

CLP-F (H) 2300 × (B) 1650 × (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 = 2.300 (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 (kN/m ²)
(6) フェンス荷重	H _f = 0.4 (kN/m)
(7) 単位体積重量 製品	γ _c = 24.5 (kN/m ³)

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土		
せん断抵抗角	φ	= 30.00 (°)
単位体積重量	γ _s	= 19.0 (kN/m ³)
(2) 支持地盤の定数		
擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	μ	= 0.577
〃 の粘着力	C	= 0.0 (kN/m ²)
許容地盤反力度	q _a	= 95.32 (kN/m ²) 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 ≥ 1.50 (1.20)
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	e ≤ 1/6 B (1/3)
	転倒安全率	F _s ≥ 1.50 (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

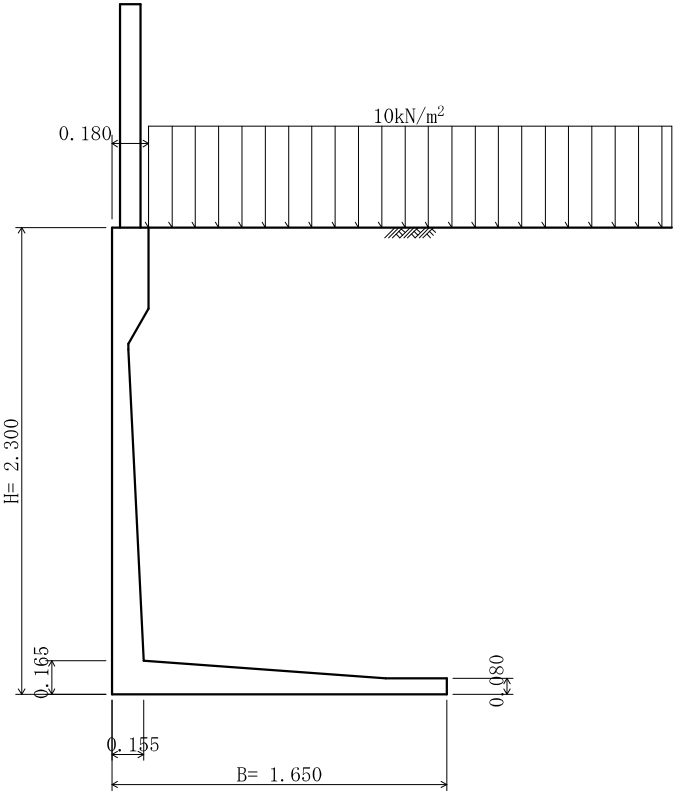
1.5 参考文献

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)2300×(B)1650×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

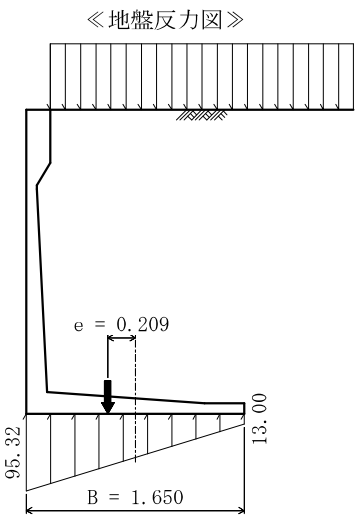
3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時 [載荷重あり]

(1) 安定計算

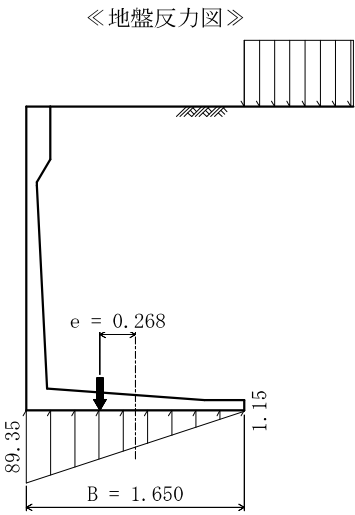
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
89.36	24.42	0.209	3.94	2.11	95.32	13.00	O. K.
許 容 値		0.275	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

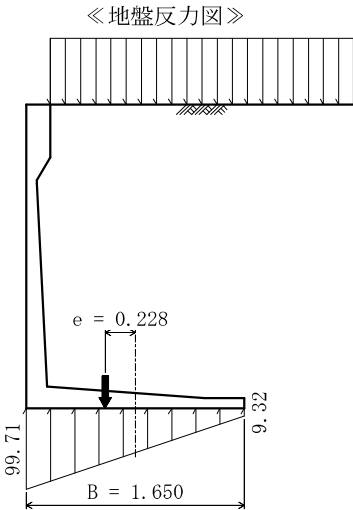
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
74.66	24.42	0.268	3.22	1.76	89.35	1.15	0. K.
許 容 値		0.275	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

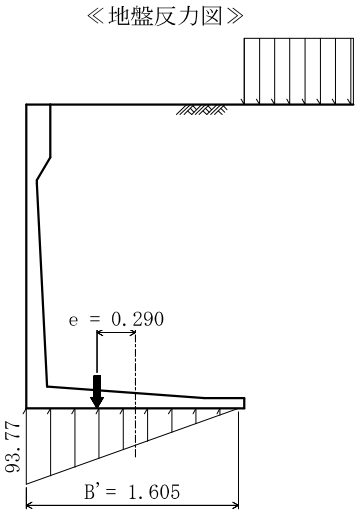
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
89.95	24.82	0.228	3.67	2.09	99.71	9.32	0. K.
許 容 値		0.550	1.20	1.20			



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
75.25	24.82	0.290	3.00	1.75	93.77	0. K.
許 容 値		0.550	1.20	1.20		



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中間部	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	50	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.45×10^6	1.10×10^6
		せん断力 S (N)	2.25×10^3	2.65×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.78	1.90
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	8.6	21.1
		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
つけ根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	125	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	52.9	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	13.08×10^6	14.36×10^6
		せん断力 S (N)	18.37×10^3	18.77×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.61	5.06
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	94.4	103.6
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.15	0.15
		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)	135	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	55.5	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	13.08×10^6	14.37×10^6
		せん断力 S (N)	5.56×10^3	5.60×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.05	4.44
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	87.0	95.5
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04
		τ_{ca}	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中 間	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	50	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.70×10^6	1.83×10^6
		せん断力 S (N)	10.49×10^3	11.34×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.93	3.15
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	32.6	35.1
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.21	0.23
		τ_{ca}	0.45	0.54

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧
- ・フェンス荷重

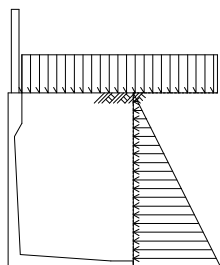
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

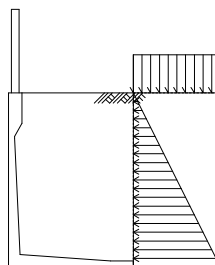
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

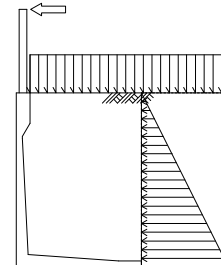
1) 常時[載荷重あり]



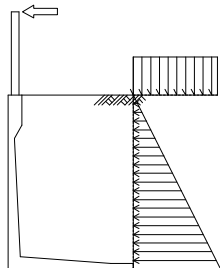
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

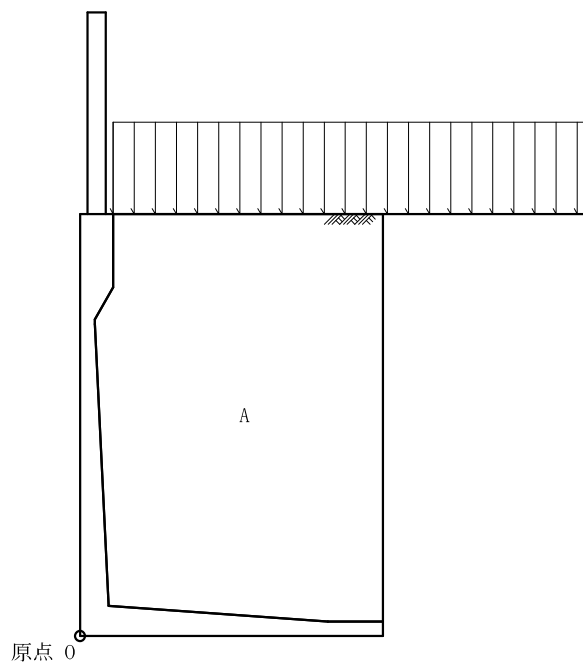


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



4.2 荷重の計算

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



4.2.1 自重

(1) 躯体

1) 製品

記号	幅 高さ		面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)		x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.650	2.300	= 3.795	0.825	1.150	3.1309	4.3643
a	-	0.075	0.027	= -0.002	0.118	1.714	-0.0002
b	-1/2	0.075	1.535	= -0.058	0.130	1.188	-0.0075
c	-1/2	0.100	0.173	= -0.009	0.147	1.785	-0.0013
d	-	0.025	1.562	= -0.039	0.168	0.946	-0.0066
e	-	1.170	2.135	= -2.498	0.765	1.233	-1.9110
f	-1/2	1.195	0.085	= -0.051	0.952	0.137	-0.0486
g	-	0.300	2.220	= -0.666	1.500	1.190	-0.9990
合 計			0.472			0.1567	0.3595

体積

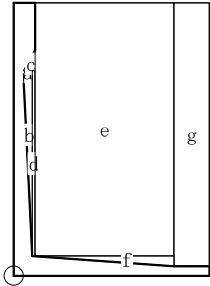
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.472 \times 1.000 = 0.472 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.472 \times 24.5 = 11.56 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1567}{0.472} = 0.332 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3595}{0.472} = 0.762 \text{ (m)}$$



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、

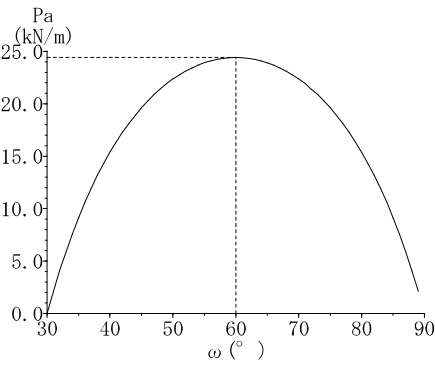
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 2.300 \text{ (m)}$

(1) 常 時

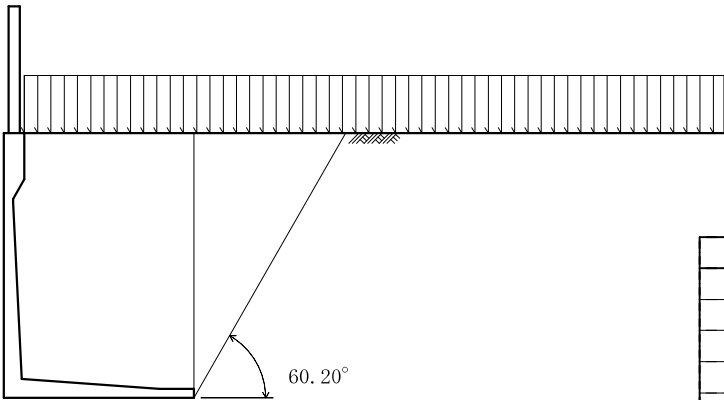
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 41.96 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 13.17]
 $\omega = 60.20 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{41.96 \times \sin(60.20 - 30.00)}{\cos(60.20 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 24.42 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
65.00	23.912	34.15
64.00	24.100	35.73
63.00	24.242	37.33
62.00	24.332	38.94
61.00	24.395	40.60
* 60.20	24.421	41.96
60.00	24.416	42.29
59.00	24.395	44.01
58.00	24.342	45.78
57.00	24.243	47.58
56.00	24.099	49.41

鉛直荷重

$V = 24.42 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 24.42 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 24.42 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.650 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.300}{3} = 0.767 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.300 + 1.100 = 3.400 \text{ (m)}$$

§5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

5.1 計算方法

1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

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

ここに、

F_s : 滑動安全率

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

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.20$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 水平荷重 (kN)

$\tan \delta$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan \delta = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0$ (kN/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.650$ (m)

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (m)

2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

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

ここに、

F_s : 安全率

ΣM_r : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : 転倒モーメント (kN・m)

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

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.20$

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

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

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

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣM_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.650$ (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/m²)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.650$ (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)

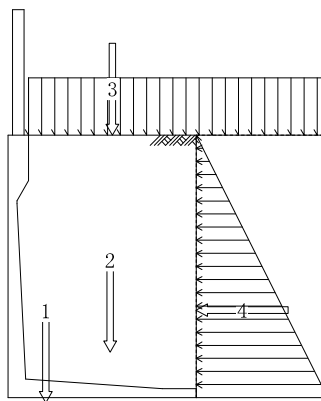
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	11.56		0.332	0.762	3.84	
2	裏込め土	63.10		0.895	1.205	56.47	
3	載荷重	14.70		0.915	2.300	13.45	
4	土圧		24.42	1.650	0.767		18.73
合 計 Σ		89.36	24.42			73.76	18.73

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{89.36 \times 0.577 + 0.0 \times 1.650 \times 1.000}{24.42}$$

$$= 2.11 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{73.76}{18.73} = 3.94 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{73.76 - 18.73}{89.36} = 0.616 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.650}{2} - 0.616 = 0.209 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.209 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.275 \text{ (m)}$$

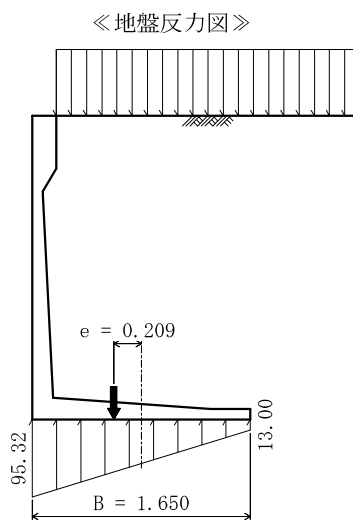
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{89.36}{1.650 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.209}{1.650} \right) \\ &= \begin{cases} 95.32 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

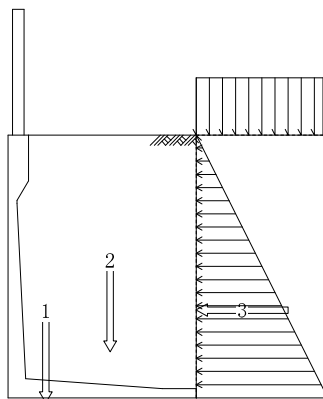
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	11.56		0.332	0.762	3.84	
2	裏込め土	63.10		0.895	1.205	56.47	
3	土圧		24.42	1.650	0.767		18.73
合 計 Σ		74.66	24.42			60.31	18.73

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{74.66 \times 0.577 + 0.0 \times 1.650 \times 1.000}{24.42}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{60.31}{18.73} = 3.22 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{60.31 - 18.73}{74.66} = 0.557 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.650}{2} - 0.557 = 0.268 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.268 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.275 \text{ (m)}$$

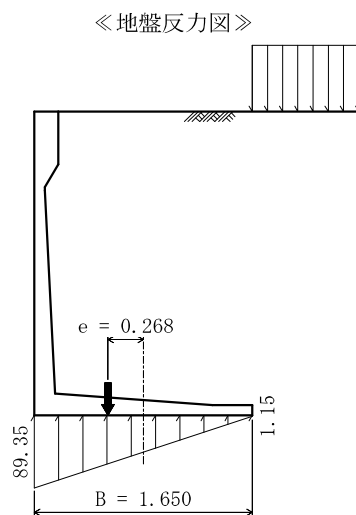
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{74.66}{1.650 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.268}{1.650} \right) \\
 &= \begin{cases} 89.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.15 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

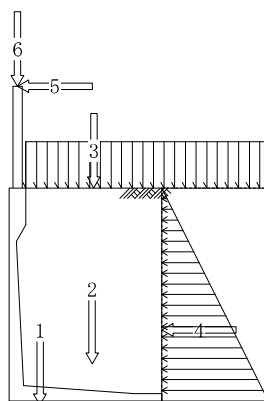
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	11.56		0.332	0.762	3.84	
2	裏込め土	63.10		0.895	1.205	56.47	
3	載荷重	14.70		0.915	2.300	13.45	
4	土圧		24.42	1.650	0.767		18.73
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.400		1.36
6		0.59		0.090	3.400	0.05	
合 計 Σ		89.95	24.82			73.81	20.09

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{89.95 \times 0.577 + 0.0 \times 1.650 \times 1.000}{24.82}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{73.81}{20.09} = 3.67 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{73.81 - 20.09}{89.95} = 0.597 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.650}{2} - 0.597 = 0.228 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.228 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.550 \text{ (m)}$$

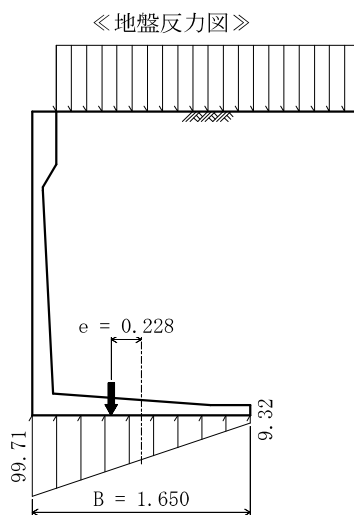
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{89.95}{1.650 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.228}{1.650} \right) \\
 &= \begin{cases} 99.71 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 9.32 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

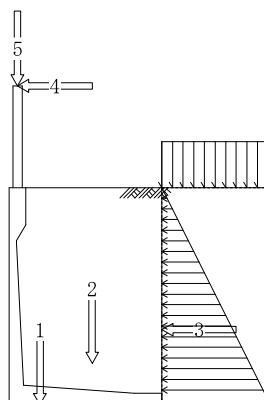
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	11.56		0.332	0.762	3.84	
2	裏込め土	63.10		0.895	1.205	56.47	
3	土圧		24.42	1.650	0.767		18.73
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.400		1.36
5		0.59		0.090	3.400	0.05	
合 計 Σ		75.25	24.82			60.36	20.09

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{75.25 \times 0.577 + 0.0 \times 1.650 \times 1.000}{24.82}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{60.36}{20.09} = 3.00 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{60.36 - 20.09}{75.25} = 0.535 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.650}{2} - 0.535 = 0.290 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.290 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.550 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

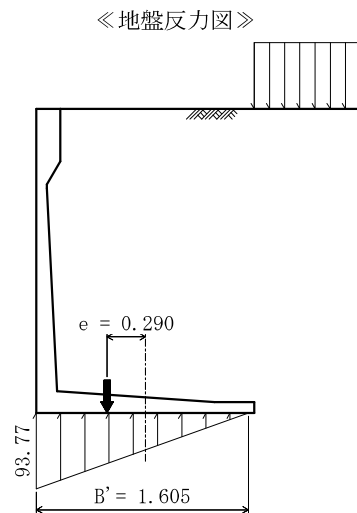
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 75.25}{3 \times 0.535 \times 1.000}$$

$$= 93.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

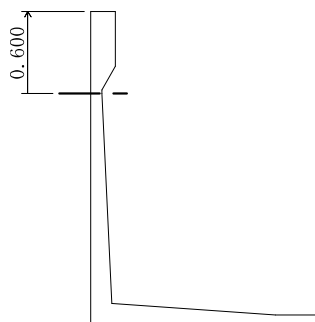


§6 たて壁の部材断面設計

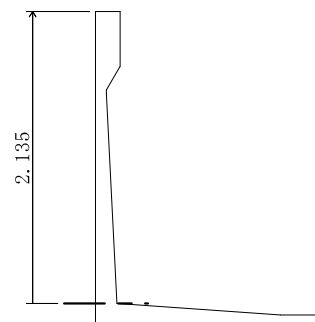
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

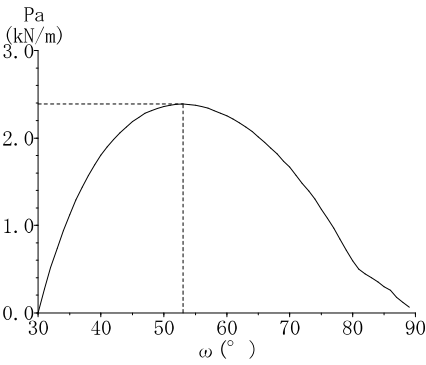
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

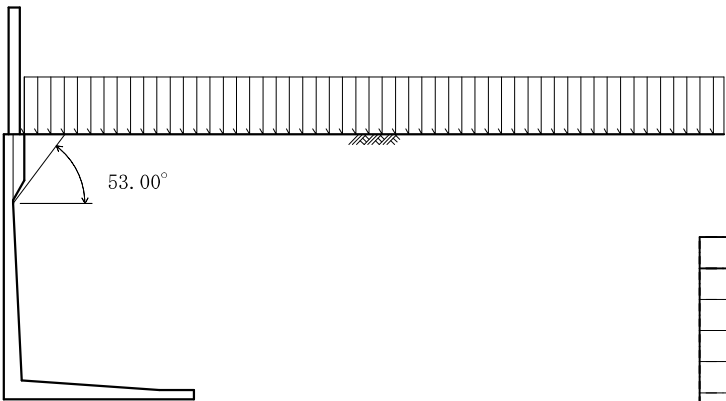
$\alpha = 0.00 (^{\circ})$
 $W = 6.11 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 3.52]
 $\omega = 53.00 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{6.11 \times \sin(53.00 - 30.00)}{\cos(53.00 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$

$$= 2.39 \text{ (kN/m)}$$



ω	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

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	3.235

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		18.37	0.046	0.712		13.08
	合 計 Σ		18.37				13.08

(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	0.012	3.235		1.29
2	土圧		18.37	0.046	0.712		13.08
3	フェンス荷重	0.59		0.012	3.235	0.01	
	合 計 Σ	0.59	18.77			0.01	14.37

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

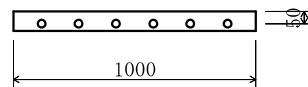
$$M = 14.37 - 0.01 = 14.36 \text{ (kN・m)}$$

6.4 実応力度の計算

(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



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、

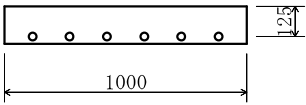
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.45×10^6	1.10×10^6
	せん断力 S (N)	2.25×10^3	2.65×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.78	1.90
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	8.6	21.1
	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

(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 $d = 125 \text{ (mm)}$
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

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 125}{15 \times 1291}} \right\}$$
$$= 52.9 \text{ (mm)}$$

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、

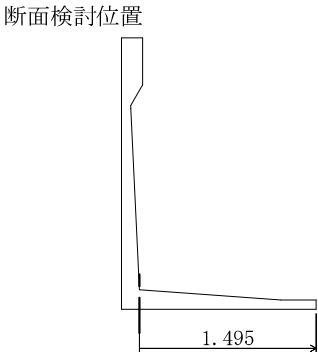
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	13.08×10^6	14.36×10^6
	せん断力 S (N)	18.37×10^3	18.77×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.61	5.06
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	94.4	103.6
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.15	0.15
	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)
	1.495	0.165	0.247	0.748	0.1848
a	-1/2 × 1.195	0.085	-0.051	0.797	-0.0406
b	-0.300	0.085	-0.026	1.345	-0.0350
合計			0.170		0.1092

作用位置

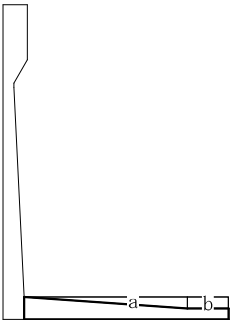
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1092}{0.170} = 0.642 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.170 \times 24.5 \times 1.000 = 4.17 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.17 \times 0.642 = 2.68 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅	高さ	面積	重心位置	断面一次
			A	x	モーメント
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	A・x (m ³)
	1.495	2.220	= 3.319	0.748	2.4826
a	-1/2	0.025	0.043	= -0.001	0.008
b	-	0.025	0.400	= -0.010	0.013
c	-1/2	1.195	0.085	= -0.051	0.398
合計			3.257		2.4622

作用位置

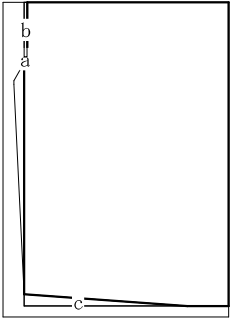
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{2.4622}{3.257} = 0.756 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.257 \times 19.0 \times 1.000 = 61.88 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 61.88 \times 0.756 = 46.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.470 \times 1.000 = 14.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.760 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.70 \times 0.760 = 11.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 95.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.00 + (95.32 - 13.00) \times \frac{1.495}{1.650} \\ &= 87.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(87.59 + 13.00) \times 1.495 \times 1.000}{2} \\ &= 75.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.495}{3} \times \frac{2 \times 13.00 + 87.59}{13.00 + 87.59} \\ &= 0.563 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 75.19 \times 0.563 = 42.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 89.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.15 + (89.35 - 1.15) \times \frac{1.495}{1.650} \\ &= 81.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(81.06 + 1.15) \times 1.495 \times 1.000}{2} \\ &= 61.45 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.495}{3} \times \frac{2 \times 1.15 + 81.06}{1.15 + 81.06} \\ &= 0.505 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 61.45 \times 0.505 = 31.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 99.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.32 + (99.71 - 9.32) \times \frac{1.495}{1.650} \\ &= 91.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(91.22 + 9.32) \times 1.495 \times 1.000}{2} \\ &= 75.15 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.495}{3} \times \frac{2 \times 9.32 + 91.22}{9.32 + 91.22} \\ &= 0.545 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 75.15 \times 0.545 = 40.96 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 93.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 93.77 \times \frac{1.450}{1.605} \\ &= 84.71 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(84.71 + 0.00) \times 1.450 \times 1.000}{2} \\ &= 61.41 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.450}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 84.71}{0.00 + 84.71} \\ &= 0.483 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 61.41 \times 0.483 = 29.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	4.17	2.68
2	かかと版上の載荷土	61.88	46.78
3	地盤反力	-75.19	-42.33
4	自動車荷重	14.70	11.17
	合 計 Σ	5.56	18.30

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	4.17	2.68
2	かかと版上の載荷土	61.88	46.78
3	地盤反力	-61.45	-31.03
	合 計 Σ	4.60	18.43

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 $M_o = 13.08$ (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

$$S = 5.56 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 13.08 \text{ (kN・m)}$$

(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	4.17	2.68
2	かかと版上の載荷土	61.88	46.78
3	地盤反力	-75.15	-40.96
4	自動車荷重	14.70	11.17
	合 計 Σ	5.60	19.67

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	4.17	2.68
2	かかと版上の載荷土	61.88	46.78
3	地盤反力	-61.41	-29.66
	合 計 Σ	4.64	19.80

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 $M_o = 14.37$ (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

$$S = 5.60 \text{ (kN)}$$

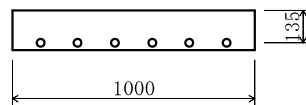
曲げモーメント

$$M = 14.37 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 135 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 135}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 55.5 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

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)

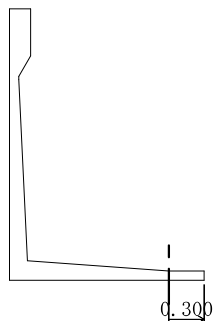
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	13.08×10^6	14.37×10^6
	せん断力 S (N)	5.56×10^3	5.60×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.05	4.44
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	87.0	95.5
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 断面検討位置

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

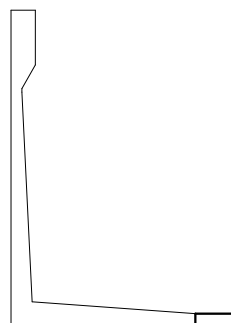
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.080 = 0.024 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

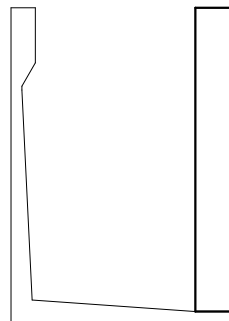
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 2.220 = 0.666 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.666 \times 19.0 \times 1.000 = 12.65 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.65 \times 0.150 = 1.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 95.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.00 + (95.32 - 13.00) \times \frac{0.300}{1.650} \\ &= 27.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(27.97 + 13.00) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.15 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 13.00 + 27.97}{13.00 + 27.97} \\ &= 0.132 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.15 \times 0.132 = 0.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 89.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.15 + (89.35 - 1.15) \times \frac{0.300}{1.650} \\ &= 17.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(17.19 + 1.15) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 2.75 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 1.15 + 17.19}{1.15 + 17.19} \\ &= 0.106 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.75 \times 0.106 = 0.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 99.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.32 + (99.71 - 9.32) \times \frac{0.300}{1.650} \\ &= 25.75 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.75 + 9.32) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.26 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 9.32 + 25.75}{9.32 + 25.75} \\ &= 0.127 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.26 \times 0.127 = 0.67 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 93.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B} = 93.77 \times \frac{0.255}{1.605}$$

$$= 14.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(14.90 + 0.00) \times 0.255 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.90 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.255}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 14.90}{0.00 + 14.90}$$

$$= 0.085 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.90 \times 0.085 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	12.65	1.90
3	地盤反力	-6.15	-0.81
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	10.09	1.63

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	12.65	1.90
3	地盤反力	-2.75	-0.29
	合 計 Σ	10.49	1.70

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 10.49 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	12.65	1.90
3	地盤反力	-5.26	-0.67
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	10.98	1.77

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	12.65	1.90
3	地盤反力	-1.90	-0.16
	合 計 Σ	11.34	1.83

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.34 \text{ (kN)}$$

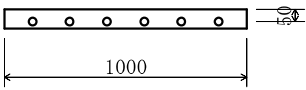
曲げモーメント

$$M = 1.83 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000 \text{ (mm)}$
有効高さ $d = 50 \text{ (mm)}$
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

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\}$$
$$= 28.7 \text{ (mm)}$$

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)	1.70×10^6	1.83×10^6
	せん断力 S (N)	10.49×10^3	11.34×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.93	3.15
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	32.6	35.1
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.21	0.23
	τ_{ca}	0.45	0.54