

(H)3600 × (B)2400 × (L)2000

2010 年 1 月

千葉窯業株式会社

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	6
§ 5 安定計算	10
§ 6 たて壁の部材断面設計	16
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	21
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	26

§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	$H = 3.600 \text{ (m)}$
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	$q = 10.0 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
(6) 単位体積重量 製品	$c = 24.5 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土	
せん断抵抗角	$= 30.00 \text{ (}^\circ \text{)}$
単位体積重量	$s = 19.0 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$
(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	$q_a = 149.32 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \text{ 以上必要}$

1.3 安定条件

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

1.4 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート

設計基準強度	$ck = 30 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容圧縮応力度	$ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容せん断応力度	$a = 0.45 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$

(2) 鉄筋

許容引張応力度	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
---------	-------------------------------------

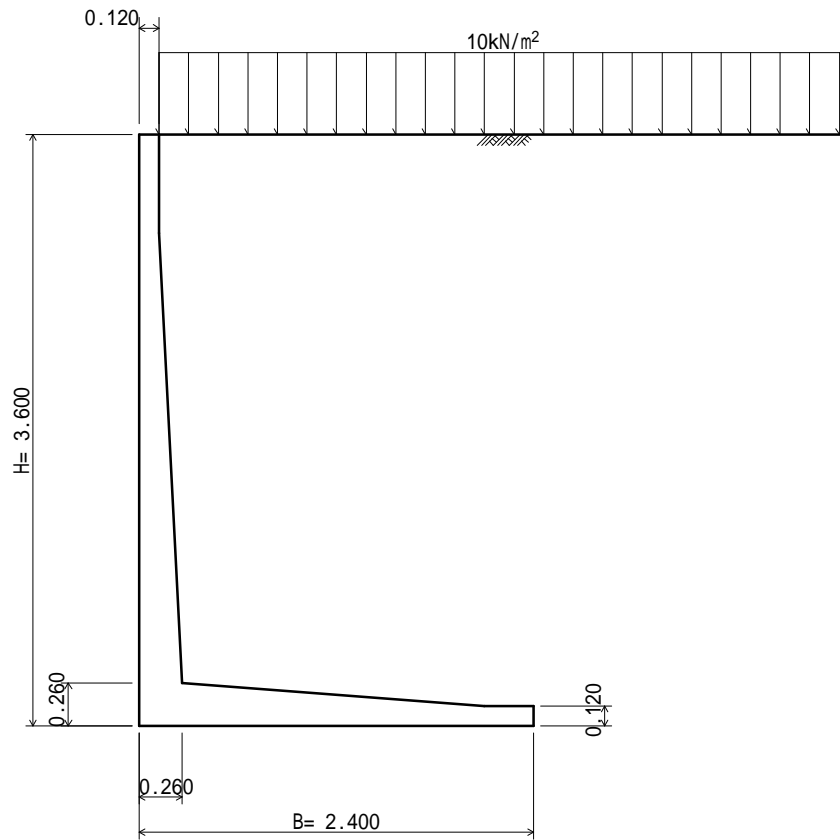
1.5 参考文献

一、道路土工	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 (H)3600×(B)2400標準



§3 計算結果

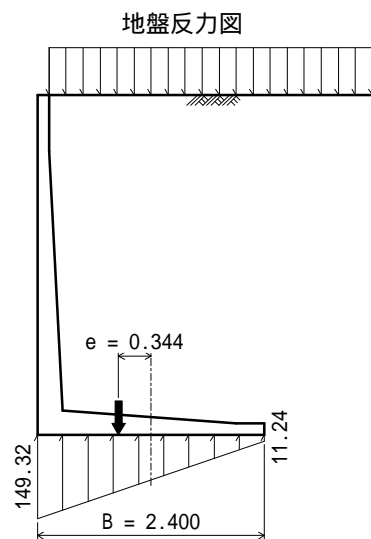
3.1 安定計算結果

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 載荷重あり

(1) 安定計算

鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)	判定
192.67	53.04	0.344	3.59	2.10	149.32 11.24	0.K.
許 容 値		0.400	1.50	1.50		

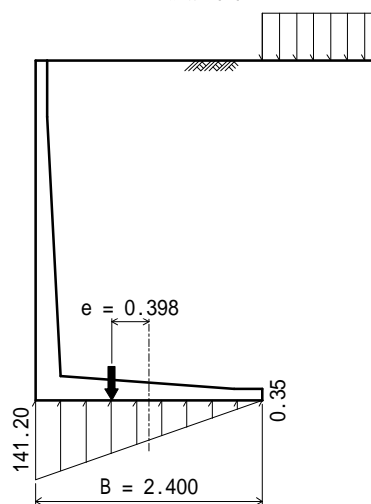


3.1.2 載荷重なし

(1) 安定計算

鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)	判定
169.87	53.04	0.398	3.14	1.85	141.20 0.35	0.K.
許 容 値		0.400	1.50	1.50		

地盤反力図



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	80	220
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	44.5	86.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.53×10^6	45.41×10^6
		せん断力 S (N)	2.64×10^3	40.80×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.37	5.50
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	4.4	127.6
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.03	0.19
		ca	0.45	0.45

3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	220	80
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	86.4	44.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	45.41×10^6	2.83×10^6
		せん断力 S (N)	14.08×10^3	17.97×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	5.50	1.95
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	127.6	23.3
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.06	0.22
		ca	0.45	0.45

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧

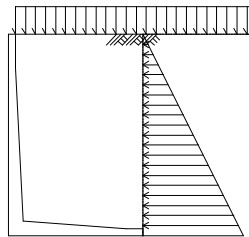
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

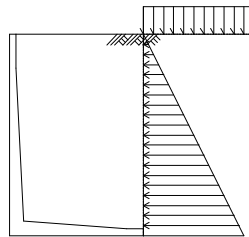
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

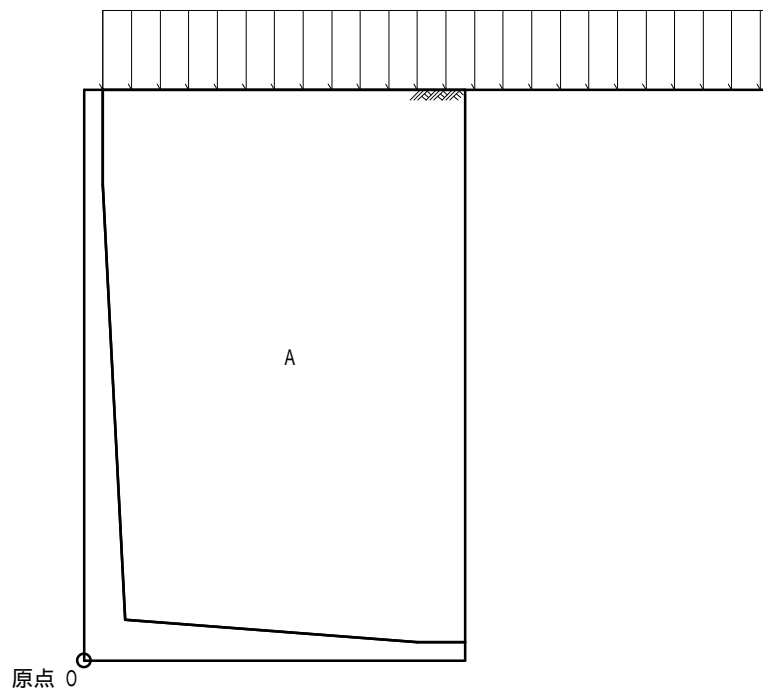


2) 載荷重なし



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、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)
	2.400	3.600	8.640	1.200	1.800	10.3680	15.5520
a	-	0.140	0.600	-0.084	0.190	-0.0160	-0.2772
b	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.213	-0.0409	-0.4007
c	-	1.840	3.340	-0.146	1.180	-7.2523	-11.8618
d	-1/2	1.840	0.140	-0.129	1.487	-0.1918	-0.0275
e	-	0.300	3.480	-1.044	2.250	-2.3490	-1.9418
合 計			1.045			0.5180	1.0430

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.045 \times 1.000 = 1.045 \text{ (m}^3\text{)}$$

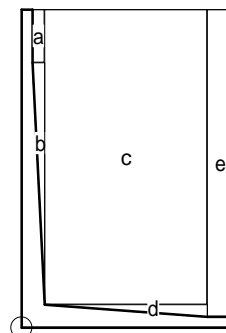
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.045 \times 24.5 = 25.60 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5180}{1.045} = 0.496 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.0430}{1.045} = 0.998 \text{ (m)}$$



(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)
	2.280	3.480	7.934	1.260	1.860	9.9968	14.7572
a	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.167	-0.0321	-0.2252
b	-	0.140	0.140	-0.020	0.190	-0.0038	-0.0038
c	-1/2	1.840	0.140	-0.129	0.873	-0.1126	-0.0215
合 計			7.593			9.8483	14.5067

体積

$$V_o = A \cdot L = 7.593 \times 1.000 = 7.593 \text{ (m}^3\text{)}$$

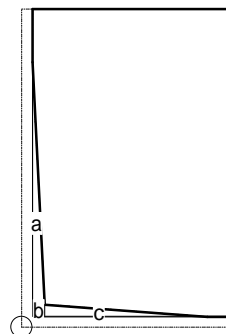
荷重

$$V = V_o \cdot s = 7.593 \times 19.0 = 144.27 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{9.8483}{7.593} = 1.297 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{14.5067}{7.593} = 1.911 \text{ (m)}$$



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。

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.280 \times 1.000 = 22.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.400 - \frac{2.280}{2} = 1.260 \text{ (m)}$$

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

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)}$$

ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- : すべり角 (°)
- : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- : 壁面摩擦角 (°)
- : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

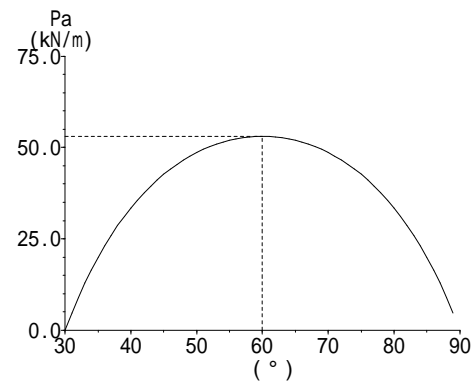
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

ここに、

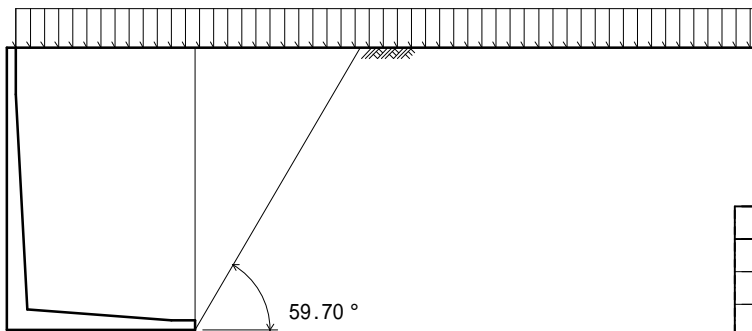
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.600 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 92.99 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 21.04] \\
 &= 59.70 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{92.99 \times \sin(59.70 - 30.00)}{\cos(59.70 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 53.04 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
64.00	52.355	77.62
63.00	52.654	81.08
62.00	52.864	84.60
61.00	52.996	88.20
60.00	53.035	91.86
* 59.70	53.041	92.99
59.00	53.003	95.62
58.00	52.868	99.43
57.00	52.649	103.33
56.00	52.348	107.33
55.00	51.951	111.41

鉛直荷重

$$V = 53.04 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 53.04 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 53.04 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.400 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.600}{3} = 1.200 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

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。

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

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

H : 水平荷重 (kN)

\tan : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.400 \text{ (m)}$

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

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。

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} \quad F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

M_r : 抵抗モーメント (kN・m)

M_o : 転倒モーメント (kN・m)

F_{sa} : 転倒安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

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

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

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

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

M_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

M_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.400 \text{ (m)}$

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

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

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V}, \quad e = \frac{B}{2} - d$$

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad \left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_2 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

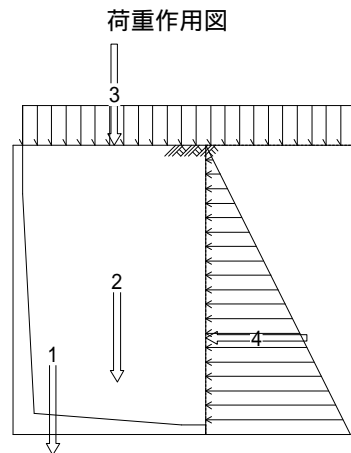
ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- Mr : 抵抗モーメント (kN・m)
- Mo : 転倒モーメント (kN・m)
- V : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 2.400$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 載荷重あり

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	25.60		0.496	0.998	12.70	
2	裏込め土	144.27		1.297	1.911	187.12	
3	載荷重	22.80		1.260	3.600	28.73	
4	土圧		53.04	2.400	1.200		63.65
合 計		192.67	53.04			228.55	63.65



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{192.67 \times 0.577 + 0.0 \times 2.400 \times 1.000}{53.04}$$

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

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

$$F_s = \frac{Mr}{Mo} = \frac{228.55}{63.65} = 3.59 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{228.55 - 63.65}{192.67} = 0.856 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.400}{2} - 0.856 = 0.344 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.344 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.400 \text{ (m)}$$

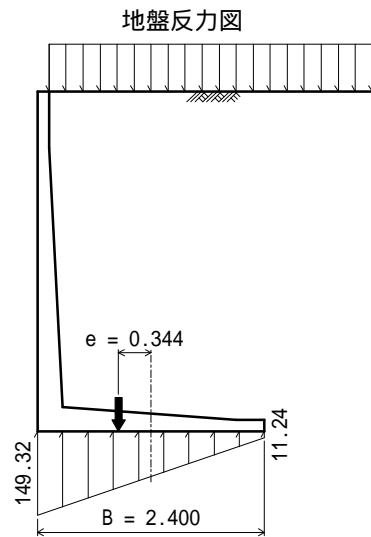
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{192.67}{2.400 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.344}{2.400} \right) \\
 &= \begin{cases} 149.32 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

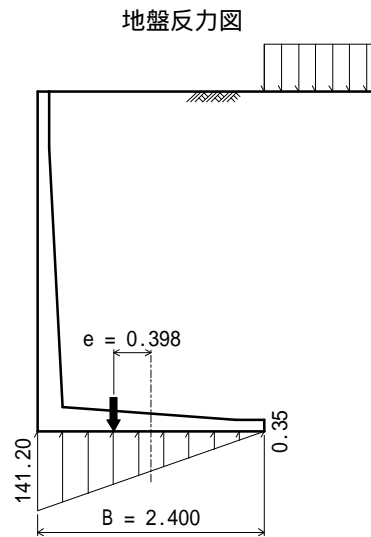


3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{169.87}{2.400 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.398}{2.400} \right) \\
 &= \begin{cases} 141.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

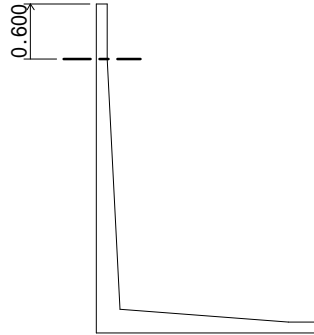


§6 たて壁の部材断面設計

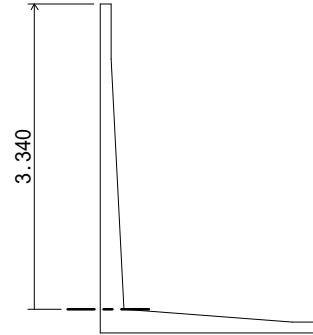
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



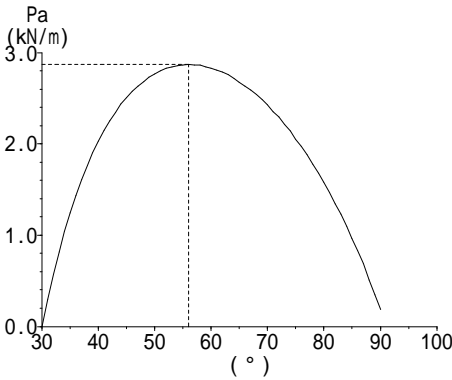
6.2 荷重の計算

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

6.2.1 土圧

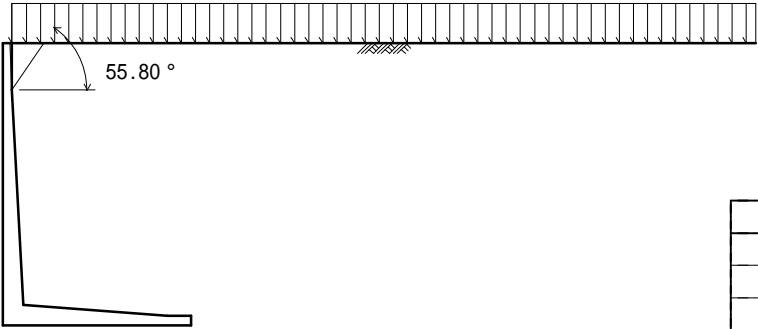
1) 中間部

$$\begin{aligned} &= 2.92 (^\circ) \\ W &= 6.59 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.08] \\ &= 55.80 (^\circ) \\ &= 20.00 (^\circ) \\ &= 30.00 (^\circ) \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

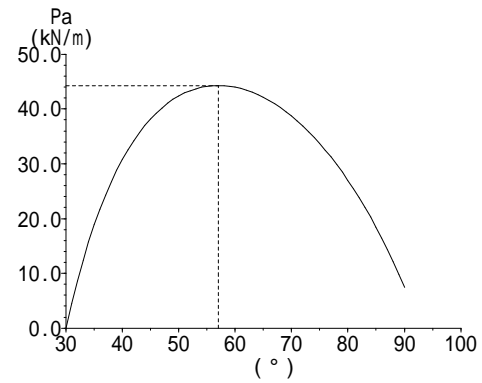
$$\begin{aligned} Pa &= \frac{6.59 \times \sin(55.80 - 30.00)}{\cos(55.80 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\ &= 2.87 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$



	Pa	W
60.00	2.827	5.61
59.00	2.842	5.83
58.00	2.861	6.07
57.00	2.863	6.29
56.00	2.871	6.54
* 55.80	2.872	6.59
55.00	2.863	6.77
54.00	2.856	7.02
53.00	2.845	7.28
52.00	2.825	7.54
51.00	2.797	7.80

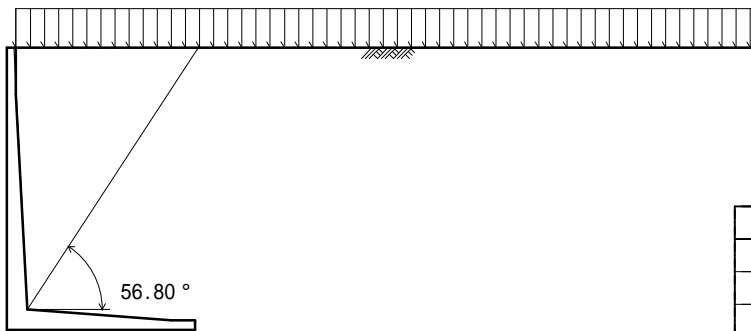
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 98.02 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 23.26] \\
 &= 56.80 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{98.02 \times \sin(56.80 - 30.00)}{\cos(56.80 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 44.30 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
61.00	43.728	84.06
60.00	43.975	87.28
59.00	44.148	90.55
58.00	44.257	93.90
57.00	44.295	97.32
* 56.80	44.297	98.02
56.00	44.261	100.82
55.00	44.150	104.40
54.00	43.964	108.07
53.00	43.699	111.84
52.00	43.344	115.69

$$H = P_a \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

ここに、

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

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 ($^\circ$)	傾斜角 ($^\circ$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.87	20.00	2.92	2.64	0.200
つけ根	44.30	20.00	2.92	40.80	1.113

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 2.64 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.64 \times 0.200 \\ &= 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 40.80 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

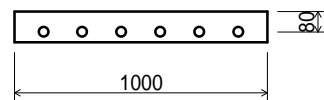
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 40.80 \times 1.113 \\ &= 45.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 44.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

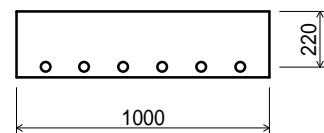
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.53 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 0.37 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.53 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 4.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.64 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 86.4 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 45.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 40.80 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

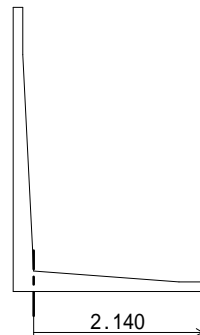
$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 45.41 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 5.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{45.41 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 127.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{40.80 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持版として設計する。

7.1 荷重の計算

断面検討位置



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(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)
	2.140	0.260	0.556	1.070	0.5949
a	-1/2 × 1.840	0.140	-0.129	1.227	-0.1583
b	-0.300	0.140	-0.042	1.990	-0.0836
合計			0.385		0.3530

作用位置

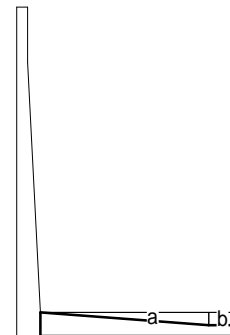
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.3530}{0.385} = 0.917 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.385 \times 24.5 \times 1.000 = 9.43 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.43 \times 0.917 = 8.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.140	3.480	7.447	1.070	7.9683
a	-1/2	1.840	0.140	-0.129	-0.0791
合 計			7.318		7.8892

作用位置

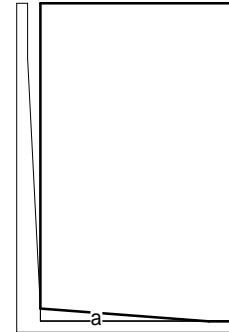
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{7.8892}{7.318} = 1.078 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 7.318 \times 19.0 \times 1.000 = 139.04 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 139.04 \times 1.078 = 149.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.140 \times 1.000 = 21.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.070 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 21.40 \times 1.070 = 22.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 149.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.24 + (149.32 - 11.24) \times \frac{2.140}{2.400} \\ &= 134.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(134.36 + 11.24) \times 2.140 \times 1.000}{2} \\ &= 155.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.140}{3} \times \frac{2 \times 11.24 + 134.36}{11.24 + 134.36} \\ &= 0.768 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 155.79 \times 0.768 = 119.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 141.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.35 + (141.20 - 0.35) \times \frac{2.140}{2.400} \\ &= 125.94 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(125.94 + 0.35) \times 2.140 \times 1.000}{2} \\ &= 135.13 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.140}{3} \times \frac{2 \times 0.35 + 125.94}{0.35 + 125.94} \\ &= 0.715 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 135.13 \times 0.715 = 96.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.2 設計断面力

かかと版つけ根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) 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	9.43	8.65
2	かかと版上の載荷土	139.04	149.89
3	地盤反力	-155.79	-119.65
4	自動車荷重	21.40	22.90
	合 計	14.08	61.79

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 45.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < M より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ とする。

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	9.43	8.65
2	かかと版上の載荷土	139.04	149.89
3	地盤反力	-135.13	-96.62
	合 計	13.34	61.92

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 45.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < M より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ 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

$$S = 14.08 \text{ (kN)}$$

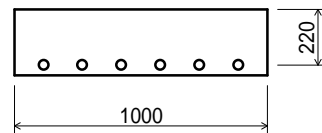
曲げモーメント

$$M = 45.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 86.4 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 45.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 14.08 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

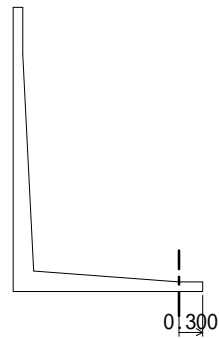
$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 45.41 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 5.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{45.41 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 127.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{14.08 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 荷重の計算

断面検討位置



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(1) かかと版自重

面積

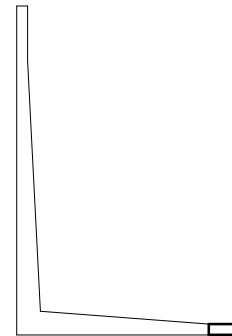
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.120 = 0.036 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.036 \times 24.5 \times 1.000 = 0.88 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.88 \times 0.150 = 0.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

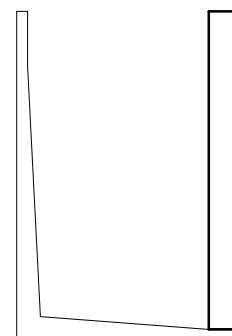
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 3.480 = 1.044 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 1.044 \times 19.0 \times 1.000 = 19.84 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.84 \times 0.150 = 2.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

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

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) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 149.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.24 + (149.32 - 11.24) \times \frac{0.300}{2.400} \\ &= 28.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.50 + 11.24) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 11.24 + 28.50}{11.24 + 28.50} \\ &= 0.128 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.96 \times 0.128 = 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 141.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.35 + (141.20 - 0.35) \times \frac{0.300}{2.400}$$

$$= 17.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(17.96 + 0.35) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.75 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 0.35 + 17.96}{0.35 + 17.96}$$

$$= 0.102 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.75 \times 0.102 = 0.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.2 設計断面力

かかと版つけ根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) 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	0.88	0.13
2	かかと版上の載荷土	19.84	2.98
3	地盤反力	-5.96	-0.76
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計	17.76	2.80

2) 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	0.88	0.13
2	かかと版上の載荷土	19.84	2.98
3	地盤反力	-2.75	-0.28
	合 計	17.97	2.83

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 17.97 \text{ (kN)}$$

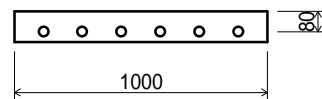
曲げモーメント

$$M = 2.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 44.5 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 2.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 17.97 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.83 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 1.95 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.83 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 23.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{17.97 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$