}{0.261} = 0.544 \text{ (m)}$$



## (2) 載荷土

## 1) 裏込め土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.021	1.330	= 1.358	0.590	0.735	0.8012	0.9981
a	-1/2	0.036	0.710	= -0.013	0.091	0.352	-0.0012
b	-	0.036	0.045	= -0.002	0.097	0.093	-0.0002
c	-1/2	0.101	0.175	= -0.009	0.113	0.942	-0.0010
d	-	0.101	0.400	= -0.040	0.130	1.200	-0.0052
e	-1/2	0.685	0.045	= -0.015	0.343	0.085	-0.0051
合 計			1.279			0.7885	0.9355

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.279 \times 1.000 = 1.279 \text{ (m}^3\text{)}$$

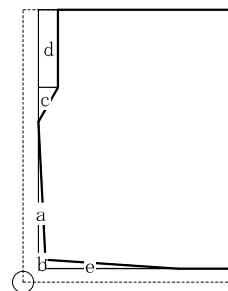
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.279 \times 19.0 = 24.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.7885}{1.279} = 0.616 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.9355}{1.279} = 0.731 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.920 \times 1.000 = 9.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.100 - \frac{0.920}{2} = 0.640 \text{ (m)}$$

## 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)
- $\omega$  : すべり角 (°)
- $\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)
- $\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

$$\begin{aligned} V &= Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L \\ H &= Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L \end{aligned}$$

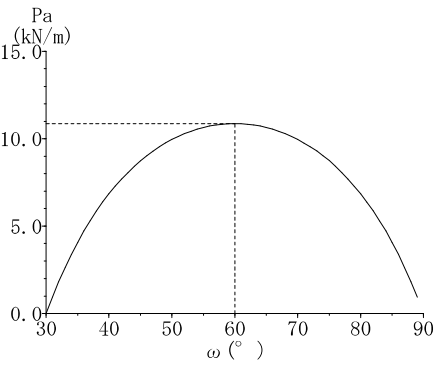
ここに、

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

$h = 1.400 \text{ (m)}$

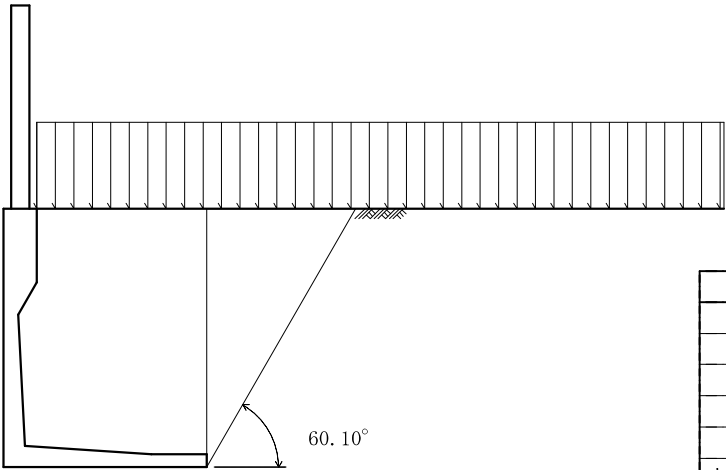
(1) 常 時

$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 18.77 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 8.05]  
 $\omega = 60.10 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{18.77 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$
  
$$= 10.88 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
65.00	10.650	15.21
64.00	10.731	15.91
63.00	10.787	16.61
62.00	10.835	17.34
61.00	10.864	18.08
* 60.10	10.881	18.77
60.00	10.877	18.84
59.00	10.864	19.60
58.00	10.836	20.38
57.00	10.792	21.18
56.00	10.730	22.00

鉛直荷重

$V = 10.88 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 10.88 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 10.88 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.100 \text{ (m)}$   
 $y = \frac{1.400}{3} = 0.467 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 1.400 + 1.100 = 2.500 \text{ (m)}$$



## §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  $F_{sa} = 1.20$

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma H$  : 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/m<sup>2</sup>)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.100$  (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

$\Sigma M_r$  : 抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_o$  : 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、

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma M_r$  : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_o$  : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.100$  (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。

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



## 2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{22.32}{5.08} = 4.39 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{22.32 - 5.08}{39.89} = 0.432 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.432 = 0.118 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.118 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.183 \text{ (m)}$$

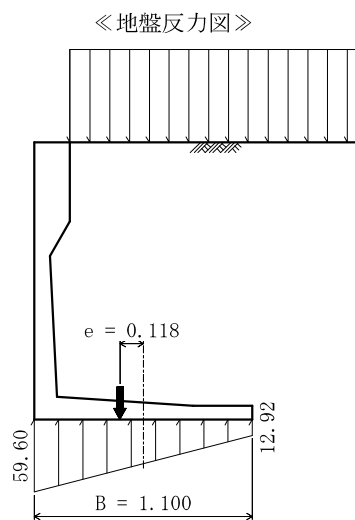
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{39.89}{1.100 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.118}{1.100} \right) \\ &= \begin{cases} 59.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.92 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

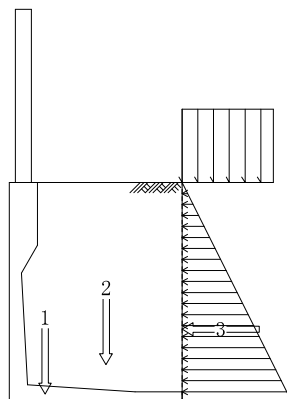
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	6.39		0.228	0.544	1.46	
2	裏込め土	24.30		0.616	0.731	14.97	
3	土圧		10.88	1.100	0.467		5.08
合 計 Σ		30.69	10.88			16.43	5.08

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{30.69 \times 0.577 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{10.88}$$

$$= 1.63 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{16.43}{5.08} = 3.23 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{16.43 - 5.08}{30.69} = 0.370 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.370 = 0.180 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.180 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.183 \text{ (m)}$$

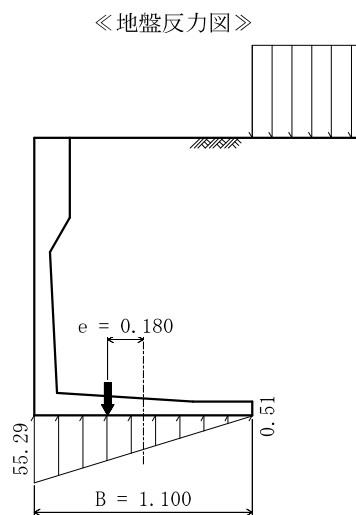
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{30.69}{1.100 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.180}{1.100} \right) \\
 &= \begin{cases} 55.29 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

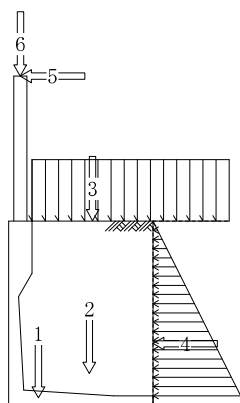
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	6.39		0.228	0.544	1.46	
2	裏込め土	24.30		0.616	0.731	14.97	
3	載荷重	9.20		0.640	1.400	5.89	
4	土圧		10.88	1.100	0.467		5.08
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.500		1.00
6		0.59		0.090	2.500	0.05	
合 計 Σ		40.48	11.28			22.37	6.08

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{40.48 \times 0.577 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{11.28} = 2.07 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{22.37}{6.08} = 3.68 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{22.37 - 6.08}{40.48} = 0.402 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.402 = 0.148 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.148 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.367 \text{ (m)}$$

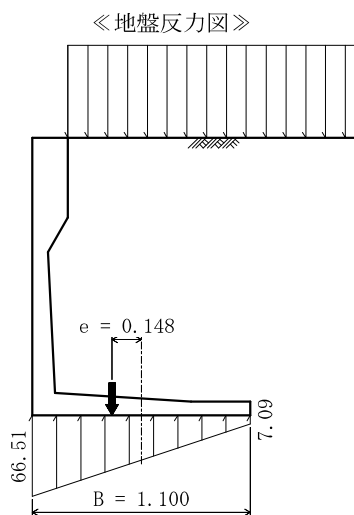
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{40.48}{1.100 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.148}{1.100} \right) \\
 &= \begin{cases} 66.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 7.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

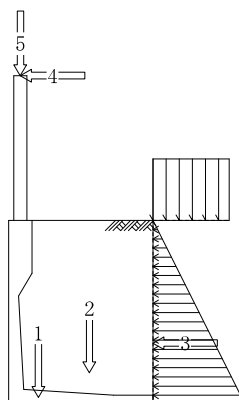
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	6.39		0.228	0.544	1.46	
2	裏込め土	24.30		0.616	0.731	14.97	
3	土圧		10.88	1.100	0.467		5.08
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.500		1.00
5		0.59		0.090	2.500	0.05	
合 計 Σ		31.28	11.28			16.48	6.08

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{31.28 \times 0.577 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{11.28}$$

$$= 1.60 \geq F_{sa} = 1.2$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{16.48}{6.08} = 2.71 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{16.48 - 6.08}{31.28} = 0.332 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.332 = 0.218 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.218 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.367 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。



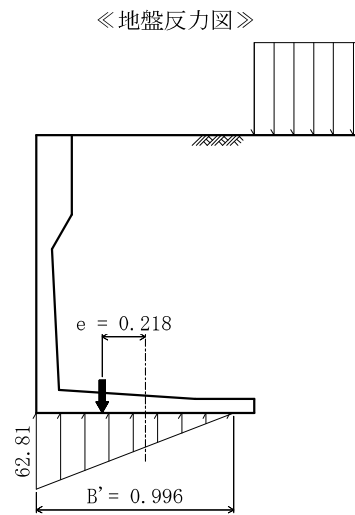
## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 31.28}{3 \times 0.332 \times 1.000}$$

$$= 62.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

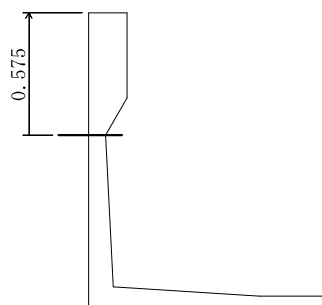


## §6 たて壁の部材断面設計

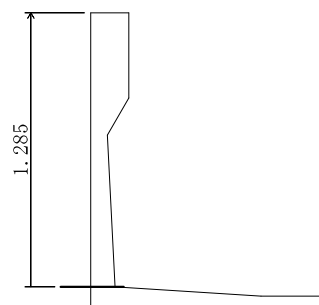
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



6.2 荷重の計算

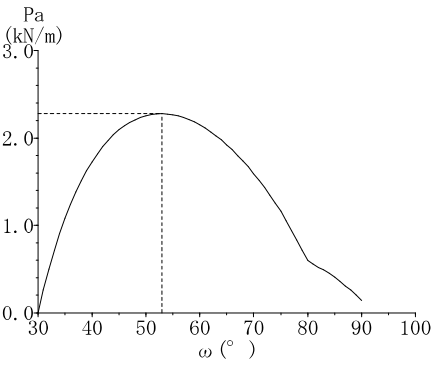
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

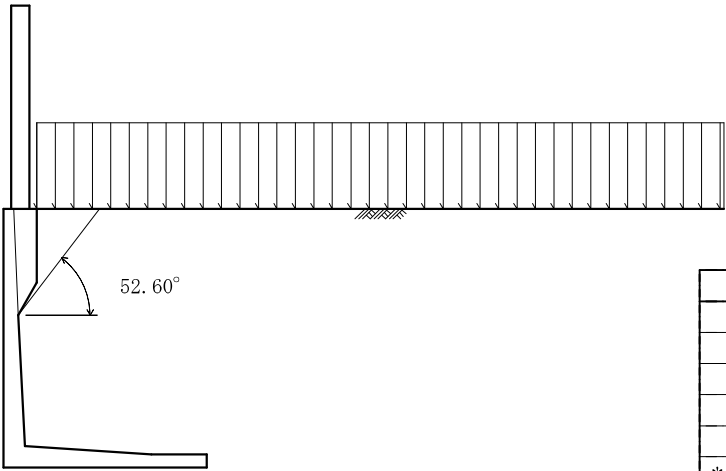
1) 中間部

$\alpha = 2.50 (^{\circ})$   
 $W = 5.93 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 3.39]  
 $\omega = 52.60 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

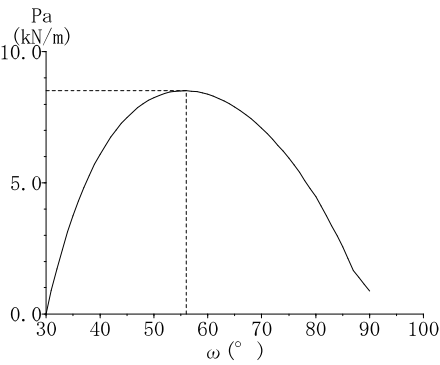
$$Pa = \frac{5.93 \times \sin(52.60 - 30.00)}{\cos(52.60 - 30.00 - 20.00 - 2.50)}$$
  
$$= 2.28 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
57.00	2.236	4.91
56.00	2.253	5.13
55.00	2.263	5.35
54.00	2.270	5.58
53.00	2.278	5.83
* 52.60	2.279	5.93
52.00	2.274	6.07
51.00	2.269	6.33
50.00	2.256	6.59
49.00	2.238	6.86
48.00	2.210	7.13

2) つけ根

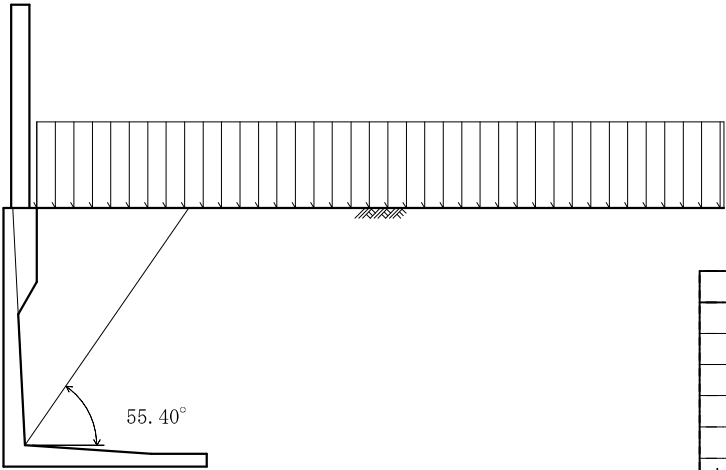
$\alpha = 2.91 (^{\circ})$   
 $W = 19.84 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 8.21]  
 $\omega = 55.40 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{19.84 \times \sin(55.40 - 30.00)}{\cos(55.40 - 30.00 - 20.00 - 2.91)}$$

$$= 8.52 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
60.00	8.379	16.63
59.00	8.430	17.29
58.00	8.475	17.98
57.00	8.502	18.68
56.00	8.517	19.40
* 55.40	8.518	19.84
55.00	8.513	20.13
54.00	8.494	20.88
53.00	8.459	21.65
52.00	8.407	22.44
51.00	8.340	23.26

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

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 $\delta$ ( $^{\circ}$ )	傾斜角 $\alpha$ ( $^{\circ}$ )	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.28	20.00	2.50	2.11	0.192
つけ根	8.52	20.00	2.91	7.85	0.428

(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	1.675
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.385

## 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		2.11	0.031	0.192		0.41
	合 計 Σ		2.11				0.41
1	土圧		7.85	0.035	0.428		3.36
	合 計 Σ		7.85				3.36

## (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	1.675		0.67
2	土圧		2.11	0.031	0.192		0.41
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.675	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.51			0.03	1.08
1	フェンス荷重		0.40	0.032	2.385		0.95
2	土圧		7.85	0.035	0.428		3.36
3	フェンス荷重	0.59		0.032	2.385	0.02	
	合 計 Σ	0.59	8.25			0.02	4.31

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.08 - 0.03 = 1.05 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

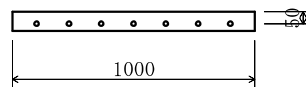
$$M = 4.31 - 0.02 = 4.29 \text{ (kN・m)}$$

## 6.4 実応力度の計算

## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 21.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

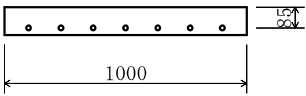
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.41 \times 10^6$	$1.05 \times 10^6$
	せん断力 S (N)	$2.11 \times 10^3$	$2.51 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.89	2.29
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	17.9	45.8
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.05
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅  $b = 1000 \text{ (mm)}$   
有効高さ  $d = 85 \text{ (mm)}$   
鉄筋量  $A_s = D10 - 7.5$   
 $= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 535}} \right\}$$
$$= 29.8 \text{ (mm)}$$

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、

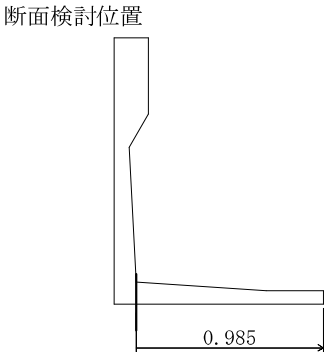
$b$  : 断面の有効幅 (mm)                       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)                       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$3.36 \times 10^6$	$4.29 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$7.85 \times 10^3$	$8.25 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.00	3.84
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	83.7	106.8
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.09	0.10
	$\tau_{ca}$	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 <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	0.985	0.115	0.113	0.493	0.0557
a	-1/2 × 0.685	0.045	-0.015	0.457	-0.0069
b	-0.300	0.045	-0.014	0.835	-0.0117
合計			0.084		0.0371

作用位置

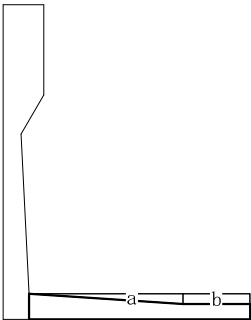
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0371}{0.084} = 0.442 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.084 \times 24.5 \times 1.000 = 2.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.06 \times 0.442 = 0.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$





## (2) かかと版上の載荷土

記号	幅	高さ	面積 A ( $\text{m}^2$ )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x ( $\text{m}^3$ )
	$0.985 \times$	$1.330 =$	$1.310$	$0.493$	$0.6458$
a	$-1/2 \times$	$0.065 \times$	$0.113 =$	$-0.004$	$-0.0001$
b	$-$	$0.065 \times$	$0.400 =$	$-0.026$	$-0.0009$
c	$-1/2 \times$	$0.685 \times$	$0.045 =$	$-0.015$	$-0.0034$
合 計			$1.265$		$0.6414$

作用位置

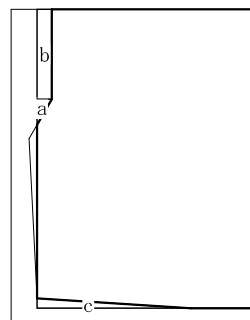
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.6414}{1.265} = 0.507 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.265 \times 19.0 \times 1.000 = 24.04 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.04 \times 0.507 = 12.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.920 \times 1.000 = 9.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.525 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.20 \times 0.525 = 4.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 59.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.92 + (59.60 - 12.92) \times \frac{0.985}{1.100} \\ &= 54.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(54.72 + 12.92) \times 0.985 \times 1.000}{2} \\ &= 33.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.985}{3} \times \frac{2 \times 12.92 + 54.72}{12.92 + 54.72} \\ &= 0.391 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 33.31 \times 0.391 = 13.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 55.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.51 + (55.29 - 0.51) \times \frac{0.985}{1.100} \\ &= 49.56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(49.56 + 0.51) \times 0.985 \times 1.000}{2} \\ &= 24.66 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.985}{3} \times \frac{2 \times 0.51 + 49.56}{0.51 + 49.56} \\ &= 0.332 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.66 \times 0.332 = 8.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 66.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.09 + (66.51 - 7.09) \times \frac{0.985}{1.100} \\ &= 60.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(60.30 + 7.09) \times 0.985 \times 1.000}{2} \\ &= 33.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.985}{3} \times \frac{2 \times 7.09 + 60.30}{7.09 + 60.30} \\ &= 0.363 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 33.19 \times 0.363 = 12.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 62.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 62.81 \times \frac{0.881}{0.996} \\ &= 55.56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(55.56 + 0.00) \times 0.881 \times 1.000}{2} \\ &= 24.47 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.881}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 55.56}{0.00 + 55.56} \\ &= 0.294 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.47 \times 0.294 = 7.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 7.3 設計断面力

## (1) 常 時

## 1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.06	0.91
2	かかと版上の載荷土	24.04	12.19
3	地盤反力	-33.31	-13.02
4	自動車荷重	9.20	4.83
	合 計 $\Sigma$	1.99	4.91

## 2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.06	0.91
2	かかと版上の載荷土	24.04	12.19
3	地盤反力	-24.66	-8.19
	合 計 $\Sigma$	1.44	4.91

断面計算に用いる曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメント  $M_o = 3.36$  (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

$$S = 1.99 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 3.36 \text{ (kN・m)}$$

## (2) フェンス荷重時

## 1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.06	0.91
2	かかと版上の載荷土	24.04	12.19
3	地盤反力	-33.19	-12.05
4	自動車荷重	9.20	4.83
	合 計 $\Sigma$	2.11	5.88

## 2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.06	0.91
2	かかと版上の載荷土	24.04	12.19
3	地盤反力	-24.47	-7.19
	合 計 $\Sigma$	1.63	5.91

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  $M_o = 4.31$  (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

$$S = 2.11 \text{ (kN)}$$

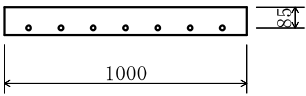
曲げモーメント

$$M = 4.31 \text{ (kN・m)}$$

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  $d = 85 \text{ (mm)}$   
鉄筋量  $A_s = D10 - 7.5$   
 $= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 535}} \right\}$$
$$= 29.8 \text{ (mm)}$$

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 (mm<sup>2</sup>)

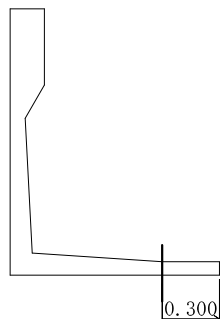
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$3.36 \times 10^6$	$4.31 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$1.99 \times 10^3$	$2.11 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.00	3.85
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	83.7	107.3
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.02	0.02
	$\tau_{ca}$	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

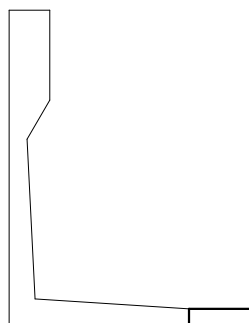
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.070 = 0.021 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.021 \times 24.5 \times 1.000 = 0.51 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.51 \times 0.150 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

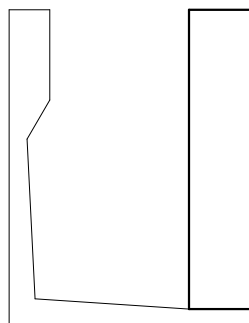
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 1.330 = 0.399 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.399 \times 19.0 \times 1.000 = 7.58 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.58 \times 0.150 = 1.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.300 \times 1.000 = 3.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.150 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.00 \times 0.150 = 0.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 59.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.92 + (59.60 - 12.92) \times \frac{0.300}{1.100} \\ &= 25.65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.65 + 12.92) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 12.92 + 25.65}{12.92 + 25.65} \\ &= 0.133 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.79 \times 0.133 = 0.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 55.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.51 + (55.29 - 0.51) \times \frac{0.300}{1.100} \\ &= 15.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(15.45 + 0.51) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 2.39 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 0.51 + 15.45}{0.51 + 15.45} \\ &= 0.103 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.39 \times 0.103 = 0.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 66.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.09 + (66.51 - 7.09) \times \frac{0.300}{1.100} \\ &= 23.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(23.30 + 7.09) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 4.56 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 7.09 + 23.30}{7.09 + 23.30} \\ &= 0.123 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.56 \times 0.123 = 0.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 62.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 62.81 \times \frac{0.196}{0.996}$$

$$= 12.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(12.36 + 0.00) \times 0.196 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.21 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.196}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 12.36}{0.00 + 12.36}$$

$$= 0.065 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.21 \times 0.065 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.51	0.08
2	かかと版上の载荷土	7.58	1.14
3	地盤反力	-5.79	-0.77
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	5.30	0.90

## 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	0.51	0.08
2	かかと版上の载荷土	7.58	1.14
3	地盤反力	-2.39	-0.25
	合 計 Σ	5.70	0.97

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.70 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (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	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	7.58	1.14
3	地盤反力	-4.56	-0.56
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 $\Sigma$	6.53	1.11

## 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	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	7.58	1.14
3	地盤反力	-1.21	-0.08
	合 計 $\Sigma$	6.88	1.14

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 6.88 \text{ (kN)}$$

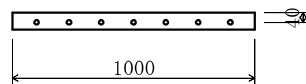
曲げモーメント

$$M = 1.14 \text{ (kN・m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 18.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$0.97 \times 10^6$	$1.14 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$5.70 \times 10^3$	$6.88 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.09	3.63
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	53.6	63.0
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.14	0.17
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54