

CLP-F (H) 1700 × (B) 1300 × (L) 2000

2011 年 7 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	9
§ 5 安定計算	15
§ 6 たて壁の部材断面設計	24
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	30
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	37

§1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	H = 1.700 (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	= 71.01 (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

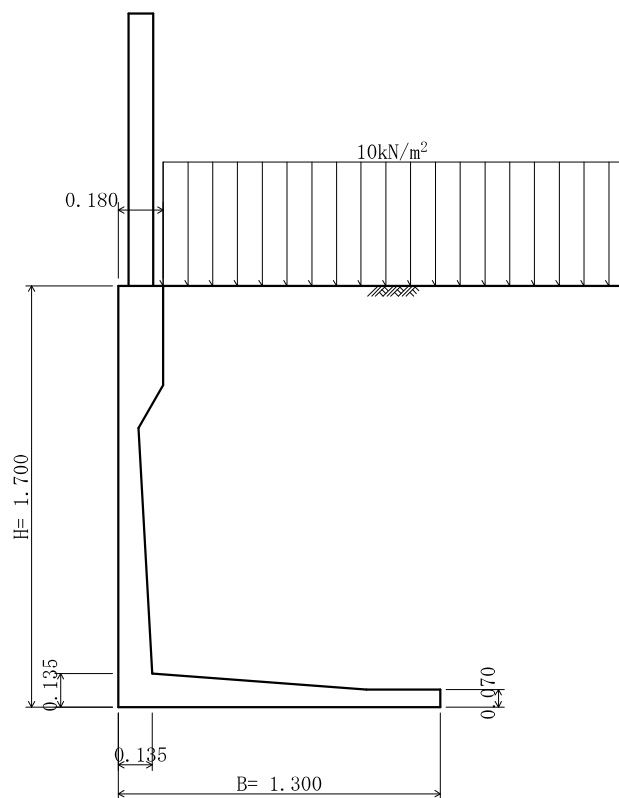
1.5 参考文献

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) 1700 × (B) 1300 × (L) 2000 標準



§ 3 計算結果

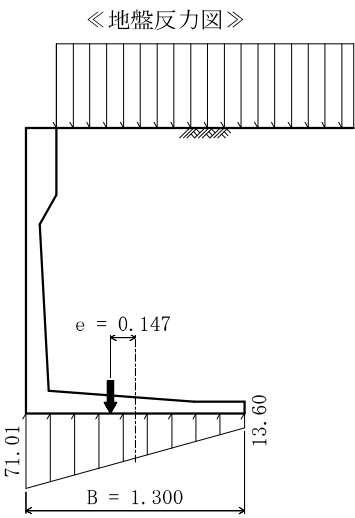
3.1 安定計算結果

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

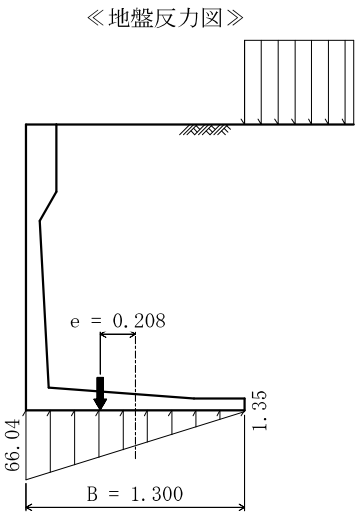
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
55.00	14.82	0.147	4.29	2.14	71.01	13.60	O. K.
許 容 値		0.217	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

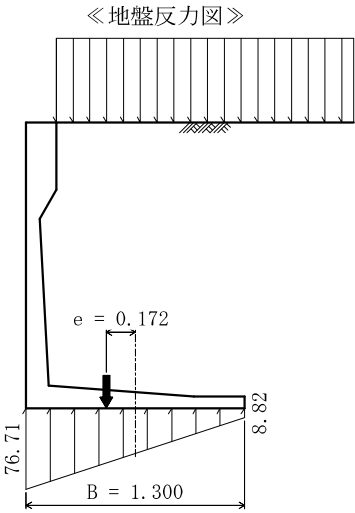
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
43.80	14.82	0.208	3.30	1.71	66.04	1.35	0. K.
許 容 値		0.217	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

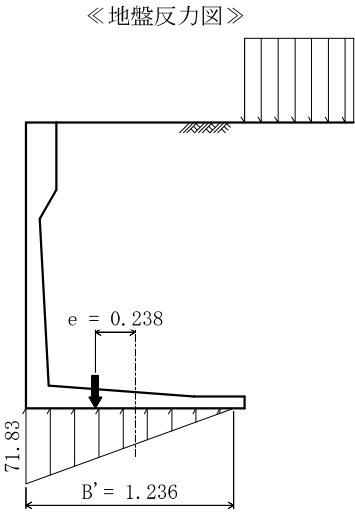
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
55.59	15.22	0.172	3.79	2.11	76.71	8.82	0. K.
許 容 値		0.433	1.20	1.20			



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
44.39	15.22	0.238	2.92	1.68	71.83	0. K.
許 容 値		0.433	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)	51	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	23.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.40×10^6	1.04×10^6
		せん断力 S (N)	2.10×10^3	2.50×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.78	2.03
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	13.3	34.6
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	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)	105	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	37.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	5.70×10^6	6.76×10^6
		せん断力 S (N)	10.91×10^3	11.31×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.28	3.89
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.4	104.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.10	0.11
		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)	105	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	37.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	5.70×10^6	6.77×10^6
		せん断力 S (N)	3.23×10^3	3.33×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.28	3.89
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.4	105.0
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03
		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)	40	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	20.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.18×10^6	1.34×10^6
		せん断力 S (N)	7.16×10^3	8.18×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.50	3.97
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	50.9	57.8
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.18	0.20
		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

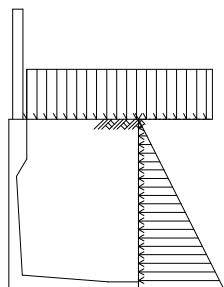
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

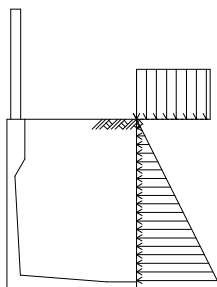
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

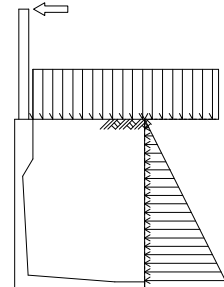
1) 常時[載荷重あり]



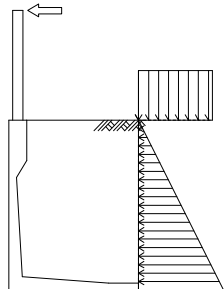
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

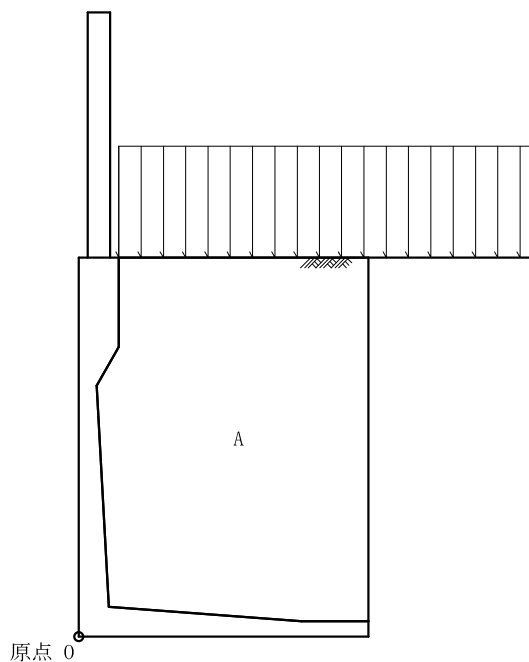


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.300	1.700	2.210	0.650	0.850	1.4365	1.8785
a	-1/2	0.055	0.991	0.117	0.796	-0.0032	-0.0215
b	-1/2	0.100	0.174	0.147	1.184	-0.0013	-0.0107
c	-	0.045	0.991	0.158	0.631	-0.0071	-0.0284
d	-	0.820	1.565	0.590	0.918	-0.7570	-1.1778
e	-1/2	0.865	0.065	0.712	0.113	-0.0199	-0.0032
f	-	0.300	1.630	1.150	0.885	-0.5624	-0.4328
合 計			0.329			0.0856	0.2041

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.329 \times 1.000 = 0.329 \text{ (m}^3\text{)}$$

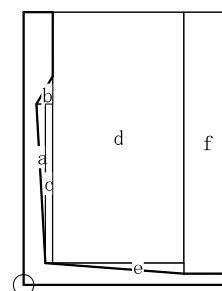
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.329 \times 24.5 = 8.06 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0856}{0.329} = 0.260 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2041}{0.329} = 0.620 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.220	1.630	1.989	0.690	0.885	1.3724	1.7603
a	-1/2	0.055	0.991	0.098	0.465	-0.0026	-0.0126
b	-	0.055	0.065	0.108	0.103	-0.0004	-0.0004
c	-1/2	0.100	0.174	0.113	1.242	-0.0010	-0.0112
d	-	0.100	0.400	0.130	1.500	-0.0052	-0.0600
e	-1/2	0.865	0.065	0.423	0.092	-0.0118	-0.0026
合 計			1.881			1.3514	1.6735

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.881 \times 1.000 = 1.881 \text{ (m}^3\text{)}$$

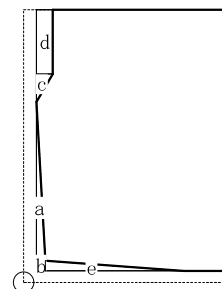
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.881 \times 19.0 = 35.74 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.3514}{1.881} = 0.718 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.6735}{1.881} = 0.890 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.120 \times 1.000 = 11.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.300 - \frac{1.120}{2} = 0.740 \text{ (m)}$$

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)
- 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

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

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

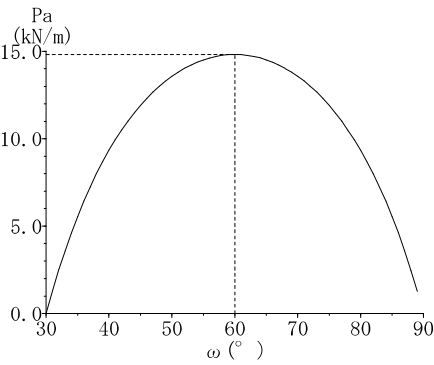
ここに、

- 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)

$h = 1.700 \text{ (m)}$

(1) 常 時

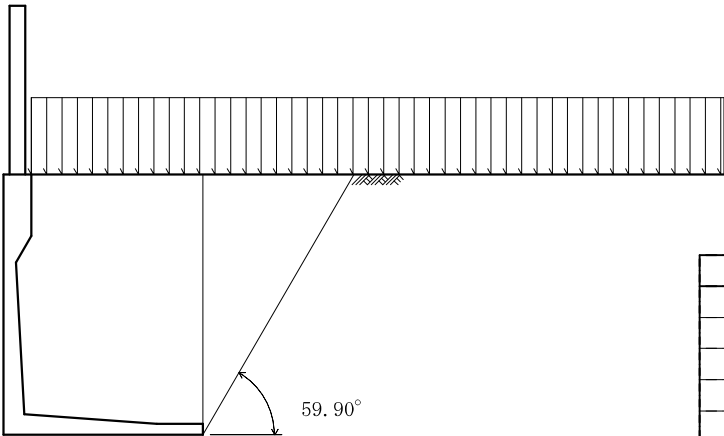
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 25.78 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 9.85]
 $\omega = 59.90 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{25.78 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 14.82 \text{ (kN/m)}$



ω	Pa	W
64.00	14.630	21.69
63.00	14.709	22.65
62.00	14.766	23.63
61.00	14.805	24.64
60.00	14.815	25.66
* 59.90	14.824	25.78
59.00	14.806	26.71
58.00	14.771	27.78
57.00	14.705	28.86
56.00	14.627	29.99
55.00	14.516	31.13

鉛直荷重

$V = 14.82 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 14.82 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 14.82 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.300 \text{ (m)}$
 $y = \frac{1.700}{3} = 0.567 \text{ (m)}$

(2) フェンス荷重時

『常 時』と同じ。

4.2.4 フェンス荷重

水平荷重

$$H = H_h \cdot L = 0.40 \times 1.000 = 0.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

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

$$y = 1.700 + 1.100 = 2.800 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.300$ (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 $B = 1.300$ (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

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

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{36.05}{8.40} = 4.29 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{36.05 - 8.40}{55.00} = 0.503 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.503 = 0.147 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.147 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.217 \text{ (m)}$$

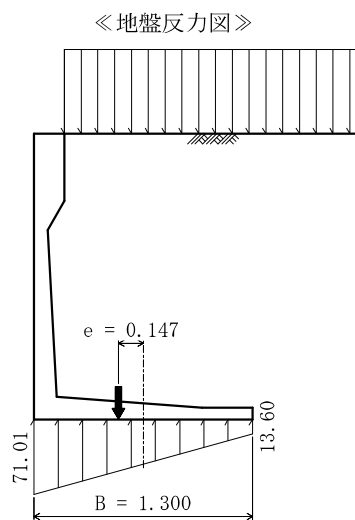
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{55.00}{1.300 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.147}{1.300} \right) \\ &= \begin{cases} 71.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

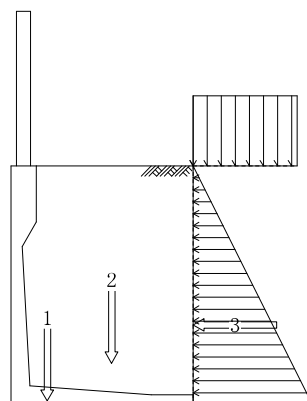
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	8.06		0.260	0.620	2.10	
2	裏込め土	35.74		0.718	0.890	25.66	
3	土圧		14.82	1.300	0.567		8.40
合 計 Σ		43.80	14.82			27.76	8.40

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{43.80 \times 0.577 + 0.0 \times 1.300 \times 1.000}{14.82}$$

$$= 1.71 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{27.76}{8.40} = 3.30 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{27.76 - 8.40}{43.80} = 0.442 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.442 = 0.208 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.208 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.217 \text{ (m)}$$

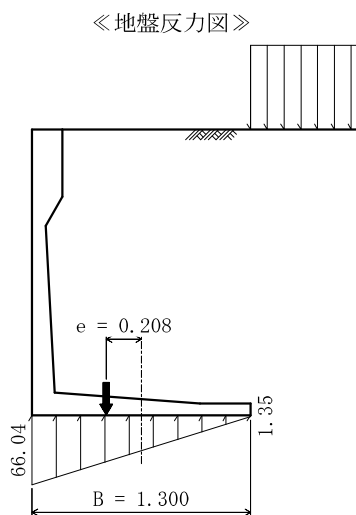
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{43.80}{1.300 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.208}{1.300} \right) \\
 &= \begin{cases} 66.04 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

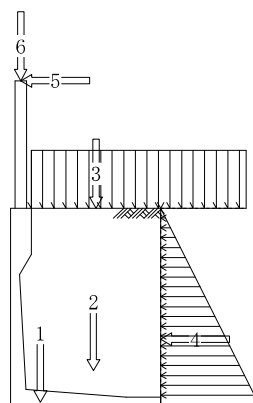
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	8.06		0.260	0.620	2.10	
2	裏込め土	35.74		0.718	0.890	25.66	
3	載荷重	11.20		0.740	1.700	8.29	
4	土圧		14.82	1.300	0.567		8.40
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.800		1.12
6		0.59		0.090	2.800	0.05	
合 計 Σ		55.59	15.22			36.10	9.52

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{55.59 \times 0.577 + 0.0 \times 1.300 \times 1.000}{15.22}$$

$$= 2.11 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{36.10}{9.52} = 3.79 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{36.10 - 9.52}{55.59} = 0.478 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.478 = 0.172 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.172 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.433 \text{ (m)}$$

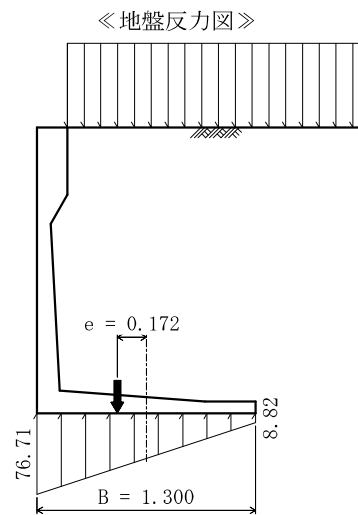
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{55.59}{1.300 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.172}{1.300} \right) \\
 &= \begin{cases} 76.71 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 8.82 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

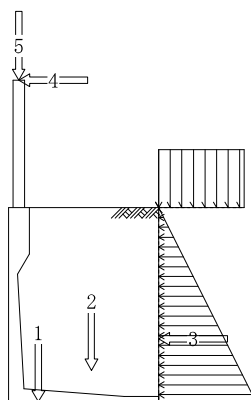
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	8.06		0.260	0.620	2.10	
2	裏込め土	35.74		0.718	0.890	25.66	
3	土圧		14.82	1.300	0.567		8.40
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.800		1.12
5		0.59		0.090	2.800	0.05	
合 計 Σ		44.39	15.22			27.81	9.52

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{44.39 \times 0.577 + 0.0 \times 1.300 \times 1.000}{15.22}$$

$$= 1.68 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{27.81}{9.52} = 2.92 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{27.81 - 9.52}{44.39} = 0.412 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.412 = 0.238 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.238 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.433 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

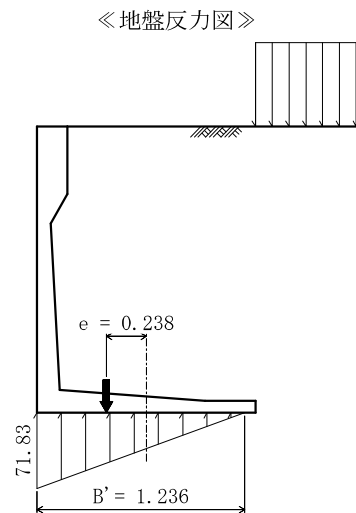
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 44.39}{3 \times 0.412 \times 1.000}$$

$$= 71.83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

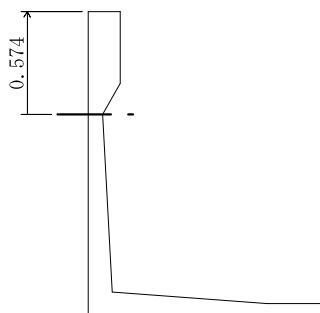


§6 たて壁の部材断面設計

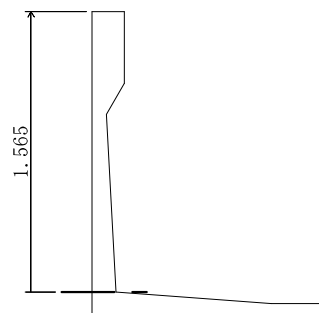
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



6.2 荷重の計算

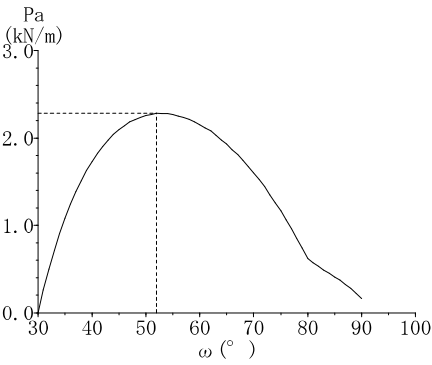
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

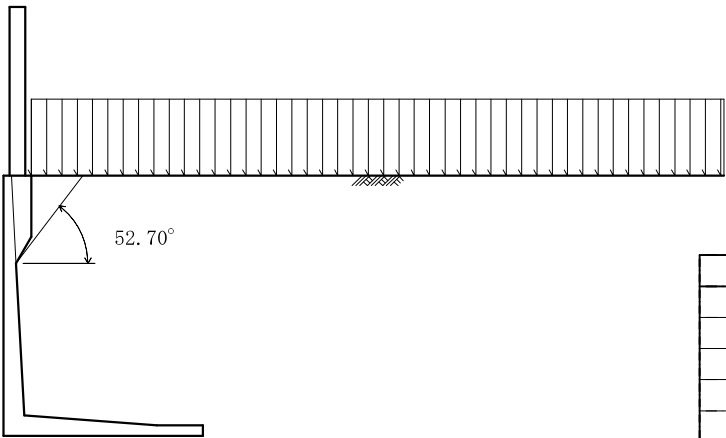
$\alpha = 2.80 (^{\circ})$
 $W = 5.92 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 3.37]
 $\omega = 52.70 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{5.92 \times \sin(52.70 - 30.00)}{\cos(52.70 - 30.00 - 20.00 - 2.80)}$$

$$= 2.28 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
57.00	2.235	4.91
56.00	2.252	5.13
55.00	2.267	5.36
54.00	2.278	5.60
53.00	2.278	5.83
* 52.70	2.285	5.92
52.00	2.282	6.09
51.00	2.270	6.33
50.00	2.257	6.59
49.00	2.238	6.86
48.00	2.211	7.13

2) つけ根

$$\begin{aligned}\alpha &= 2.80 \text{ (}^\circ\text{)} \\ W &= 26.75 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 10.03] \\ \omega &= 56.20 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}\end{aligned}$$

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	1.674
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.665

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		2.10	0.031	0.191		0.40
	合 計 Σ		2.10				0.40
1	土圧		10.91	0.041	0.522		5.70
	合 計 Σ		10.91				5.70

(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	1.674		0.67
2	土圧		2.10	0.031	0.191		0.40
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.674	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.50			0.03	1.07
1	フェンス荷重		0.40	0.022	2.665		1.07
2	土圧		10.91	0.041	0.522		5.70
3	フェンス荷重	0.59		0.022	2.665	0.01	
	合 計 Σ	0.59	11.31			0.01	6.77

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.07 - 0.03 = 1.04 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

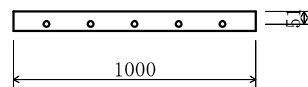
$$M = 6.77 - 0.01 = 6.76 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 51 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 51}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 23.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

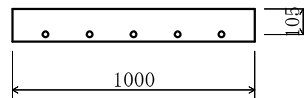
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.40×10^6	1.04×10^6
	せん断力 S (N)	2.10×10^3	2.50×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.78	2.03
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	13.3	34.6
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	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。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 105 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 37.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

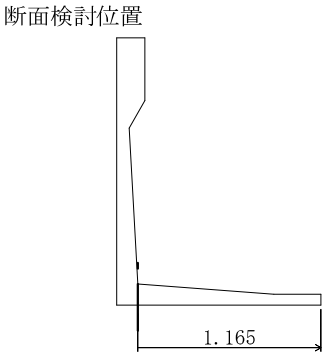
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	5.70×10^6	6.76×10^6
	せん断力 S (N)	10.91×10^3	11.31×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.28	3.89
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.4	104.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.10	0.11
	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)
	1.165	0.135	0.157	0.583	0.0915
a	-1/2	0.865	0.065	-0.028	-0.0162
b	-	0.300	0.065	-0.020	-0.0203
合計			0.109		0.0550

作用位置

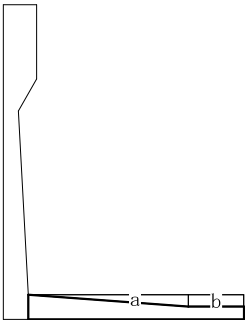
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0550}{0.109} = 0.505 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.109 \times 24.5 \times 1.000 = 2.67 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.67 \times 0.505 = 1.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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 $A \cdot x$ (m^3)
	$1.165 \times$	$1.630 =$	1.899	0.583	1.1071
a	$-1/2 \times$	$0.045 \times$	$0.078 =$	-0.002	0.0000
b	$-$	$0.045 \times$	$0.400 =$	-0.018	-0.0004
c	$-1/2 \times$	$0.865 \times$	$0.065 =$	-0.028	-0.0081
合計			1.851		1.0986

作用位置

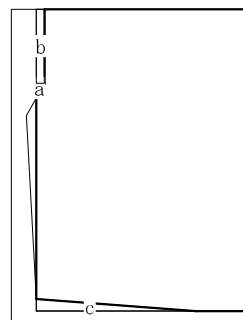
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.0986}{1.851} = 0.594 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.851 \times 19.0 \times 1.000 = 35.17 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 35.17 \times 0.594 = 20.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.120 \times 1.000 = 11.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.605 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 11.20 \times 0.605 = 6.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 71.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.60 + (71.01 - 13.60) \times \frac{1.165}{1.300} \\ &= 65.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(65.05 + 13.60) \times 1.165 \times 1.000}{2} \\ &= 45.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.165}{3} \times \frac{2 \times 13.60 + 65.05}{13.60 + 65.05} \\ &= 0.455 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 45.81 \times 0.455 = 20.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 66.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.35 + (66.04 - 1.35) \times \frac{1.165}{1.300} \\ &= 59.32 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(59.32 + 1.35) \times 1.165 \times 1.000}{2} \\ &= 35.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.165}{3} \times \frac{2 \times 1.35 + 59.32}{1.35 + 59.32} \\ &= 0.397 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 35.34 \times 0.397 = 14.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 76.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.82 + (76.71 - 8.82) \times \frac{1.165}{1.300} \\ &= 69.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(69.66 + 8.82) \times 1.165 \times 1.000}{2} \\ &= 45.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.165}{3} \times \frac{2 \times 8.82 + 69.66}{8.82 + 69.66} \\ &= 0.432 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 45.71 \times 0.432 = 19.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 71.83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 71.83 \times \frac{1.101}{1.236} \\ &= 63.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(63.98 + 0.00) \times 1.101 \times 1.000}{2} \\ &= 35.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.101}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 63.98}{0.00 + 63.98} \\ &= 0.367 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 35.22 \times 0.367 = 12.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 設計断面力

(1) 常 時

1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.67	1.35
2	かかと版上の載荷土	35.17	20.89
3	地盤反力	-45.81	-20.84
4	自動車荷重	11.20	6.78
	合 計 Σ	3.23	8.18

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.67	1.35
2	かかと版上の載荷土	35.17	20.89
3	地盤反力	-35.34	-14.03
	合 計 Σ	2.50	8.21

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 $M_0 = 5.70$ (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

$$S = 3.23 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 5.70 \text{ (kN・m)}$$

(2) フェンス荷重時

1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.67	1.35
2	かかと版上の載荷土	35.17	20.89
3	地盤反力	-45.71	-19.75
4	自動車荷重	11.20	6.78
	合 計 Σ	3.33	9.27

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.67	1.35
2	かかと版上の載荷土	35.17	20.89
3	地盤反力	-35.22	-12.93
	合 計 Σ	2.62	9.31

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 $M_o = 6.77$ (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

$$S = 3.33 \text{ (kN)}$$

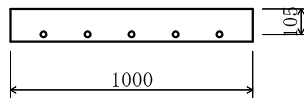
曲げモーメント

$$M = 6.77 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 105 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 37.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

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

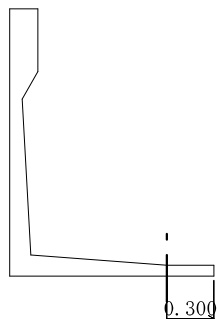
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	5.70×10^6	6.77×10^6
	せん断力 S (N)	3.23×10^3	3.33×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.28	3.89
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.4	105.0
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03
	τ_{ca}	0.45	0.54

§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

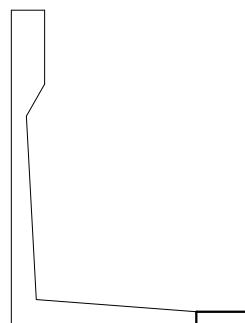
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.070 = 0.021 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

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

曲げモーメント

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



(2) かかと版上の載荷土

面積

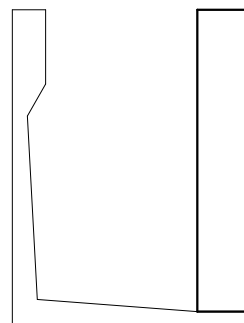
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 1.630 = 0.489 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.489 \times 19.0 \times 1.000 = 9.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.29 \times 0.150 = 1.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 71.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.60 + (71.01 - 13.60) \times \frac{0.300}{1.300} \\ &= 26.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.85 + 13.60) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.07 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 13.60 + 26.85}{13.60 + 26.85} \\ &= 0.134 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.07 \times 0.134 = 0.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 66.04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.35 + (66.04 - 1.35) \times \frac{0.300}{1.300} \\ &= 16.28 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.28 + 1.35) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 2.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 1.35 + 16.28}{1.35 + 16.28} \\ &= 0.108 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.64 \times 0.108 = 0.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 76.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.82 + (76.71 - 8.82) \times \frac{0.300}{1.300} \\ &= 24.49 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.49 + 8.82) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 8.82 + 24.49}{8.82 + 24.49} \\ &= 0.126 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.00 \times 0.126 = 0.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 71.83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 71.83 \times \frac{0.236}{1.236}$$

$$= 13.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(13.72 + 0.00) \times 0.236 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.62 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.236}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 13.72}{0.00 + 13.72}$$

$$= 0.079 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.62 \times 0.079 = 0.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 設計断面力

かかと版中間部の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

(1) 常 時

1) 载荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.51	0.08
2	かかと版上の载荷土	9.29	1.39
3	地盤反力	-6.07	-0.81
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	6.73	1.11

2) 载荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.51	0.08
2	かかと版上の载荷土	9.29	1.39
3	地盤反力	-2.64	-0.29
	合 計 Σ	7.16	1.18

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 7.16 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) フェンス荷重時

1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	9.29	1.39
3	地盤反力	-5.00	-0.63
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	7.80	1.29

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	9.29	1.39
3	地盤反力	-1.62	-0.13
	合 計 Σ	8.18	1.34

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.18 \text{ (kN)}$$

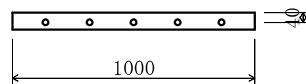
曲げモーメント

$$M = 1.34 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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)	1.18×10^6	1.34×10^6
	せん断力 S (N)	7.16×10^3	8.18×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.50	3.97
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	50.9	57.8
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.18	0.20
	τ_{ca}	0.45	0.54