

CLP-F (H) 2900 × (B) 2000 × (L) 2000

2011 年 7 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	9
§ 5 安定計算	16
§ 6 たて壁の部材断面設計	25
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	31
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	38

§1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 2.900 \text{ (m)}$
(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	$H_h = 0.4 \text{ (kN/m)}$
(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	$q_a = 119.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	以上必要

1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e \leq 1/6 B \text{ (1/3)}$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$
		※ () はフェンス荷重時

1.4 材料強度及び許容応力度

	(N/mm ²)	常 時	フェンス
(1) コンクリート			
設計基準強度	σ_{ck}	30	
許容圧縮応力度	σ_{ca}	10.00	12.00
許容せん断応力度	τ_a	0.45	0.54
(2) 鉄筋			
許容引張応力度	σ_{sa}	160	192

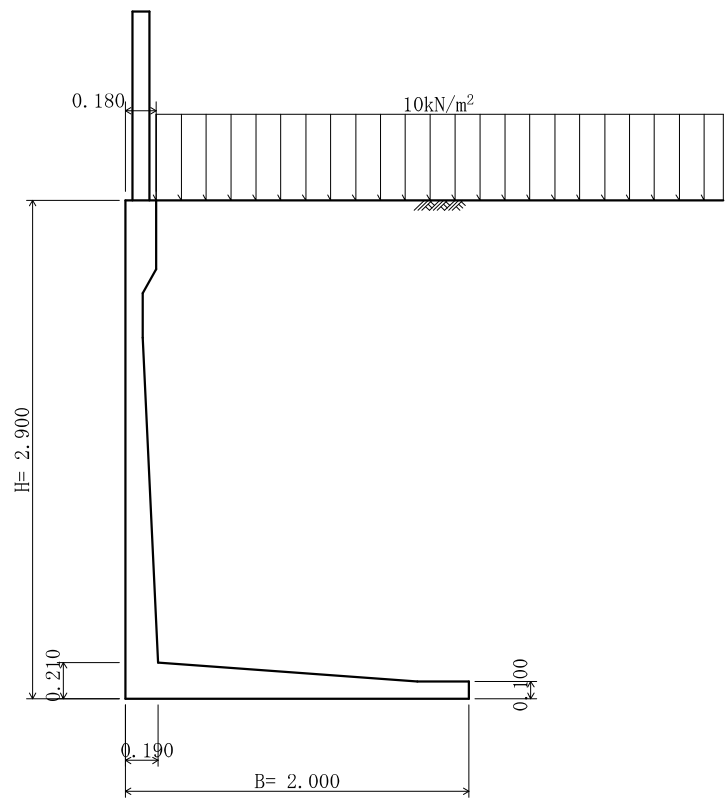
1.5 参考文献

一、道路土工 一 擁壁工指針	(社)日本道路協会
----------------	-----------

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図

製品名：CLP-F (H)2900×(B)2000×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

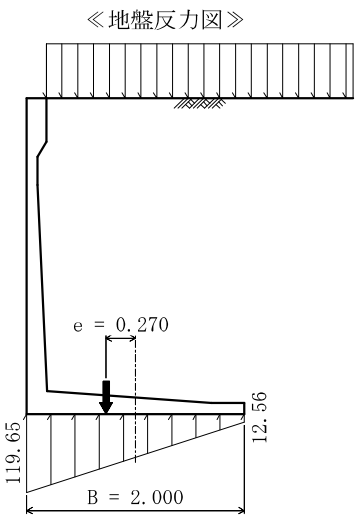
3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時 [載荷重あり]

(1) 安定計算

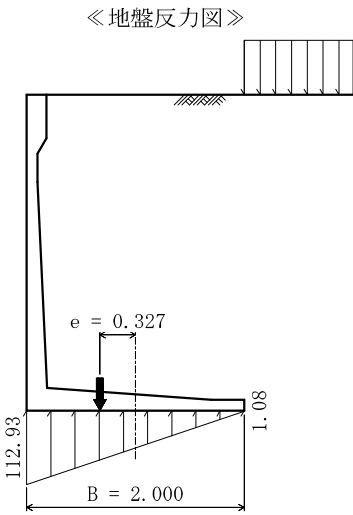
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F _s	滑 動 安全率 F _s	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
132.21	36.30	0.270	3.75	2.10	119.65	12.56	0. K.
許 容 値		0.333	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

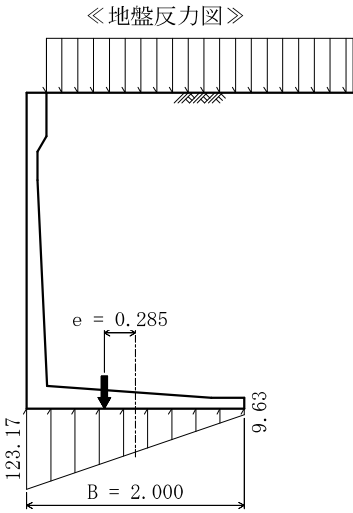
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
114.01	36.30	0.327	3.19	1.81	112.93	1.08	0. K.
許 容 値		0.333	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

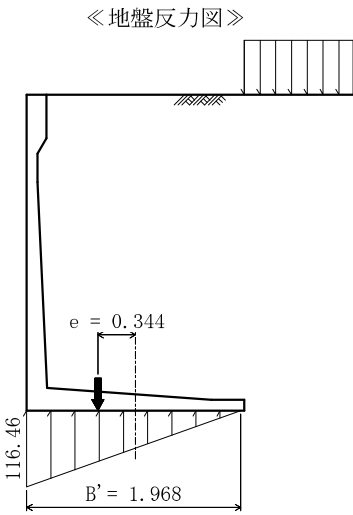
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
132.80	36.70	0.285	3.59	2.09	123.17	9.63	0. K.
許 容 値		0.667	1.20	1.20			



3.1.4 フェンス荷重時〔載荷重なし〕

(1) 安定計算

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)	判定
114.60	36.70	0.344	3.05	1.80	116.46	0. K.
許 容 値		0.667	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)	60	
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	
		x (mm)	36.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.97×10^6	1.71×10^6
		せん断力 S (N)	3.62×10^3	4.02×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.12	1.97
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	10.9	19.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.07
		τ_{ca}	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つけ根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	150	
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	
		x (mm)	67.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	24.54×10^6	26.06×10^6
		せん断力 S (N)	27.36×10^3	27.76×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.68	6.03
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	103.4	109.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.18	0.19
		τ_{ca}	0.45	0.54

3.2.2 底版の断面計算

(1) かかと版

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つ け 根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	170	
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	
		x (mm)	73.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	24.54×10^6	26.06×10^6
		せん断力 S (N)	8.84×10^3	8.87×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.59	4.88
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	90.6	96.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.05
		τ_{ca}	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中 間	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	60	
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	
		x (mm)	36.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.20×10^6	2.31×10^6
		せん断力 S (N)	13.86×10^3	14.57×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.53	2.66
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	24.7	25.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.23	0.24
		τ_{ca}	0.45	0.54

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧
- ・フェンス荷重

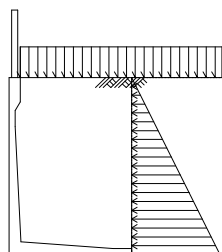
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

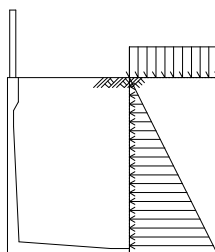
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

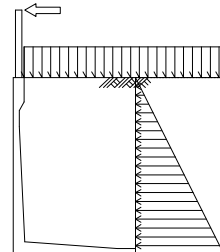
1) 常時[載荷重あり]



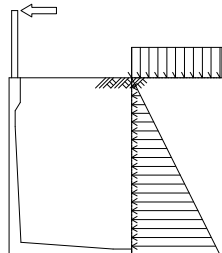
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

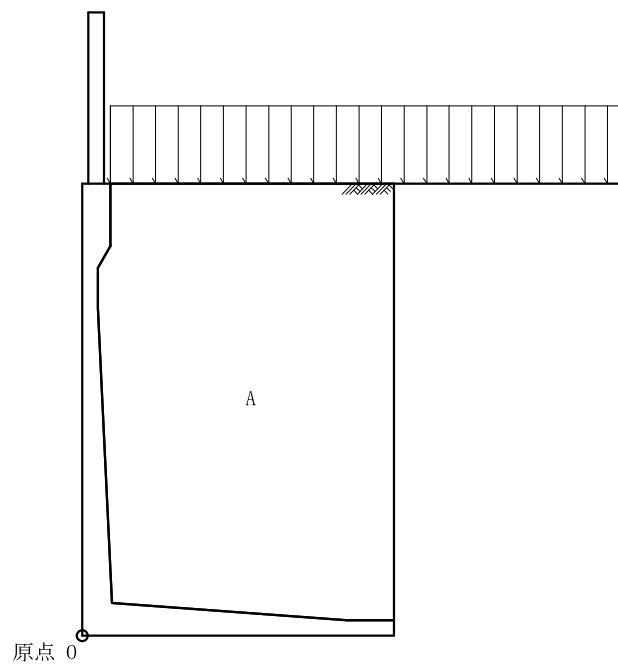


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、鉛直荷重 V 、水平荷重 H 、および、原点 O に対する作用位置 (x, y) の計算を奥行き長 1.000 m あたりで行なう。



4.2.1 自重

(1) 躯体

1) 製品

記号	幅 高さ		面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)		x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.000	2.900	= 5.800	1.000	1.450	5.8000	8.4100
a	-	0.080	× 0.261 = -0.021	0.140	2.231	-0.0029	-0.0469
b	-1/2	× 0.080	× 0.139 = -0.006	0.153	2.407	-0.0009	-0.0144
c	-1/2	× 0.090	× 1.890 = -0.085	0.160	1.470	-0.0136	-0.1250
d	-	0.010	× 0.800 = -0.008	0.185	2.500	-0.0015	-0.0200
e	-	1.510	× 2.690 = -4.062	0.945	1.555	-3.8386	-6.3164
f	-1/2	× 1.510	× 0.110 = -0.083	1.197	0.173	-0.0994	-0.0144
g	-	0.300	× 2.800 = -0.840	1.850	1.500	-1.5540	-1.2600
合 計			0.695			0.2891	0.6129

体積

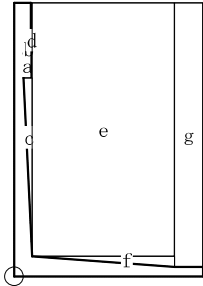
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.695 \times 1.000 = 0.695 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.695 \times 24.5 = 17.03 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2891}{0.695} = 0.416 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.6129}{0.695} = 0.882 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記 号	幅	高さ	面積	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)	A (m ²)	x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.900	2.800	= 5.320	1.050	1.500	5.5860	7.9800
a	-1/2	0.080	0.139	= -0.006	0.127	2.454	-0.0008
b	-1/2	0.090	0.189	= -0.085	0.130	0.840	-0.0111
c	-	0.080	0.400	= -0.032	0.140	2.700	-0.0045
d	-	0.090	0.110	= -0.010	0.145	0.155	-0.0015
e	-1/2	1.510	0.110	= -0.083	0.693	0.137	-0.0575
合 計			5.104			5.5106	7.7945

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 5.104 \times 1.000 = 5.104 \text{ (m}^3\text{)}$$

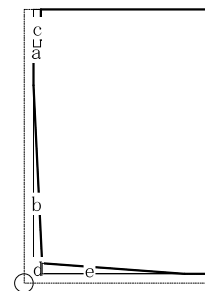
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 5.104 \times 19.0 = 96.98 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{5.5106}{5.104} = 1.080 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{7.7945}{5.104} = 1.527 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.820 \times 1.000 = 18.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.000 - \frac{1.820}{2} = 1.090 \text{ (m)}$$

4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

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

ここに、

P_a : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

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

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

ここに、

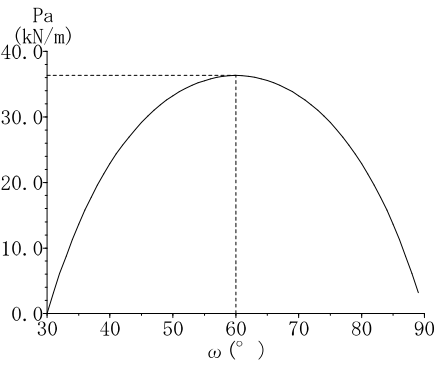
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 2.900 \text{ (m)}$

(1) 常 時

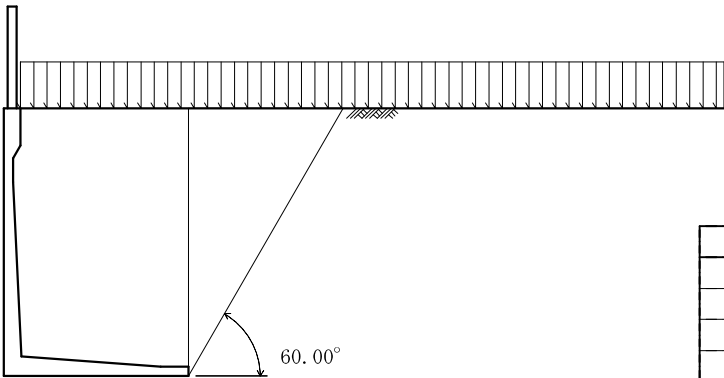
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 62.88 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 16.74]
 $\omega = 60.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{62.88 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 36.30 \text{ (kN/m)}$



ω	P_a	W
64.00	35.823	53.11
63.00	36.036	55.49
62.00	36.180	57.90
61.00	36.268	60.36
* 60.00	36.304	62.88
59.00	36.274	65.44
58.00	36.183	68.05
57.00	36.034	70.72
56.00	35.819	73.44

鉛直荷重

$V = 36.30 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 36.30 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 36.30 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 2.000 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.900}{3} = 0.967 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.900 + 1.100 = 4.000 \text{ (m)}$$

§5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

5.1 計算方法

1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \tan \delta + C \cdot B \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値 常 時 $F_{sa} = 1.50$

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.20$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 水平荷重 (kN)

$\tan \delta$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan \delta = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0$ (kN/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.000$ (m)

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (m)

2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

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

ここに、

F_s : 安全率

ΣM_r : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : 転倒モーメント (kN・m)

F_{sa} : 転倒安全率の許容値 常 時 $F_{sa} = 1.50$

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.20$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V}$$

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

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣM_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.000$ (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

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

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m^2)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.000$ (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)

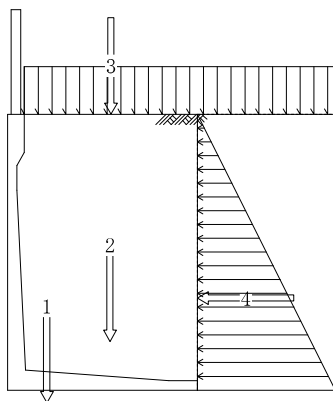
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 常 時 [载荷重あり]

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	17.03		0.416	0.882	7.08	
2	裏込め土	96.98		1.080	1.527	104.74	
3	载荷重	18.20		1.090	2.900	19.84	
4	土圧		36.30	2.000	0.967		35.10
合 計 Σ		132.21	36.30			131.66	35.10

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{132.21 \times 0.577 + 0.0 \times 2.000 \times 1.000}{36.30}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{131.66}{35.10} = 3.75 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{131.66 - 35.10}{132.21} = 0.730 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.730 = 0.270 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.270 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.333 \text{ (m)}$$

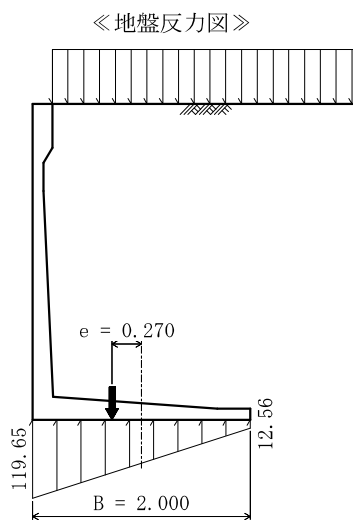
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{132.21}{2.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.270}{2.000} \right) \\ &= \begin{cases} 119.65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

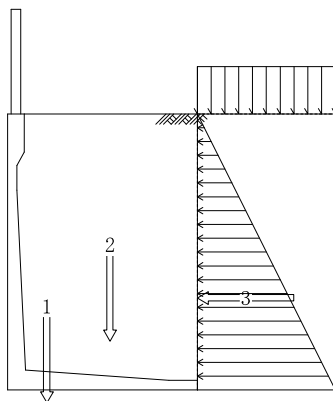
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	17.03		0.416	0.882	7.08	
2	裏込め土	96.98		1.080	1.527	104.74	
3	土圧		36.30	2.000	0.967		35.10
合 計 Σ		114.01	36.30			111.82	35.10

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{114.01 \times 0.577 + 0.0 \times 2.000 \times 1.000}{36.30}$$

$$= 1.81 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{111.82}{35.10} = 3.19 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{111.82 - 35.10}{114.01} = 0.673 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.673 = 0.327 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.327 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.333 \text{ (m)}$$

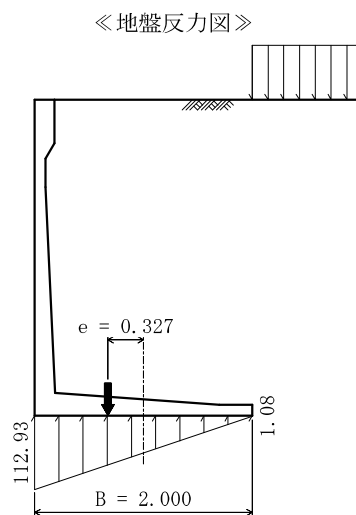
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{114.01}{2.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.327}{2.000} \right) \\
 &= \begin{cases} 112.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

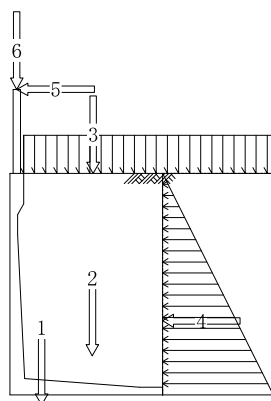
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	17.03		0.416	0.882	7.08	
2	裏込め土	96.98		1.080	1.527	104.74	
3	載荷重	18.20		1.090	2.900	19.84	
4	土圧		36.30	2.000	0.967		35.10
5	フェンス荷重		0.40	0.090	4.000		1.60
6		0.59		0.090	4.000	0.05	
合 計 Σ		132.80	36.70			131.71	36.70

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{132.80 \times 0.577 + 0.0 \times 2.000 \times 1.000}{36.70}$$

$$= 2.09 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{131.71}{36.70} = 3.59 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{131.71 - 36.70}{132.80} = 0.715 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.715 = 0.285 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.285 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.667 \text{ (m)}$$

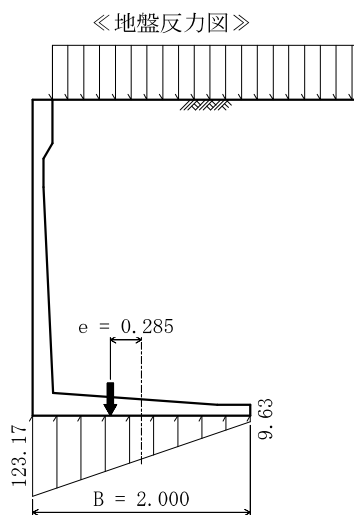
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{132.80}{2.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.285}{2.000} \right) \\
 &= \begin{cases} 123.17 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 9.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

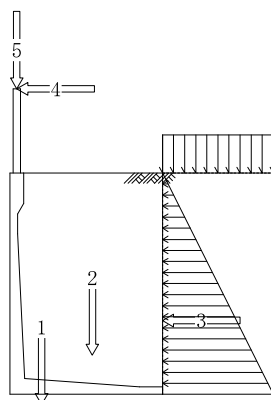
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	17.03		0.416	0.882	7.08	
2	裏込め土	96.98		1.080	1.527	104.74	
3	土圧		36.30	2.000	0.967		35.10
4	フェンス荷重		0.40	0.090	4.000		1.60
5		0.59		0.090	4.000	0.05	
合 計 Σ		114.60	36.70			111.87	36.70

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{114.60 \times 0.577 + 0.0 \times 2.000 \times 1.000}{36.70}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{111.87}{36.70} = 3.05 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{111.87 - 36.70}{114.60} = 0.656 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.656 = 0.344 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.344 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.667 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

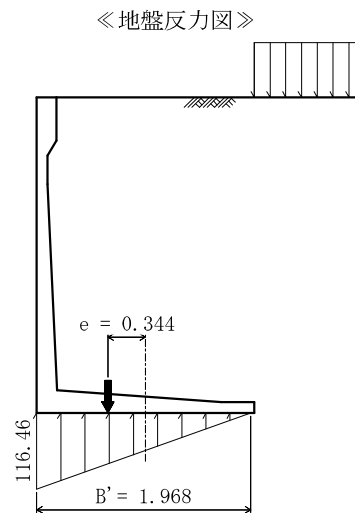
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 114.60}{3 \times 0.656 \times 1.000}$$

$$= 116.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

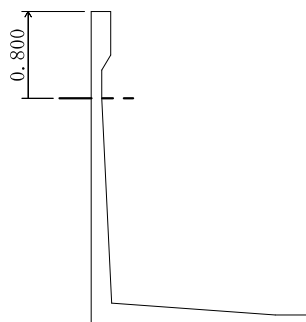


§6 たて壁の部材断面設計

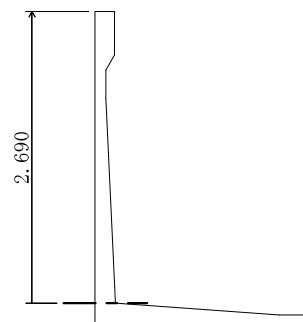
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



6.2 荷重の計算

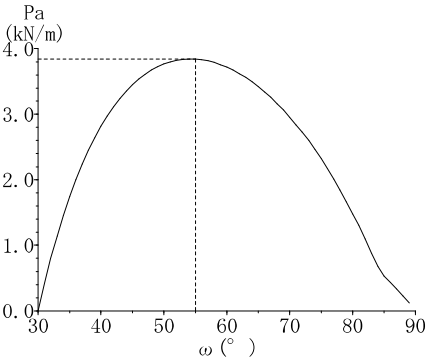
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

α = 0.00 (°)
 W = 9.18 (kN/m) [載荷重 : 4.86]
 ω = 54.70 (°)
 δ = 20.00 (°)
 ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

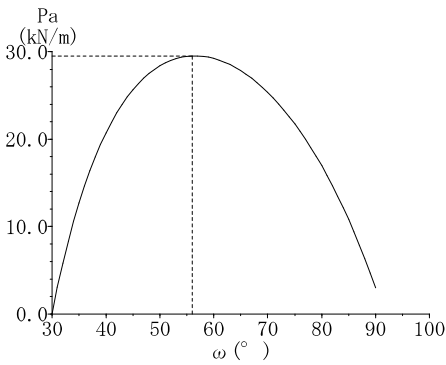
$$Pa = \frac{9.18 \times \sin(54.70 - 30.00)}{\cos(54.70 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$
$$= 3.85 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
59.00	3.755	7.65
58.00	3.793	8.00
57.00	3.819	8.35
56.00	3.835	8.70
55.00	3.844	9.06
* 54.70	3.849	9.18
54.00	3.841	9.42
53.00	3.838	9.81
52.00	3.823	10.20
51.00	3.799	10.60
50.00	3.769	11.02

2) つけ根

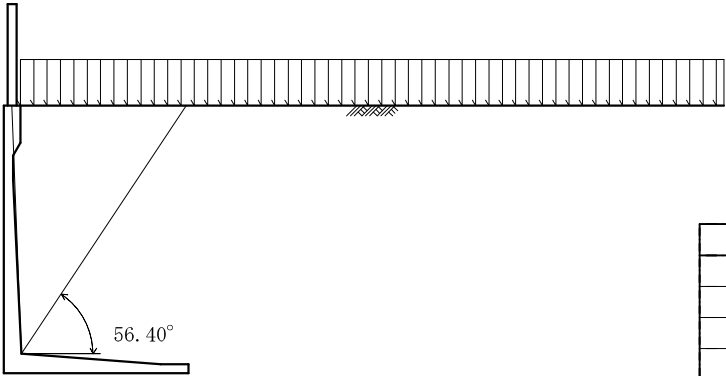
$\alpha = 2.18 (^{\circ})$
 $W = 66.27 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 17.97]
 $\omega = 56.40 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{66.27 \times \sin(56.40 - 30.00)}{\cos(56.40 - 30.00 - 20.00 - 2.18)}$$

$= 29.55 \text{ (kN/m)}$



ω	Pa	W
61.00	29.047	55.73
60.00	29.242	57.94
59.00	29.389	60.19
58.00	29.489	62.49
57.00	29.532	64.82
* 56.40	29.546	66.27
56.00	29.537	67.23
55.00	29.484	69.68
54.00	29.381	72.20
53.00	29.226	74.79
52.00	29.006	77.43

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 δ ($^{\circ}$)	傾斜角 α ($^{\circ}$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	3.85	20.00	0.00	3.62	0.267
つけ根	29.55	20.00	2.18	27.36	0.897

(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	1.900
つけ根	0.00	0.40	0.090	3.790

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		3.62	0.050	0.267		0.97
	合 計 Σ		3.62				0.97
1	土圧		27.36	0.061	0.897		24.54
	合 計 Σ		27.36				24.54

(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	0.040	1.900		0.76
2	土圧		3.62	0.050	0.267		0.97
3	フェンス荷重	0.59		0.040	1.900	0.02	
	合 計 Σ	0.59	4.02			0.02	1.73
1	フェンス荷重		0.40	-0.005	3.790		1.52
2	土圧		27.36	0.061	0.897		24.54
3	フェンス荷重	0.59		-0.005	3.790	0.00	
	合 計 Σ	0.59	27.76				26.06

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.73 - 0.02 = 1.71 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

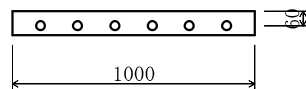
$$M = 26.06$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 60 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 36.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

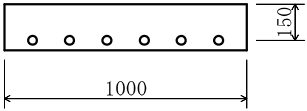
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.97×10^6	1.71×10^6
	せん断力 S (N)	3.62×10^3	4.02×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.12	1.97
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	10.9	19.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.07
	τ_{ca}	0.45	0.54

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000 \text{ (mm)}$
有効高さ $d = 150 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D19 - 6.5$
 $= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1862}} \right\}$$
$$= 67.8 \text{ (mm)}$$

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、

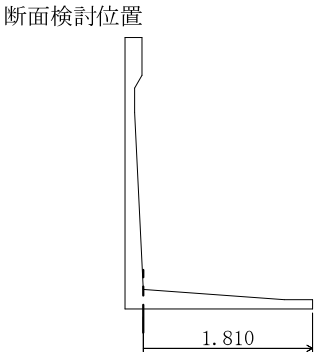
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	24.54×10^6	26.06×10^6
	せん断力 S (N)	27.36×10^3	27.76×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.68	6.03
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	103.4	109.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.18	0.19
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持版として設計する。

7.1 断面検討位置



7.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.810	0.210	0.380	0.905	0.3439
a	-1/2 × 1.510	0.110	-0.083	1.007	-0.0836
b	-0.300	0.110	-0.033	1.660	-0.0548
合計			0.264		0.2055

作用位置

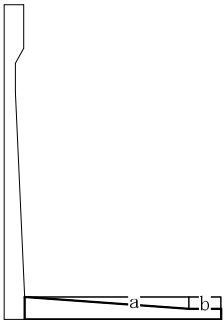
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.2055}{0.264} = 0.778 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.264 \times 24.5 \times 1.000 = 6.47 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.47 \times 0.778 = 5.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.810	2.800	5.068	0.905	4.5865
a	-1/2	1.510	0.110	0.503	-0.0417
合 計			4.985		4.5448

作用位置

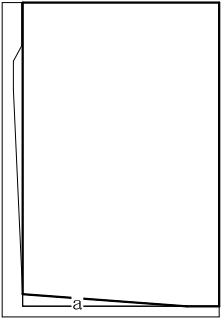
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.5448}{4.985} = 0.912 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.985 \times 19.0 \times 1.000 = 94.72 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 94.72 \times 0.912 = 86.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.810 \times 1.000 = 18.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.905 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 18.10 \times 0.905 = 16.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 119.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.56 + (119.65 - 12.56) \times \frac{1.810}{2.000} \\ &= 109.48 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(109.48 + 12.56) \times 1.810 \times 1.000}{2} \\ &= 110.45 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.810}{3} \times \frac{2 \times 12.56 + 109.48}{12.56 + 109.48} \\ &= 0.665 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 110.45 \times 0.665 = 73.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 112.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.08 + (112.93 - 1.08) \times \frac{1.810}{2.000} \\ &= 102.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(102.30 + 1.08) \times 1.810 \times 1.000}{2} \\ &= 93.56 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.810}{3} \times \frac{2 \times 1.08 + 102.30}{1.08 + 102.30} \\ &= 0.610 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 93.56 \times 0.610 = 57.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 123.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.63 + (123.17 - 9.63) \times \frac{1.810}{2.000} \\ &= 112.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(112.38 + 9.63) \times 1.810 \times 1.000}{2} \\ &= 110.42 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.810}{3} \times \frac{2 \times 9.63 + 112.38}{9.63 + 112.38} \\ &= 0.651 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 110.42 \times 0.651 = 71.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 116.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 116.46 \times \frac{1.778}{1.968} \\ &= 105.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(105.22 + 0.00) \times 1.778 \times 1.000}{2} \\ &= 93.54 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.778}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 105.22}{0.00 + 105.22} \\ &= 0.593 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 93.54 \times 0.593 = 55.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	6.47	5.03
2	かかと版上の載荷土	94.72	86.38
3	地盤反力	-110.45	-73.45
4	自動車荷重	18.10	16.38
	合 計 Σ	8.84	34.34

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	6.47	5.03
2	かかと版上の載荷土	94.72	86.38
3	地盤反力	-93.56	-57.07
	合 計 Σ	7.63	34.34

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 $M_o = 24.54$ (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

$$S = 8.84 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 24.54 \text{ (kN・m)}$$

(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	6.47	5.03
2	かかと版上の載荷土	94.72	86.38
3	地盤反力	-110.42	-71.88
4	自動車荷重	18.10	16.38
	合 計 Σ	8.87	35.91

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	6.47	5.03
2	かかと版上の載荷土	94.72	86.38
3	地盤反力	-93.54	-55.47
	合 計 Σ	7.65	35.94

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 $M_o = 26.06$ (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

$$S = 8.87 \text{ (kN)}$$

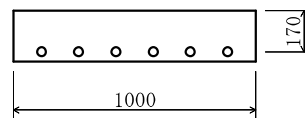
曲げモーメント

$$M = 26.06 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\
 &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1862}} \right\} \\
 &= 73.4 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

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、

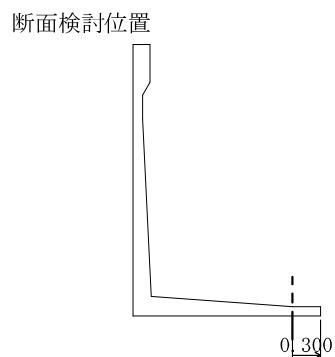
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	24.54×10^6	26.06×10^6
	せん断力 S (N)	8.84×10^3	8.87×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.59	4.88
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	90.6	96.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.05
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 断面検討位置



8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

面積

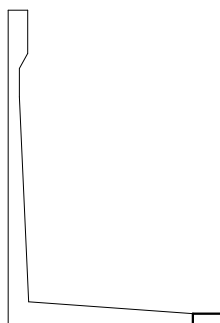
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.100 = 0.030 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.030 \times 24.5 \times 1.000 = 0.74 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.74 \times 0.150 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

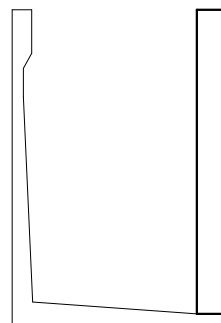
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 2.800 = 0.840 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.840 \times 19.0 \times 1.000 = 15.96 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.96 \times 0.150 = 2.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 119.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.56 + (119.65 - 12.56) \times \frac{0.300}{2.000} \\ &= 28.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.62 + 12.56) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.18 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 12.56 + 28.62}{12.56 + 28.62} \\ &= 0.131 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.18 \times 0.131 = 0.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 112.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.08 + (112.93 - 1.08) \times \frac{0.300}{2.000} \\ &= 17.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(17.86 + 1.08) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 2.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 1.08 + 17.86}{1.08 + 17.86} \\ &= 0.106 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.84 \times 0.106 = 0.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 123.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.63 + (123.17 - 9.63) \times \frac{0.300}{2.000} \\ &= 26.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.66 + 9.63) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.44 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 9.63 + 26.66}{9.63 + 26.66} \\ &= 0.127 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.44 \times 0.127 = 0.69 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 116.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 116.46 \times \frac{0.268}{1.968}$$

$$= 15.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(15.86 + 0.00) \times 0.268 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.13 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.268}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 15.86}{0.00 + 15.86}$$

$$= 0.089 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.13 \times 0.089 = 0.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.74	0.11
2	かかと版上の载荷土	15.96	2.39
3	地盤反力	-6.18	-0.81
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	13.52	2.14

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	0.74	0.11
2	かかと版上の载荷土	15.96	2.39
3	地盤反力	-2.84	-0.30
	合 計 Σ	13.86	2.20

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 13.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 2.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.74	0.11
2	かかと版上の載荷土	15.96	2.39
3	地盤反力	-5.44	-0.69
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	14.26	2.26

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	0.74	0.11
2	かかと版上の載荷土	15.96	2.39
3	地盤反力	-2.13	-0.19
	合 計 Σ	14.57	2.31

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 14.57 \text{ (kN)}$$

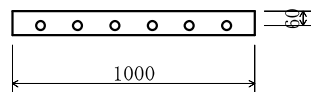
曲げモーメント

$$M = 2.31 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 60 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 36.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

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

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.20×10^6	2.31×10^6
	せん断力 S (N)	13.86×10^3	14.57×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.53	2.66
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	24.7	25.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.23	0.24
	τ_{ca}	0.45	0.54