

CLP-Ⅲ (H) 1400×(B) 1100

2017 年 4 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 .....	6
§ 5 安定計算 .....	11
§ 6 たて壁の部材断面設計 .....	17
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計 .....	22
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計 .....	28
§ 9 コンクリート許容せん断応力度 .....	32

## § 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) 単位体積重量 製品	$\gamma_c = 24.50 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

## 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	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$	
(2) 支持地盤の定数		
擁壁底面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	$q_a = 61.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	以上必要

## 1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e  \leq 1/6 B$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50$

## 1.4 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート		
設計基準強度	$\sigma_{ck} = 35 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 12.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.26 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
(2) 鉄筋		
許容引張応力度	SD295A	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

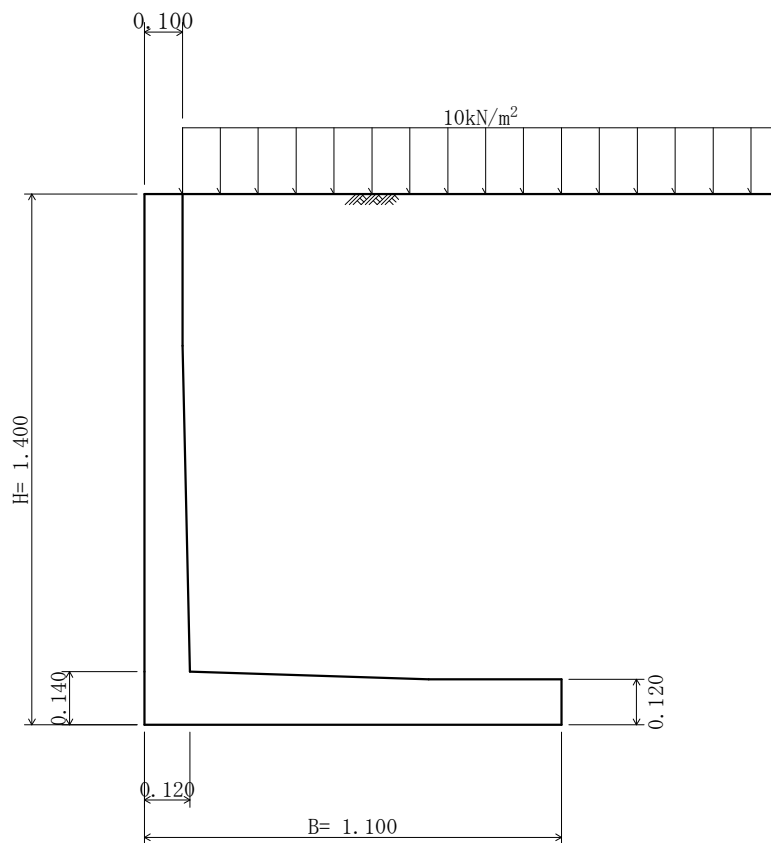
## 1.5 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針（平成24年度版） (社)日本道路協会

## § 2 一般形状寸法図

## 2.1 一般図

製品名 : CLP-III (H) 1400 × (B) 1100



## §3 計算結果

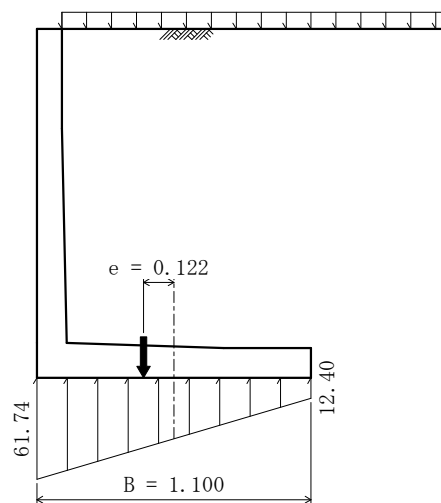
## 3.1 安定計算結果

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 載荷重あり

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
40.78	10.88	0.122	4.44	2.16	61.74      12.40	O. K.
許 容 値		0.183	1.50	1.50		

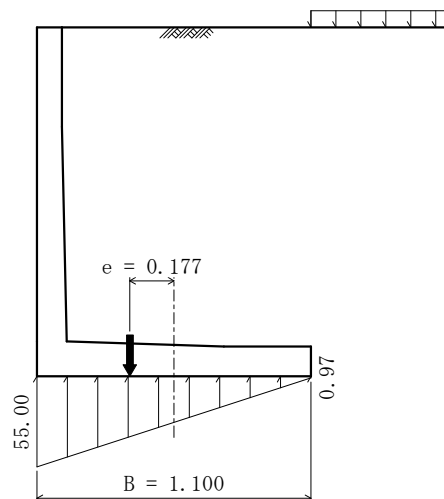
《地盤反力図》



## 3.1.2 載荷重なし

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
30.78	10.88	0.177	3.26	1.63	55.00	0.97	0. K.
許 容 値		0.183	1.50	1.50			

《地盤反力図》



## 3.2 断面計算結果

## 3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	60	80
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	D10 - 7.5 535
		x (mm)	24	28.7
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.20 \times 10^6$	$3.30 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.54 \times 10^3$	$7.86 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.32	3.27
		$\sigma_{ca}$	12.00	12.00
	鉄筋の 引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	7.2	87.6
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.10
		$\tau_{ca}$	0.52	0.47

## 3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (d') (mm)	85 (83)	65
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	D10 - 7.5 535
		x (mm)	29.8	25.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$3.30 \times 10^6$	$1.26 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$4.10 \times 10^3$	$6.19 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.95	1.76
		$\sigma_{ca}$	12.00	12.00
	鉄筋の 引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	82.2	41.6
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	0.10
		$\tau_{ca}$	0.47	0.51

※ 部材断面の( )はせん断検討時に用いる値。

## §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

### 4.1 荷重の組合せ

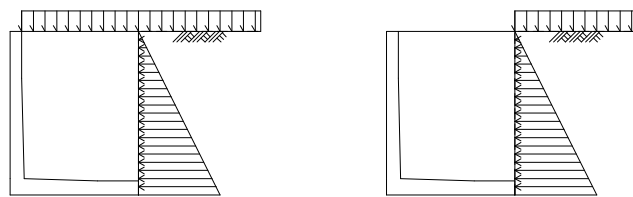
以下の組合せについて設計を行う。

常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

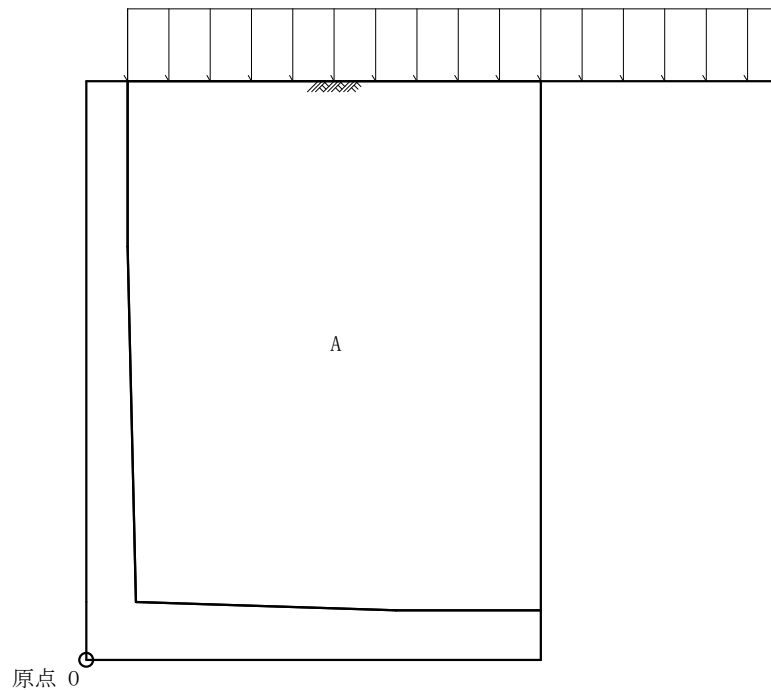
1) 載荷重あり

2) 載荷重なし



### 4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。  
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。





## 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	0.020	0.400	-0.008	0.110	1.200	-0.0009	-0.0096
b	-1/2 × 0.020	0.860	-0.009	0.113	0.713	-0.0010	-0.0064
c	-1/2 × 0.630	0.020	-0.006	0.540	0.133	-0.0032	-0.0008
d	0.980	1.260	-1.235	0.610	0.770	-0.7534	-0.9510
e	0.350	0.020	-0.007	0.925	0.130	-0.0065	-0.0009
合 計			0.275			0.0820	0.1093

## 体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.275 \times 1.000 = 0.275 \text{ (m}^3\text{)}$$

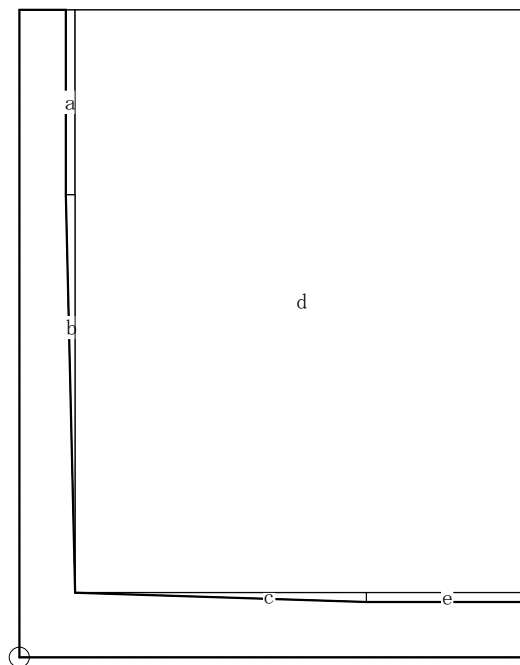
## 荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.275 \times 24.50 = 6.74 \text{ (kN)}$$

## 作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0820}{0.275} = 0.298 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1093}{0.275} = 0.397 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.000	1.280	1.280	0.600	0.760	0.7680	0.9728
a	-1/2	0.020	0.860	-0.009	0.107	-0.0010	-0.0038
b	-	0.020	0.020	0.000	0.110	0.0000	0.0000
c	-1/2	0.630	0.020	-0.006	0.330	-0.0020	-0.0008
合 計			1.265			0.7650	0.9682

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.265 \times 1.000 = 1.265 \text{ (m}^3\text{)}$$

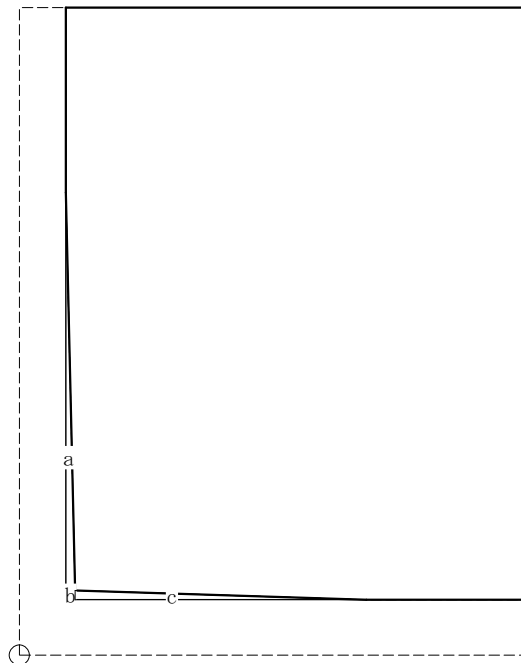
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.265 \times 19.00 = 24.04 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.7650}{1.265} = 0.605 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.9682}{1.265} = 0.765 \text{ (m)}$$



## 4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

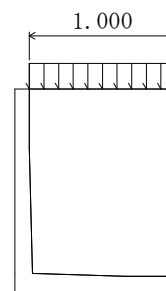
## (1) 活荷重(常時)

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.000 \times 1.000 = 10.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.100 - \frac{1.000}{2} = 0.600 \text{ (m)}$$



## 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  $\phi = 30.00$  (°)

$\delta$  : 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

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

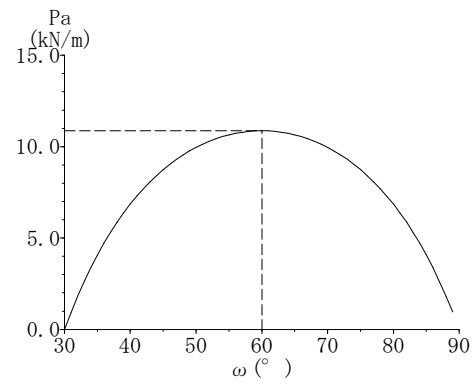
$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

$V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

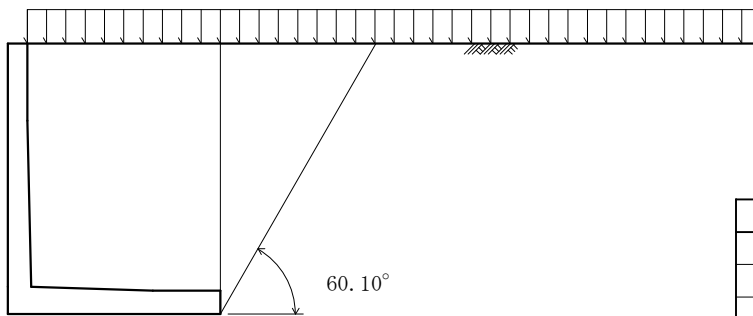
$L$  : 擁壁の奥行き(計算幅)  $L = 1.000$  (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 1.400 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 18.77 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 8.05] \\
 \omega &= 60.10 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{18.77 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 10.88 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	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

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

## §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。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

## 5.1 計算方法

## 1) 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。

$$F_s = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} \geq F_{sa}$$

ここに、

- $F_s$  : 安全率  
 $\sum Mr$  : 抵抗モーメント (kN・m)  
 $\sum Mo$  : 転倒モーメント (kN・m)  
 $F_{sa}$  : 転倒安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $\sum V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)  
 $\sum Mr$  : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)  
 $\sum Mo$  : 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。

$$|e| \leq \frac{1}{6} B$$

## 2) 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。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\sum V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- $F_s$  : 滑動安全率  
 $F_{sa}$  : 滑動安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$   
 $\sum V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)  
 $\sum H$  : 水平荷重 (kN)  
 $\mu$  : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数  $\mu = 0.577$   
 $C$  : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力  $C = 0.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.100$  (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $Be$  : 有効載荷幅  $Be = B - 2 \cdot e$  (m)  
 $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)

## 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  $B = 1.100$  (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)

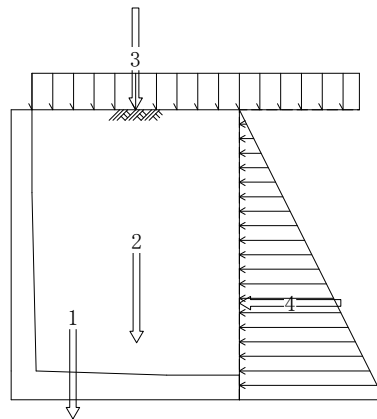
$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 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	6.74		0.298	0.397	2.01	
2	裏込め土	24.04		0.605	0.765	14.54	
3	載荷重	10.00		0.600	1.400	6.00	
4	土圧	0.00	10.88	1.100	0.467	0.00	5.08
合 計 Σ		40.78	10.88			22.55	5.08

《荷重作用図》



## 1) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{22.55}{5.08} = 4.44 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{22.55 - 5.08}{40.78} = 0.428 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.428 = 0.122 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.122 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.183 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times 0.122 = 0.856 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{40.78 \times 0.577 + 0.0 \times 0.856 \times 1.000}{10.88}$$

$$= 2.16 \geq F_{sa} = 1.5$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

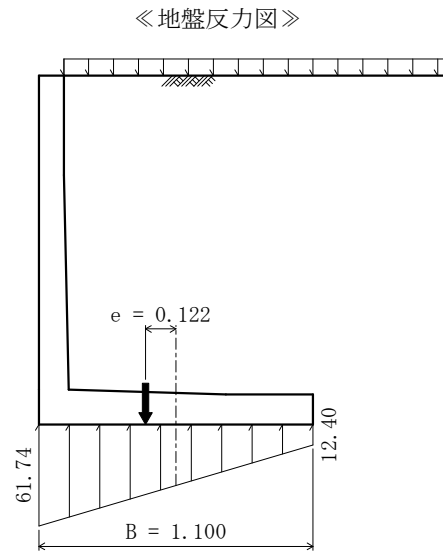
最大地盤反力度

$$|e| = 0.122 \leq \frac{B}{6} = 0.183 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{40.78}{1.100 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.122}{1.100} \right)$$

$$= \begin{cases} 61.74 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.40 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

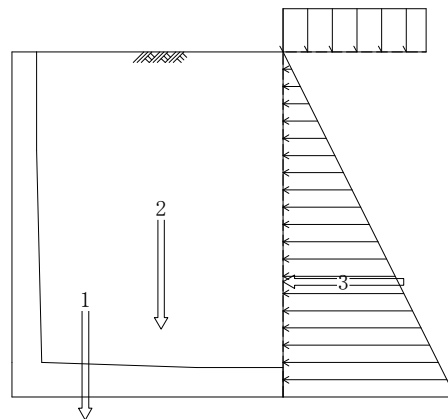




## 5.2.2 載荷重なし

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	6.74		0.298	0.397	2.01	
2	裏込め土	24.04		0.605	0.765	14.54	
3	土圧	0.00	10.88	1.100	0.467	0.00	5.08
合 計 Σ		30.78	10.88			16.55	5.08

《荷重作用図》



## 1) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{16.55}{5.08} = 3.26 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{16.55 - 5.08}{30.78} = 0.373 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.373 = 0.177 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.177 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.183 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 2) 滑動に対する安定

$$B_e = B - 2 \cdot e = 1.100 - 2 \times 0.177 = 0.746 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B_e \cdot L}{\Sigma H} = \frac{30.78 \times 0.577 + 0.0 \times 0.746 \times 1.000}{10.88}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

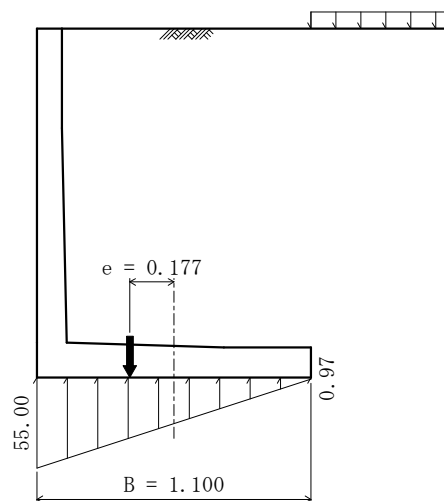
$$|e| = 0.177 \leq \frac{B}{6} = 0.183 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{30.78}{1.100 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.177}{1.100}\right)$$

$$= \begin{cases} 55.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

《地盤反力図》

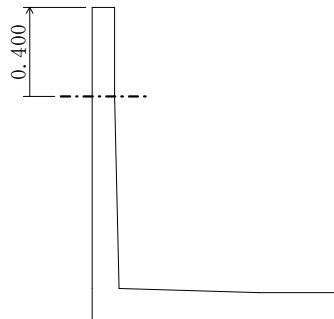


## §6 たて壁の部材断面設計

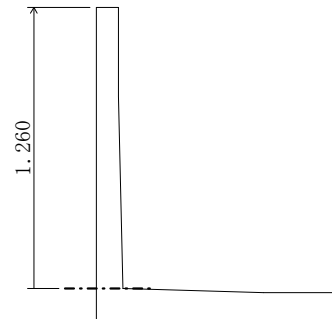
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持ばりで設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



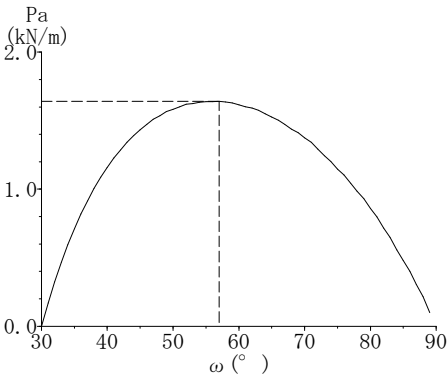
6.2 荷重の計算

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) 中間部

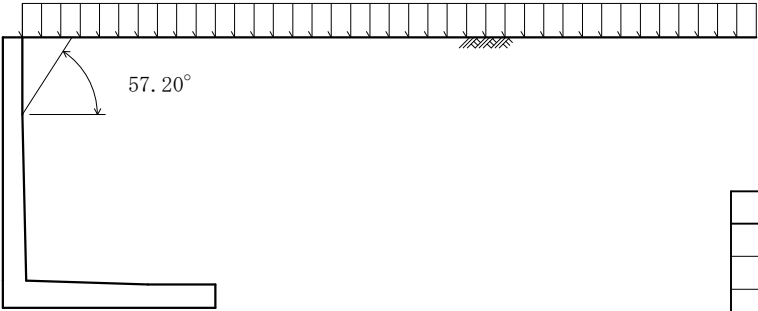
h = 0.400 (m)  
α = 0.00 (°)  
W = 3.57 (kN/m) [載荷重: 2.58]  
ω = 57.20 (°)  
δ = 20.00 (°)  
φ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{3.57 \times \sin(57.20 - 30.00)}{\cos(57.20 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$

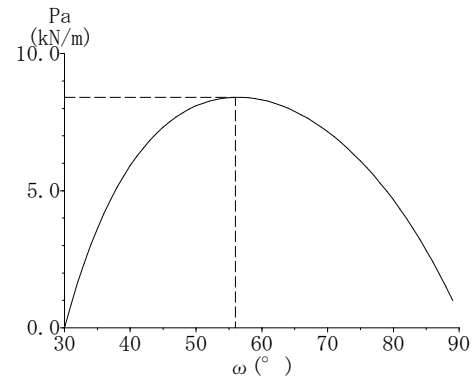
= 1.64 (kN/m)



ω	Pa	W
62.00	1.593	2.94
61.00	1.600	3.05
60.00	1.615	3.18
59.00	1.630	3.32
58.00	1.636	3.45
* 57.20	1.645	3.57
57.00	1.642	3.59
56.00	1.640	3.72
55.00	1.638	3.86
54.00	1.635	4.01
53.00	1.624	4.15

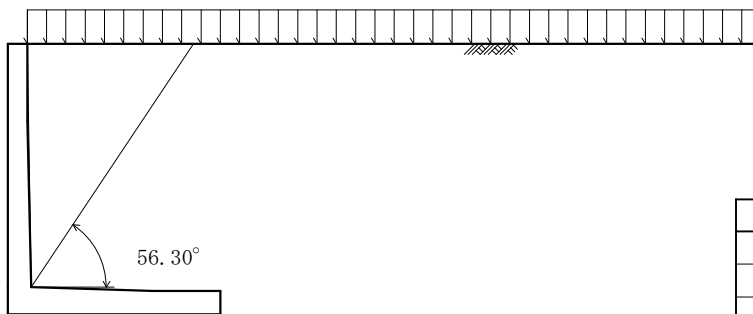
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 h &= 1.260 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.91 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 18.90 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 8.60] \\
 \omega &= 56.30 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{18.90 \times \sin(56.30 - 30.00)}{\cos(56.30 - 30.00 - 20.00 - 0.91)} \\
 &= 8.41 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
61.00	8.260	15.79
60.00	8.314	16.42
59.00	8.364	17.08
58.00	8.393	17.74
57.00	8.405	18.41
* 56.30	8.411	18.90
56.00	8.410	19.11
55.00	8.393	19.81
54.00	8.371	20.55
53.00	8.328	21.30
52.00	8.269	22.07

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

ここに、

$$L : \text{擁壁の奥行き (計算幅)} \quad L = 1.000 \text{ (m)}$$

	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	1.64	20.00	0.00	1.54	0.133
つけ根	8.41	20.00	0.91	7.86	0.420

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 1.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = H \cdot y = 1.54 \times 0.133 = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 7.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = H \cdot y = 7.86 \times 0.420 = 3.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 6.4 実応力度の計算

## (1) 中間部

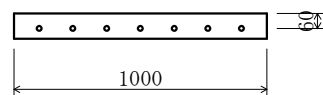
単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\text{有効幅 } b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ } d = 60 \text{ (mm)}$$

$$\text{鉄筋量 } A_s = D10 - 7.5$$

$$= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)}$$



$$\text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 } n = 15$$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 24.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント } M = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力 } S = 1.54 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.20 \times 10^6}{1000 \times 24.0 \times \left(60 - \frac{24.0}{3}\right)} \\ &= 0.32 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 12.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

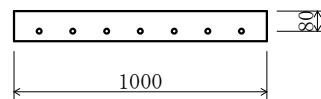
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.20 \times 10^6}{535 \times \left(60 - \frac{24.0}{3}\right)} \\ &= 7.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.54 \times 10^3}{1000 \times 60} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 3.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 7.86 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

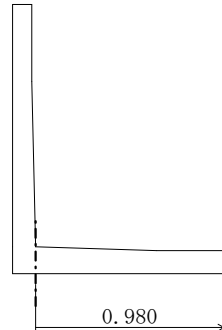
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 3.30 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(80 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 3.27 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 12.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{3.30 \times 10^6}{535 \times \left(80 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 87.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{7.86 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.47 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

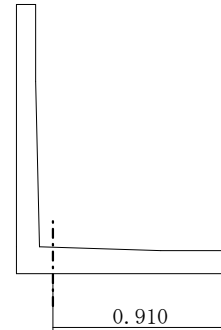
かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。

### 7.1 断面検討位置

ア. 曲げ検討位置



イ. せん断検討位置



### 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

ア. 曲げ検討位置

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> )
	0.980	0.140	0.137	0.490	0.0671
a	-1/2 × 0.630	0.020	-0.006	0.420	-0.0025
b	-	0.350 × 0.020	-0.007	0.805	-0.0056
合計			0.124		0.0590

作用位置

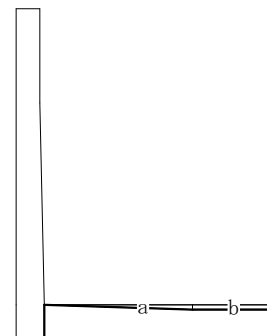
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0590}{0.124} = 0.476 \text{ (m)}$$

鉛直荷重

$$V = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.124 \times 24.50 \times 1.000 = 3.04 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = V \cdot x = 3.04 \times 0.476 = 1.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



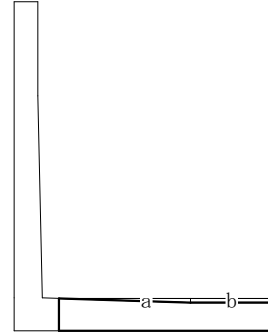


イ. セン断検討位置

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> )
	0.910	0.138	0.126	0.455	0.0573
a	-1/2	0.560	0.018	-0.005	-0.0019
b	-	0.350	0.018	-0.006	-0.0044
合 計			0.115		0.0510

鉛直荷重

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.115 \times 24.50 \times 1.000 = 2.82 \text{ (kN)}$$



(2) かかと版上の載荷土

ア. 曲げ検討位置

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> )
	0.980	1.280	1.254	0.490	0.6145
a	-1/2	0.630	0.020	-0.006	-0.0013
合 計			1.248		0.6132

作用位置

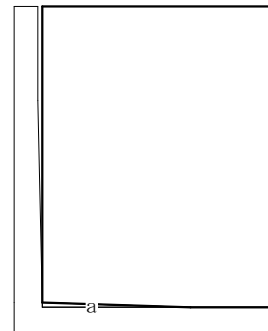
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.6132}{1.248} = 0.491 \text{ (m)}$$

鉛直荷重

$$V = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.248 \times 19.00 \times 1.000 = 23.71 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = V \cdot x = 23.71 \times 0.491 = 11.64 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

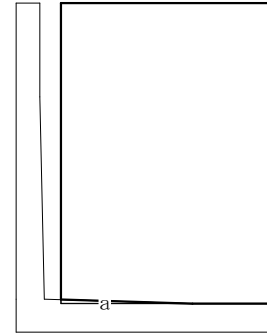


イ. セン断検討位置

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> )
	0.910	1.280	1.165	0.455	0.5301
a	-1/2	0.560	0.018	-0.005	-0.0009
合 計			1.160		0.5292

鉛直荷重

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.160 \times 19.00 \times 1.000 = 22.04 \text{ (kN)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

ア. 曲げ検討位置

鉛直荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.980 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.490 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = V \cdot x = 9.80 \times 0.490 = 4.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

イ. セン断検討位置

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.910 \times 1.000 = 9.10 \text{ (kN)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 61.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## ア. 曲げ検討位置

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_1}{B} = 12.40 + (61.74 - 12.40) \times \frac{0.980}{1.100} \\ &= 56.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

鉛直荷重

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot l_1 \cdot L = \frac{1}{2} \times (12.40 + 56.36) \times 0.980 \times 1.000 \\ &= 33.69 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_1}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.980}{3} \times \frac{2 \times 12.40 + 56.36}{12.40 + 56.36} \\ &= 0.386 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = V \cdot x = 33.69 \times 0.386 = 13.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## イ. セン断検討位置

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_1}{B} = 12.40 + (61.74 - 12.40) \times \frac{0.910}{1.100} \\ &= 53.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot l_1 \cdot L = \frac{1}{2} \times (12.40 + 53.22) \times 0.910 \times 1.000 \\ &= 29.86 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 55.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## ア. 曲げ検討位置

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_1}{B} = 0.97 + (55.00 - 0.97) \times \frac{0.980}{1.100} \\ &= 49.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

鉛直荷重

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot l_1 \cdot L = \frac{1}{2} \times (0.97 + 49.11) \times 0.980 \times 1.000 \\ &= 24.54 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_1}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.980}{3} \times \frac{2 \times 0.97 + 49.11}{0.97 + 49.11} \\ &= 0.333 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = V \cdot x = 24.54 \times 0.333 = 8.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## イ. せん断検討位置

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_1}{B} = 0.97 + (55.00 - 0.97) \times \frac{0.910}{1.100} \\ &= 45.67 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot l_1 \cdot L = \frac{1}{2} \times (0.97 + 45.67) \times 0.910 \times 1.000 \\ &= 21.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 7.3 設計断面力

## (1) 荷重あり

	曲げ検討位置		せん断 検討位置
	V (kN)	M (kN・m)	S (kN)
かかと版自重	3.04	1.45	2.82
かかと版上の載荷土	23.71	11.64	22.04
地盤反力	-33.69	-13.00	-29.86
自動車荷重	9.80	4.80	9.10
合計	2.86	4.89	4.10

たて壁つけ根の曲げモーメント  $M_o = 3.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

## (2) 載荷重なし

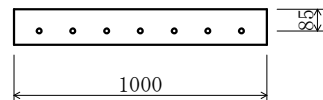
	曲げ検討位置		せん断 検討位置
	V (kN)	M (kN・m)	S (kN)
かかと版自重	3.04	1.45	2.82
かかと版上の載荷土	23.71	11.64	22.04
地盤反力	-24.54	-8.17	-21.22
合計	2.21	4.92	3.64

たて壁つけ根の曲げモーメント  $M_o = 3.30$  (kN・m)

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \quad \text{【 曲げ検討位置 】} \\
 d &= 83 \text{ (mm)} \quad \text{【 せん断検討位置 】} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\
 &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

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

設計断面力

$$\begin{aligned}
 \text{曲げモーメント} \quad M &= 3.30 \text{ (kN・m)} \\
 \text{せん断力} \quad S &= 4.10 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

実応力度

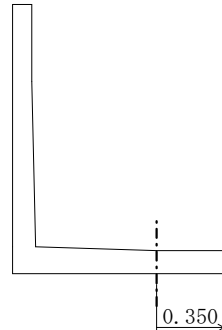
$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 3.30 \times 10^6}{1000 \times 29.8 \times \left(85 - \frac{29.8}{3}\right)} \\
 &= 2.95 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 12.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\
 \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{3.30 \times 10^6}{535 \times \left(85 - \frac{29.8}{3}\right)} \\
 &= 82.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\
 \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.10 \times 10^3}{1000 \times 83} \\
 &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.47 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}
 \end{aligned}$$

## §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ばりとして設計する。

### 8.1 断面検討位置

断面検討位置



### 8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### (1) かかと版自重

面積

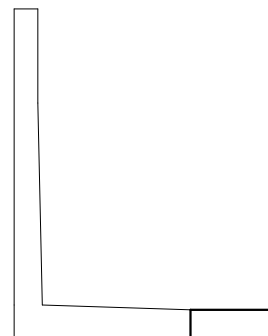
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.120 = 0.042 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.042 \times 24.50 \times 1.000 = 1.03 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.03 \times 0.175 = 0.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



#### (2) かかと版上の載荷土

面積

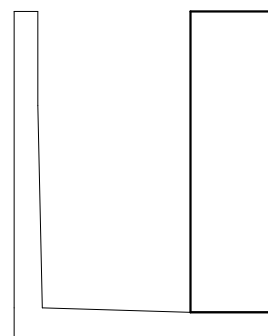
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.280 = 0.448 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.448 \times 19.00 \times 1.000 = 8.51 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.51 \times 0.175 = 1.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

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

作用位置

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

曲げモーメント

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

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 61.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_1}{B} = 12.40 + (61.74 - 12.40) \times \frac{0.350}{1.100} \\ &= 28.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot l_1 \cdot L = \frac{1}{2} \times (12.40 + 28.10) \times 0.350 \times 1.000 \\ &= 7.09 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_1}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.40 + 28.10}{12.40 + 28.10} \\ &= 0.152 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.09 \times 0.152 = 1.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 55.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_1}{B} = 0.97 + (55.00 - 0.97) \times \frac{0.350}{1.100}$$

$$= 18.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{1}{2} \cdot (q_2 + q_3) \cdot l_1 \cdot L = \frac{1}{2} \times (0.97 + 18.16) \times 0.350 \times 1.000$$

$$= 3.35 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_1}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.97 + 18.16}{0.97 + 18.16}$$

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

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.35 \times 0.123 = 0.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.3 設計断面力

No	荷 重 名	載荷重あり		載荷重なし	
		せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	1.03	0.18	1.03	0.18
2	かかと版上の載荷土	8.51	1.49	8.51	1.49
3	地盤反力	-7.09	-1.08	-3.35	-0.41
4	自動車荷重	3.50	0.61		
	合 計 Σ	5.95	1.20	6.19	1.26
	かかと版つけ根の曲げモーメント		3.30		3.30

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

$$\text{せん断力} \quad S = 6.19 \text{ (kN)}$$

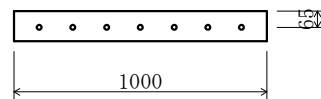
$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 65 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 65}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 25.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 6.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.26 \times 10^6}{1000 \times 25.3 \times \left(65 - \frac{25.3}{3}\right)} \\ &= 1.76 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 12.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.26 \times 10^6}{535 \times \left(65 - \frac{25.3}{3}\right)} \\ &= 41.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{6.19 \times 10^3}{1000 \times 65} \\ &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.51 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §9 コンクリート許容せん断応力度

鉄筋コンクリート部材において、コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度  $\tau_a$  は次式より算出した。

$$\text{中間部、つけ根、かかと版（中間）} \quad \tau_a = \tau_{a1} \cdot c_e \cdot c_{pt}$$

$$\text{かかと版} \quad \tau_a = \tau_{a1} \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc}$$

ここに、

$\tau_a$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のコンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$c_e$  : 部材断面の有効高  $d$  の影響による補正係数

有効高 $d$ (mm)	300以下	1000	3000	5000	10000以上
$c_e$	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

$c_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  の影響による補正係数

$p_t$  : 中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和と有効断面積の比 (%)

$$p_t = 100 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$A_s$  : 中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b$  : 部材断面の幅 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

軸方向引張鉄筋比 $p_t$ (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
$c_{pt}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

$c_{dc}$  : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数

$a$  : せん断スパン  $a = M / S + \min(t_c / 2, d)$  (mm)

$S$  : せん断力 (N)

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$t_c$  : たて壁の幅 (mm)

せん断スパン比 $a/d$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
$c_{dc}$	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

### 9.1 せん断スパン比による割増し係数

※せん断スパンの算出は、『底版の部材断面設計』において計算した、曲げモーメントに対する照査断面の断面積を用いる。

#### (1) かかと版

##### 1) 載荷重あり

$$a = 4.89 / 2.86 \times 1000 + \min(120/2, 83) = 1770 \text{ (mm)}$$

$$a / d = 21.33 > 2.5 \text{ であるから、割増しを行わない。}$$

##### 2) 載荷重なし

$$a = 4.92 / 2.21 \times 1000 + \min(120/2, 83) = 2286 \text{ (mm)}$$

$$a / d = 27.54 > 2.5 \text{ であるから、割増しを行わない。}$$

### 9.2 許容せん断応力度の割増し

#### (1) 中間部

$$d = 60 \text{ (mm)} \quad A_s = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \quad b = 1000 \text{ (mm)} \quad p_t = 0.89(\%)$$

$$c_e = 1.40 \quad c_{pt} = 1.43$$

$$\tau_a = 0.26 \times 1.40 \times 1.43 = 0.52 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

#### (2) つけ根

$$d = 80 \text{ (mm)} \quad A_s = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \quad b = 1000 \text{ (mm)} \quad p_t = 0.67(\%)$$

$$c_e = 1.40 \quad c_{pt} = 1.30$$

$$\tau_a = 0.26 \times 1.40 \times 1.30 = 0.47 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## (3) かかと版

$$d = 83 \text{ (mm)} \quad A_s = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \quad b = 1000 \text{ (mm)} \quad p_t = 0.64(\%)$$

ケース	$\tau_{a1}$	$C_e$	$C_{pt}$	$C_{dc}$	$\tau_a$
載荷重あり	0.26	1.40	1.28	1.00	0.47
載荷重なし	0.26				0.47

## (4) かかと版 (中間)

$$d = 65 \text{ (mm)} \quad A_s = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \quad b = 1000 \text{ (mm)} \quad p_t = 0.82(\%)$$

$$C_e = 1.40 \quad C_{pt} = 1.39$$

$$\tau_a = 0.26 \times 1.40 \times 1.39 = 0.51 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$