

CLP-F (H) 2600 × (B) 1850 × (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	$H = 2.600 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 106.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

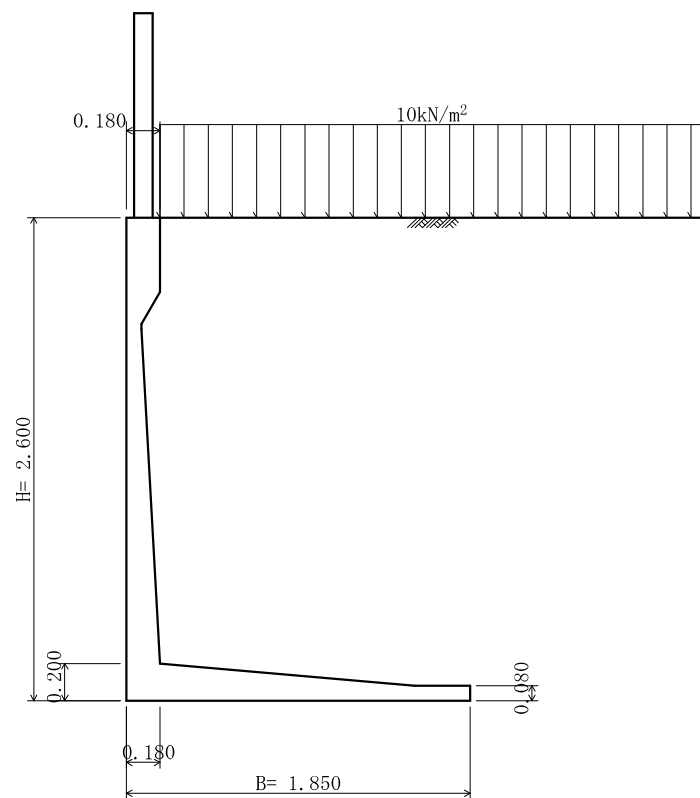
## 1.5 参考文献

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)2600×(B)1850×(L)2000 標準



§3 計算結果

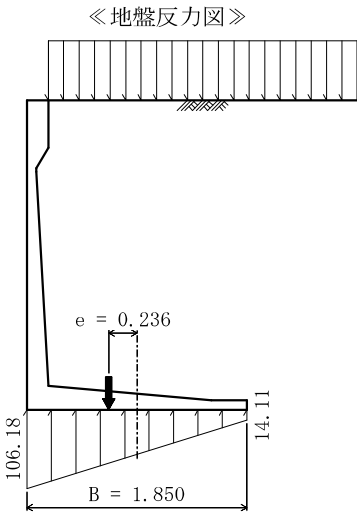
3.1 安定計算結果

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

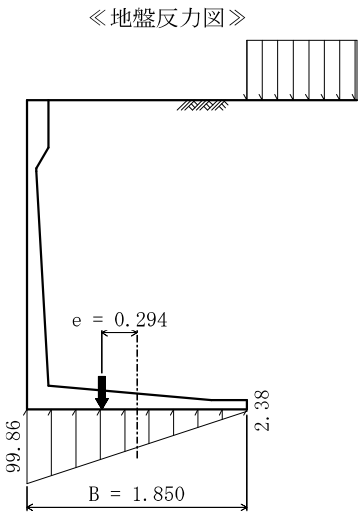
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転 倒 安全率 $F_s$	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
111.27	30.08	0.236	3.94	2.13	106.18	14.11	0. K.
許 容 値		0.308	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

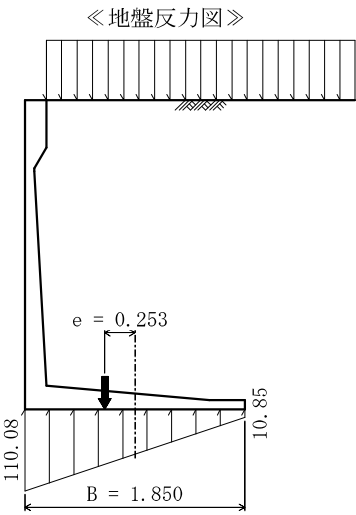
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転 倒 安全率 $F_s$	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
94.57	30.08	0.294	3.29	1.81	99.86	2.38	0. K.
許 容 値		0.308	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

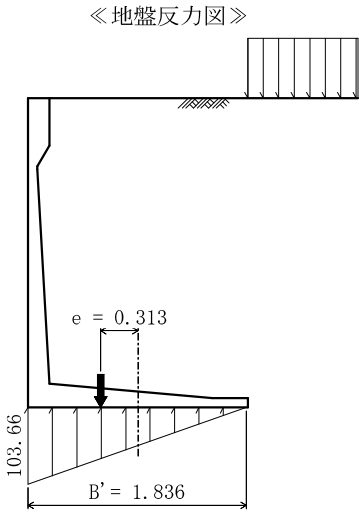
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転倒 安全率 $F_s$	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
111.86	30.48	0.253	3.73	2.12	110.08	10.85	0. K.
許 容 値		0.617	1.20	1.20			



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 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
95.16	30.48	0.313	3.11	1.80	103.66	0. K.
許 容 値		0.617	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> )	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.45 \times 10^6$	$1.10 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.25 \times 10^3$	$2.65 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.78	1.90
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	8.6	21.1
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	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)	150	
		As (mm <sup>2</sup> )	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	59.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$18.06 \times 10^6$	$19.46 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$22.58 \times 10^3$	$22.98 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	4.68	5.04
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	107.4	115.7
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.15	0.15
		$\tau_{ca}$	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)	170	
		As (mm <sup>2</sup> )	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	64.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$18.06 \times 10^6$	$19.46 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$7.42 \times 10^3$	$7.46 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.79	4.09
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	94.1	101.4
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.04
		$\tau_{ca}$	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)	50	
		As (mm <sup>2</sup> )	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$1.89 \times 10^6$	$2.02 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$11.86 \times 10^3$	$12.64 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.26	3.48
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	36.2	38.7
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.24	0.25
		$\tau_{ca}$	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

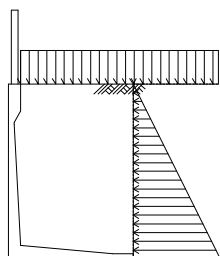
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

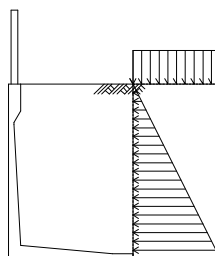
常時 自重（＋載荷重）＋土圧  
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

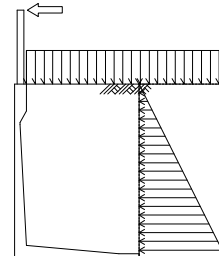
1) 常時[載荷重あり]



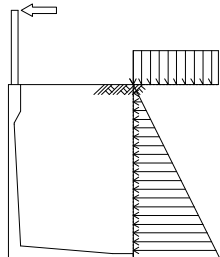
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

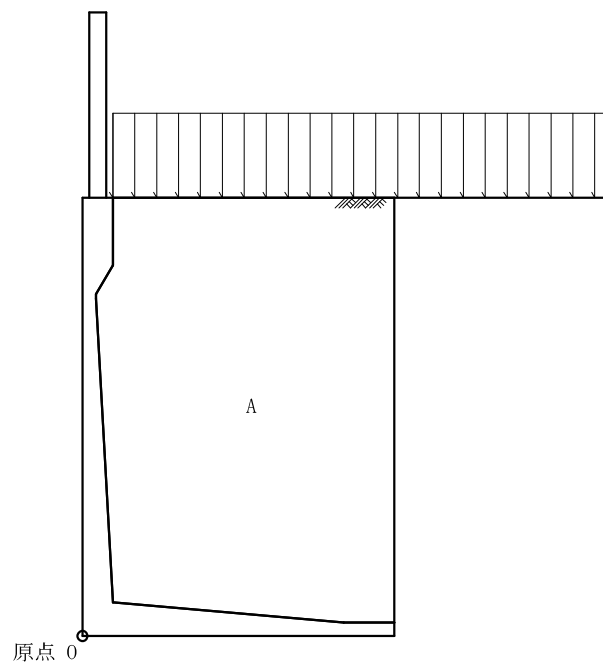


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



## 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> )
	1.850	2.600	4.810	0.925	1.300	4.4493	6.2530
a	0.100	0.027	-0.003	0.130	2.014	-0.0004	-0.0060
b	-1/2 × 0.100	0.173	-0.009	0.147	2.085	-0.0013	-0.0188
c	-1/2 × 0.100	1.800	-0.090	0.147	1.400	-0.0132	-0.1260
d	1.370	2.400	-3.288	0.865	1.400	-2.8441	-4.6032
e	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	1.093	0.160	-0.0896	-0.0131
f	0.300	2.520	-0.756	1.700	1.340	-1.2852	-1.0130
合 計			0.582			0.2155	0.4729

体積

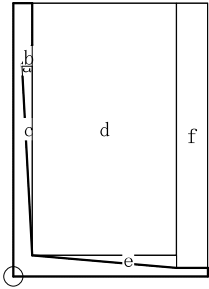
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.582 \times 1.000 = 0.582 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.582 \times 24.5 = 14.26 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2155}{0.582} = 0.370 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.4729}{0.582} = 0.813 \text{ (m)}$$



(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> )
	1.770	2.520	4.460	0.965	1.340	4.3039	5.9764
a	-1/2 × 0.100	0.173	-0.009	0.113	2.142	-0.0010	-0.0193
b	-1/2 × 0.100	1.800	-0.090	0.113	0.800	-0.0102	-0.0720
c	0.100	0.400	-0.040	0.130	2.400	-0.0052	-0.0960
d	0.100	0.120	-0.012	0.130	0.140	-0.0016	-0.0017
e	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	0.637	0.120	-0.0522	-0.0098
合 計			4.227			4.2337	5.7776

体積

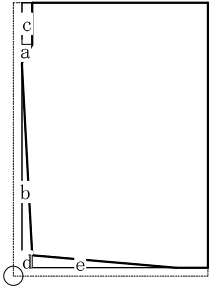
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 4.227 \times 1.000 = 4.227 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 4.227 \times 19.0 = 80.31 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.2337}{4.227} = 1.002 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{5.7776}{4.227} = 1.367 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.670 \times 1.000 = 16.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.850 - \frac{1.670}{2} = 1.015 \text{ (m)}$$

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

鉛直荷重・水平荷重

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

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

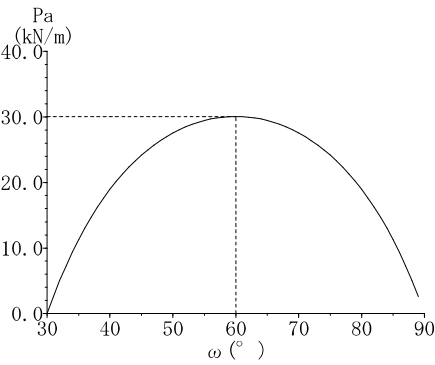
ここに、

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

$h = 2.600 \text{ (m)}$

(1) 常 時

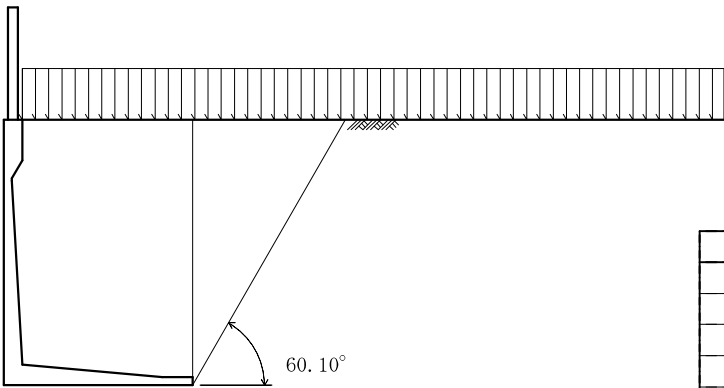
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 51.89 \text{ (kN/m)}$  [載荷重 : 14.95]  
 $\omega = 60.10 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{51.89 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 30.08 \text{ (kN/m)}$



$\omega$	Pa	W
65.00	29.458	42.07
64.00	29.685	44.01
63.00	29.853	45.97
62.00	29.975	47.97
61.00	30.055	50.02
* 60.10	30.080	51.89
60.00	30.068	52.08
59.00	30.049	54.21
58.00	29.972	56.37
57.00	29.853	58.59
56.00	29.683	60.86

鉛直荷重

$V = 30.08 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 30.08 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 30.08 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.850 \text{ (m)}$   
 $y = \frac{2.600}{3} = 0.867 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.600 + 1.100 = 3.700 \text{ (m)}$$



## §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  $B = 1.850$  (m)

$L$  : 擁壁の奥行き(計算幅)  $L = 1.000$  (m)

## 2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} \geq F_{sa}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$\Sigma M_r$  : 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  $B = 1.850$  (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離  $e$  は次式を満足するものとする。

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

## 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

ここに、

$q_1, q_2$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Sigma V$  : 鉛直荷重 (kN)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.850$  (m)

$L$  : 擁壁の奥行 (計算幅)  $L = 1.000$  (m)

$e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

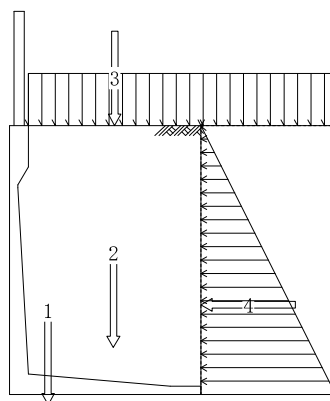
$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 常 時 [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	14.26		0.370	0.813	5.28	
2	裏込め土	80.31		1.002	1.367	80.47	
3	載荷重	16.70		1.015	2.600	16.95	
4	土圧		30.08	1.850	0.867		26.08
合 計 $\Sigma$		111.27	30.08			102.70	26.08

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{111.27 \times 0.577 + 0.0 \times 1.850 \times 1.000}{30.08}$$

$$= 2.13 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{102.70}{26.08} = 3.94 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{102.70 - 26.08}{111.27} = 0.689 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.850}{2} - 0.689 = 0.236 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.236 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.308 \text{ (m)}$$

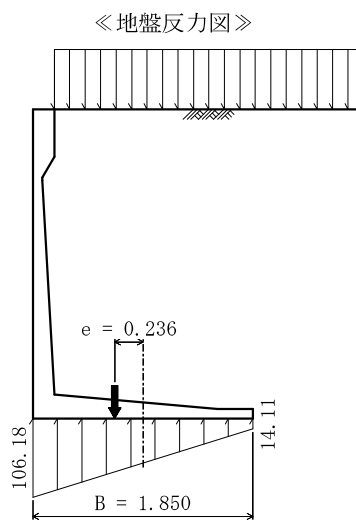
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{111.27}{1.850 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.236}{1.850} \right) \\ &= \begin{cases} 106.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 14.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

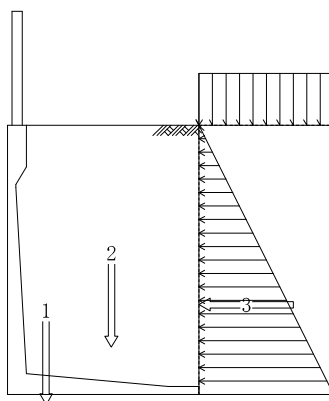
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	14.26		0.370	0.813	5.28	
2	裏込め土	80.31		1.002	1.367	80.47	
3	土圧		30.08	1.850	0.867		26.08
合 計 Σ		94.57	30.08			85.75	26.08

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{94.57 \times 0.577 + 0.0 \times 1.850 \times 1.000}{30.08} = 1.81 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{85.75}{26.08} = 3.29 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{85.75 - 26.08}{94.57} = 0.631 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.850}{2} - 0.631 = 0.294 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.294 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.308 \text{ (m)}$$

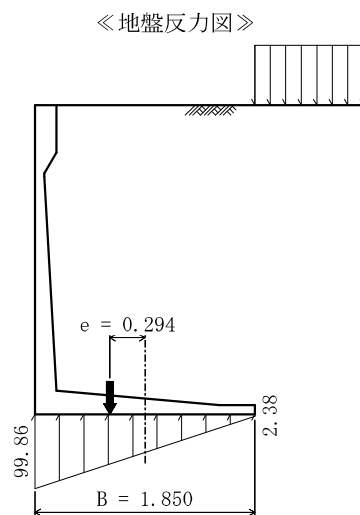
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{94.57}{1.850 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.294}{1.850} \right) \\
 &= \begin{cases} 99.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

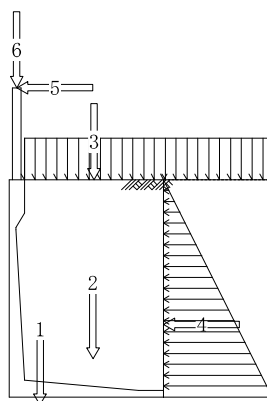
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	14.26		0.370	0.813	5.28	
2	裏込め土	80.31		1.002	1.367	80.47	
3	載荷重	16.70		1.015	2.600	16.95	
4	土圧		30.08	1.850	0.867		26.08
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.700		1.48
6		0.59		0.090	3.700	0.05	
合 計 Σ		111.86	30.48			102.75	27.56

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{111.86 \times 0.577 + 0.0 \times 1.850 \times 1.000}{30.48}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{102.75}{27.56} = 3.73 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{102.75 - 27.56}{111.86} = 0.672 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.850}{2} - 0.672 = 0.253 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.253 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.617 \text{ (m)}$$

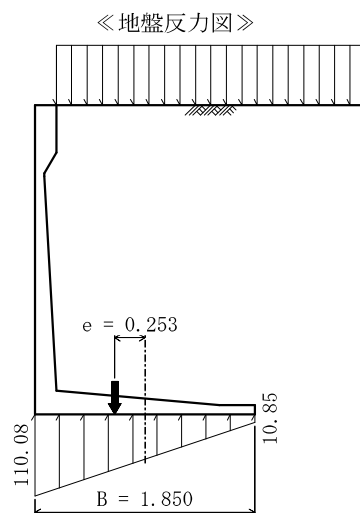
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{111.86}{1.850 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.253}{1.850} \right) \\
 &= \begin{cases} 110.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 10.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

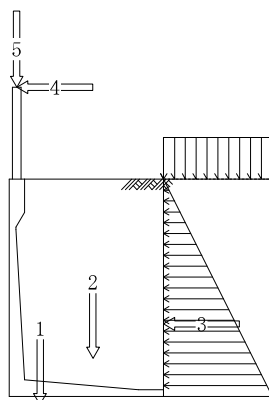
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	14.26		0.370	0.813	5.28	
2	裏込め土	80.31		1.002	1.367	80.47	
3	土圧		30.08	1.850	0.867		26.08
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.700		1.48
5		0.59		0.090	3.700	0.05	
合 計 Σ		95.16	30.48			85.80	27.56

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{95.16 \times 0.577 + 0.0 \times 1.850 \times 1.000}{30.48}$$

$$= 1.80 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{85.80}{27.56} = 3.11 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{85.80 - 27.56}{95.16} = 0.612 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.850}{2} - 0.612 = 0.313 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.313 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.617 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。



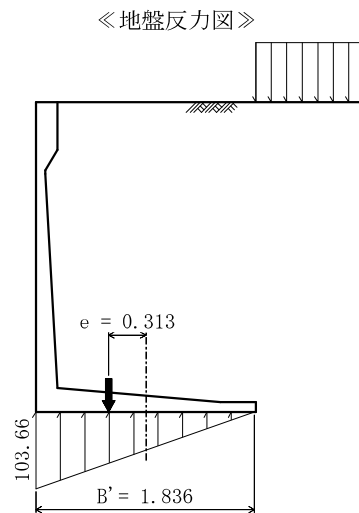
## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 95.16}{3 \times 0.612 \times 1.000}$$

$$= 103.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

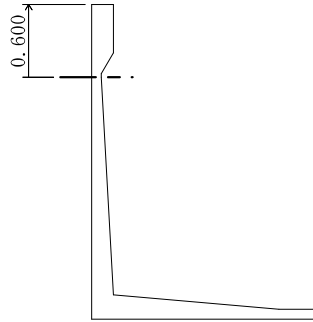


## §6 たて壁の部材断面設計

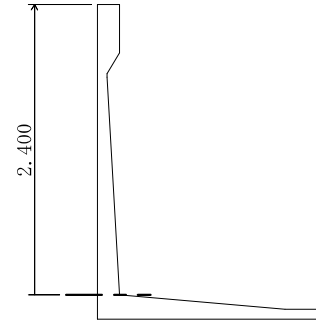
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 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

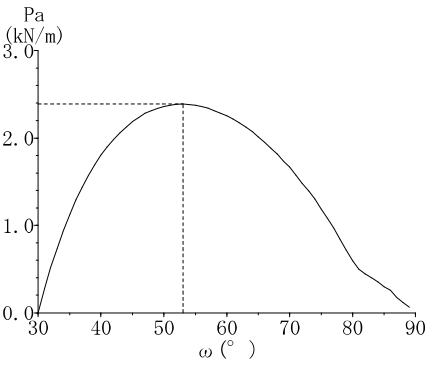
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

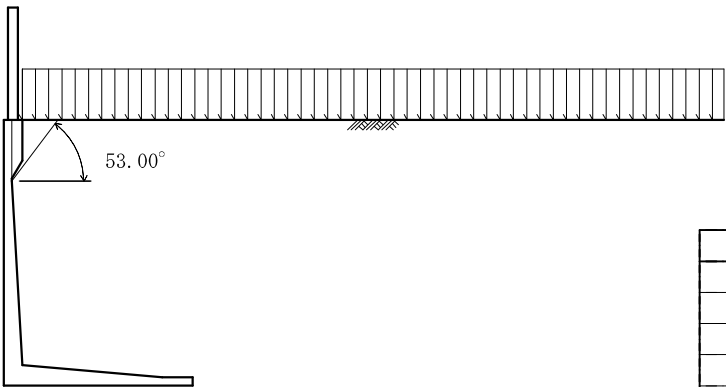
1) 中間部

$\alpha = 0.00 (^{\circ})$   
 $W = 6.11 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 3.52]  
 $\omega = 53.00 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

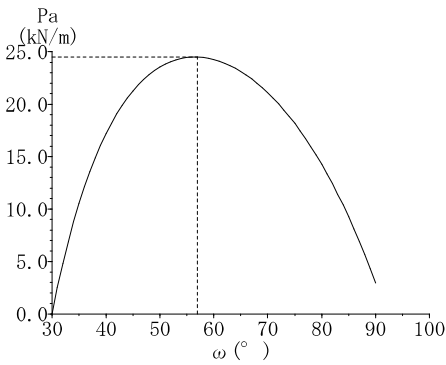
$$P_a = \frac{6.11 \times \sin(53.00 - 30.00)}{\cos(53.00 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$
  
$$= 2.39 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
57.00	2.342	5.12
56.00	2.358	5.35
55.00	2.376	5.60
54.00	2.385	5.85
* 53.00	2.391	6.11
52.00	2.388	6.37
51.00	2.376	6.63
50.00	2.360	6.90
49.00	2.338	7.18

2) つけ根

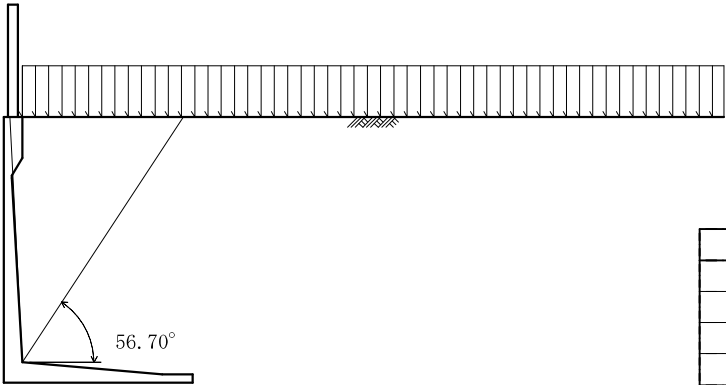
$\alpha = 2.82 (^{\circ})$   
 $W = 54.41 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 15.77]  
 $\omega = 56.70 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{54.41 \times \sin(56.70 - 30.00)}{\cos(56.70 - 30.00 - 20.00 - 2.82)}$$

$$= 24.50 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
61.00	24.107	46.33
60.00	24.265	48.15
59.00	24.377	49.99
58.00	24.456	51.88
57.00	24.494	53.81
* 56.70	24.504	54.41
56.00	24.490	55.78
55.00	24.449	57.81
54.00	24.361	59.88
53.00	24.229	62.01
52.00	24.052	64.20

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

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 $\delta$ (°)	傾斜角 $\alpha$ (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.39	20.00	0.00	2.25	0.200
つけ根	24.50	20.00	2.82	22.58	0.800

(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	1.700
つけ根	0.00	0.40	0.090	3.500

## 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		2.25	0.040	0.200		0.45
	合 計 Σ		2.25				0.45
1	土圧		22.58	0.051	0.800		18.06
	合 計 Σ		22.58				18.06

## (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	1.700		0.68
2	土圧		2.25	0.040	0.200		0.45
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.700	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.65			0.03	1.13
1	フェンス荷重		0.40	0.000	3.500		1.40
2	土圧		22.58	0.051	0.800		18.06
3	フェンス荷重	0.59		0.000	3.500	0.00	
	合 計 Σ	0.59	22.98				19.46

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.13 - 0.03 = 1.1 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

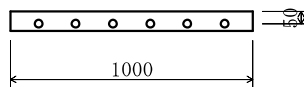
$$M = 19.46$$

## 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、

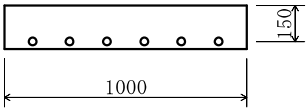
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$0.45 \times 10^6$	$1.10 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$2.25 \times 10^3$	$2.65 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.78	1.90
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	8.6	21.1
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	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  $d = 150 \text{ (mm)}$   
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

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1291}} \right\}$$
$$= 59.3 \text{ (mm)}$$

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、

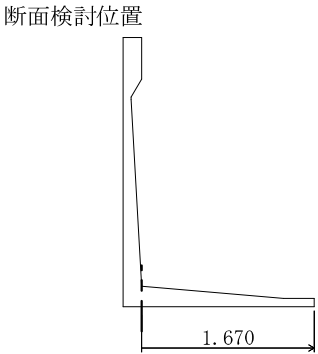
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$18.06 \times 10^6$	$19.46 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$22.58 \times 10^3$	$22.98 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	4.68	5.04
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	107.4	115.7
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.15	0.15
	$\tau_{ca}$	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> )
	1.670	0.200	0.334	0.835	0.2789
a	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	0.913	-0.0749
b	-0.300	0.120	-0.036	1.520	-0.0547
合計			0.216		0.1493

作用位置

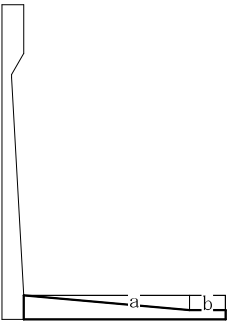
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1493}{0.216} = 0.691 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.216 \times 24.5 \times 1.000 = 5.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.29 \times 0.691 = 3.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$





## (2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	1.670	2.520	4.208	0.835	3.5137
a	-1/2	1.370	0.120	0.457	-0.0375
合 計			4.126		3.4762

作用位置

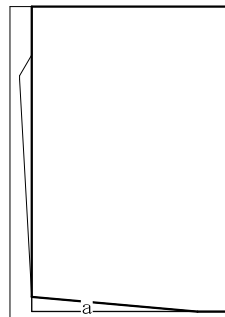
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.4762}{4.126} = 0.843 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.126 \times 19.0 \times 1.000 = 78.39 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 78.39 \times 0.843 = 66.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.670 \times 1.000 = 16.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.835 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.70 \times 0.835 = 13.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 106.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.11 + (106.18 - 14.11) \times \frac{1.670}{1.850} \\ &= 97.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(97.22 + 14.11) \times 1.670 \times 1.000}{2} \\ &= 92.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.670}{3} \times \frac{2 \times 14.11 + 97.22}{14.11 + 97.22} \\ &= 0.627 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 92.96 \times 0.627 = 58.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 99.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.38 + (99.86 - 2.38) \times \frac{1.670}{1.850} \\ &= 90.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(90.38 + 2.38) \times 1.670 \times 1.000}{2} \\ &= 77.45 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.670}{3} \times \frac{2 \times 2.38 + 90.38}{2.38 + 90.38} \\ &= 0.571 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 77.45 \times 0.571 = 44.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 110.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.85 + (110.08 - 10.85) \times \frac{1.670}{1.850} \\ &= 100.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(100.43 + 10.85) \times 1.670 \times 1.000}{2} \\ &= 92.92 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.670}{3} \times \frac{2 \times 10.85 + 100.43}{10.85 + 100.43} \\ &= 0.611 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 92.92 \times 0.611 = 56.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 103.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 103.66 \times \frac{1.656}{1.836} \\ &= 93.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(93.50 + 0.00) \times 1.656 \times 1.000}{2} \\ &= 77.42 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.656}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 93.50}{0.00 + 93.50} \\ &= 0.552 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 77.42 \times 0.552 = 42.74 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	5.29	3.66
2	かかと版上の載荷土	78.39	66.08
3	地盤反力	-92.96	-58.29
4	自動車荷重	16.70	13.94
	合 計 $\Sigma$	7.42	25.39

## 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	5.29	3.66
2	かかと版上の載荷土	78.39	66.08
3	地盤反力	-77.45	-44.22
	合 計 $\Sigma$	6.23	25.52

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  $M_o = 18.06$  (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

$$S = 7.42 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 18.06 \text{ (kN・m)}$$

## (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	5.29	3.66
2	かかと版上の載荷土	78.39	66.08
3	地盤反力	-92.92	-56.77
4	自動車荷重	16.70	13.94
	合 計 $\Sigma$	7.46	26.91

## 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	5.29	3.66
2	かかと版上の載荷土	78.39	66.08
3	地盤反力	-77.42	-42.74
	合 計 $\Sigma$	6.26	27.00

断面計算に用いる曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメント  $M_o = 19.46$  (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

$$S = 7.46 \text{ (kN)}$$

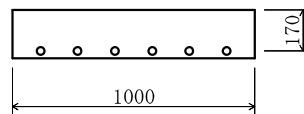
曲げモーメント

$$M = 19.46 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 64.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

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 (mm<sup>2</sup>)

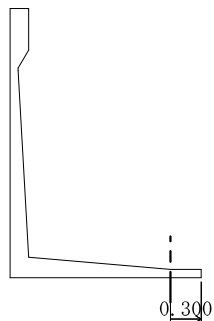
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$18.06 \times 10^6$	$19.46 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$7.42 \times 10^3$	$7.46 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.79	4.09
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	94.1	101.4
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.04
	$\tau_{ca}$	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

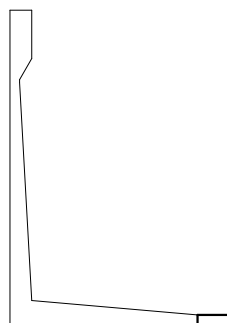
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.080 = 0.024 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.024 \times 24.5 \times 1.000 = 0.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.59 \times 0.150 = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

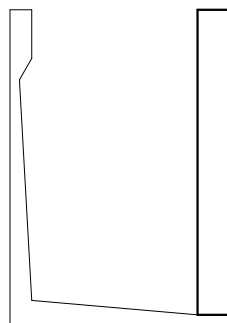
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 2.520 = 0.756 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.756 \times 19.0 \times 1.000 = 14.36 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.36 \times 0.150 = 2.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

## 1) 常 時

荷重強度

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

せん断力

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

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

$$q_1 = 106.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.11 + (106.18 - 14.11) \times \frac{0.300}{1.850} \\ &= 29.04 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.04 + 14.11) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.47 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 14.11 + 29.04}{14.11 + 29.04} \\ &= 0.133 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.47 \times 0.133 = 0.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 99.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.38 + (99.86 - 2.38) \times \frac{0.300}{1.850} \\ &= 18.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.19 + 2.38) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 3.09 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 2.38 + 18.19}{2.38 + 18.19} \\ &= 0.112 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.09 \times 0.112 = 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 110.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.85 + (110.08 - 10.85) \times \frac{0.300}{1.850} \\ &= 26.94 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.94 + 10.85) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.67 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 10.85 + 26.94}{10.85 + 26.94} \\ &= 0.129 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.67 \times 0.129 = 0.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 103.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 103.66 \times \frac{0.286}{1.836}$$

$$= 16.15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.15 + 0.00) \times 0.286 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.31 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.286}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 16.15}{0.00 + 16.15}$$

$$= 0.095 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.31 \times 0.095 = 0.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.59	0.09
2	かかと版上の载荷土	14.36	2.15
3	地盤反力	-6.47	-0.86
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	11.48	1.83

## 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	0.59	0.09
2	かかと版上の载荷土	14.36	2.15
3	地盤反力	-3.09	-0.35
	合 計 Σ	11.86	1.89

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	14.36	2.15
3	地盤反力	-5.67	-0.73
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 $\Sigma$	12.28	1.96

## 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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	14.36	2.15
3	地盤反力	-2.31	-0.22
	合 計 $\Sigma$	12.64	2.02

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 12.64 \text{ (kN)}$$

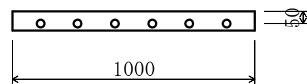
曲げモーメント

$$M = 2.02 \text{ (kN・m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



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 (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)	$1.89 \times 10^6$	$2.02 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$11.86 \times 10^3$	$12.64 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.26	3.48
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	36.2	38.7
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.24	0.25
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54