

CLP-V II (大地震対応型)

(H) 3000 × (B) 2150

設計仕様

載荷重	: $q = 10\text{kN/m}^2$
土の単位体積重量	: $\gamma_s = 19\text{kN/m}^3$
土の内部摩擦角	: $\phi = 25^\circ$
設計水平震度	: $K_h = 0.25$
フェンス荷重考慮	

千葉窯業株式会社

目 次

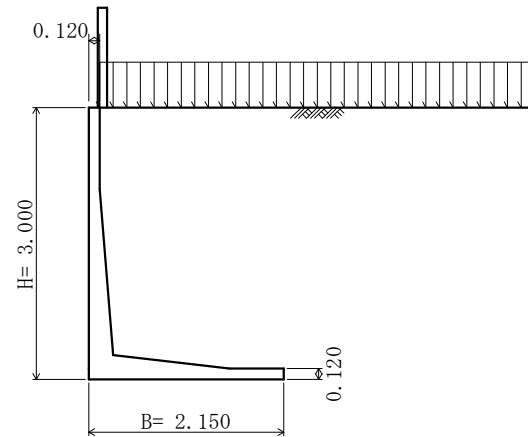
設計概説	1
§ 1 設計条件	4
§ 2 一般形状寸法図	5
§ 3 計算結果	6
§ 4 設計荷重	11
§ 5 安定計算	21
§ 6 たて壁の部材断面設計	29
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	38
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	41

設計概説

本擁壁は以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『宅地防災マニュアル』に準拠した。

(1) 設計断面

- 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) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 3.000$ (m)
底版幅 $B = 2.150$ (m)



[設 計 方 針 ・ 方 法]

[計 算 結 果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

- | | |
|---------|------------------|
| 常 時 | 自重＋載荷重＋土圧 |
| 地 震 時 | 自重＋土圧＋地震の影響 |
| フェンス荷重時 | 自重＋載荷重＋土圧＋フェンス荷重 |

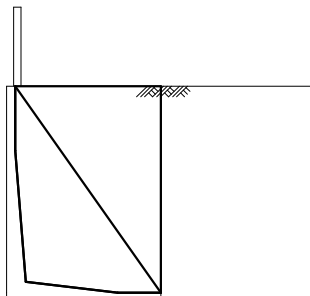
(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自 重

躯体および、かかと版上の裏込め土を自重として考慮した。

躯体 : $W_c = 20.64$ (kN)
裏込土 : $W_s = 106.21$ (kN)



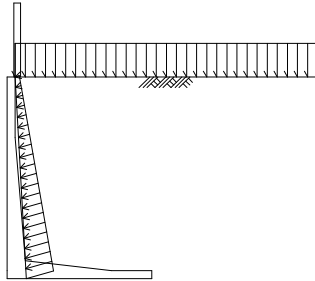
2) 土 圧

計算は、クーロン公式により行った。また、土圧は下図のように台形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 25.00(^{\circ})$

単位体積重量： $\gamma_s = 19.00 (\text{kN/m}^3)$

土圧： $P_a = 45.04 (\text{kN})$



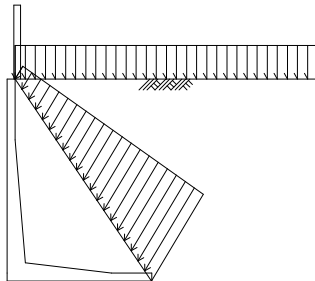
3) 地震の影響

地震の影響として、躯体および、裏込め土の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

設計水平震度： $K_h = 0.25$

慣性力： $H = 17.83 (\text{kN})$

土圧： $P_a = 159.83 (\text{kN})$



4) フェンス荷重

フェンスに作用する荷重を考慮した。

フェンス： $1.0 (\text{kN/m})$

(4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数： 0.466

※ 前面土の受働土圧を考慮した。

常 時： $F_s = 1.71 \geq 1.50$

地 震 時： $F_s = 1.02 \geq 1.00$

フェンス： $F_s = 1.67 \geq 1.00$

2) 転 倒

転倒安全率による検討を行った。

常 時: $F_s = 3.25 \geq 1.50$

地 震 時: $F_s = 2.17 \geq 1.00$

フェンス: $F_s = 3.00 \geq 1.00$

3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力度において照査を行った。

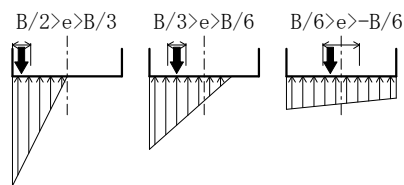
基礎底面に作用する地盤反力度は、『宅地防災マニュアル』に準拠して算出した。

常 時: $q = 153.24$ 以上の支持力が必要です。

地 震 時: $q = 221.97$ 以上の支持力が必要です。

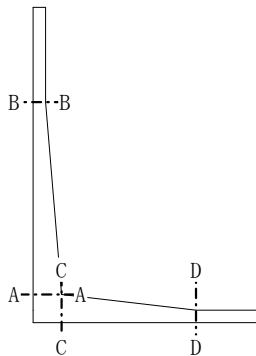
フェンス: $q = 158.97$ 以上の支持力が必要です。

(単位: kN/m^2)



(5) 部材の断面計算

下図に示す部材断面において、応力度照査を行った。



		A - A	B - B	C - C	D - D	許容安全率
常 時	圧 縮	1.91	3.86	1.91	2.25	1.00
	引 張	1.49	4.12	1.49	2.41	1.00
	せん断	4.13	8.11	3.74	3.73	1.00
	終 局	3.05	8.70	3.05	5.08	3.00
地 震 時	圧 縮	2.26	4.37	2.26	2.67	1.00
	引 張	1.33	3.52	1.33	2.15	1.00
	せん断	3.69	6.98	3.33	3.32	1.00
	終 局	—	—	—	—	3.00
フェンス	圧 縮	3.48	4.11	3.48	4.10	1.00
	引 張	2.04	3.32	2.04	3.31	1.00
	せん断	6.06	10.46	5.12	5.11	1.00
	終 局	—	—	—	—	3.00

※ かかと版つけ根の照査を行うとき、曲げモーメントはたて壁つけ根の曲げモーメントとした。

§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 | $H = 3.000 \text{ (m)}$ |
| (4) 土 圧 | クーロン公式による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 | $q = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ |
| (6) 設計水平震度 | |

	大規模地震動	$K_h = c_z \cdot k_0 = 0.25$
地域別補正係数		$c_z = 1.0$
設計水平震度の標準値	大規模地震動	$k_0 = 0.25$

- | | |
|---------------|--|
| (7) フェンス荷重 | $H_h = 1.0 \text{ (kN/m)}$ |
| (8) 単位体積重量 製品 | $\gamma_c = 24.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ |

1.2 土質条件

- (1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi = 25.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

- (2) 支持地盤の定数

擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.466$
〃 の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 153.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

- (3) 擁壁の前面土

せん断抵抗角	$\phi = 25.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

1.3 安定条件

- | | | |
|--------------|-------|--------------------------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | $F_s \geq 1.50 \text{ (1.00)}$ |
| (2) 転倒に対する検討 | 転倒安全率 | $F_s \geq 1.50 \text{ (1.00)}$ |

※ ()は地震時、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	地 震 時	フェンス荷重時
(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	20.00	20.00
許容せん断応力度	τ_a	0.79	1.19	1.19
(2) 鉄筋				
許容引張応力度	σ_{sa} SD295A	195	295	295
引張鉄筋の降伏点	σ_y	395		

1.5 参考文献

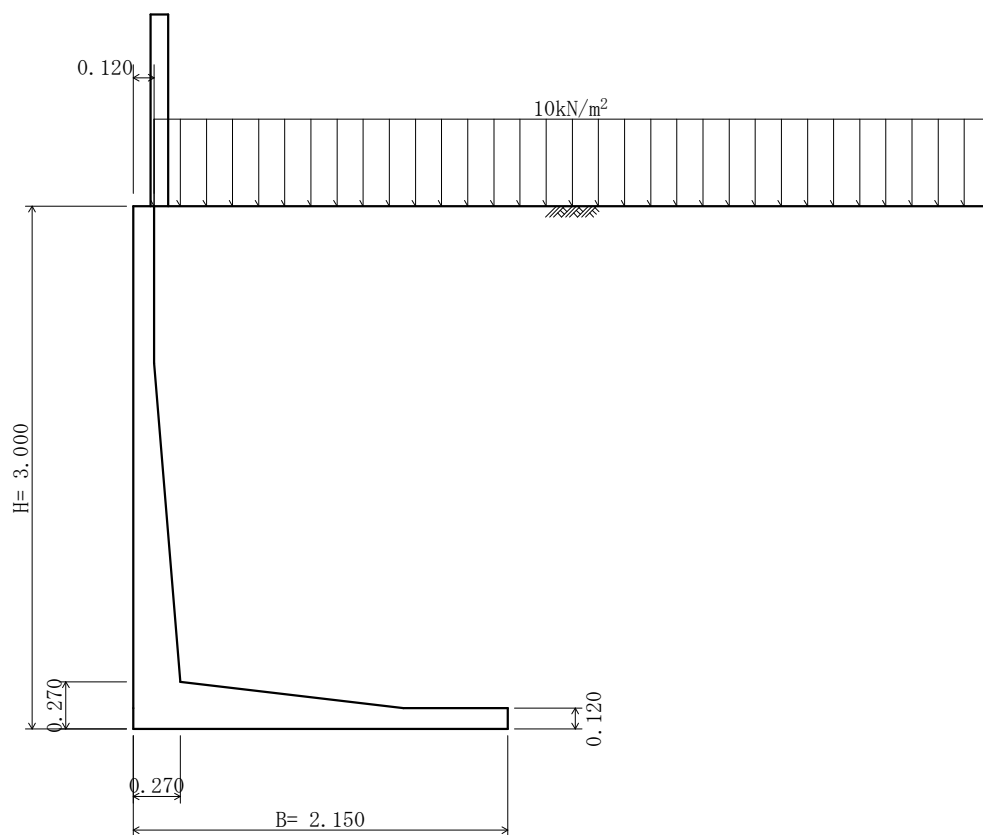
一、宅地防災マニュアル

ぎょうせい

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図

製品名：CLP-VII（大地震対応型）（直線部） H3000×B2150



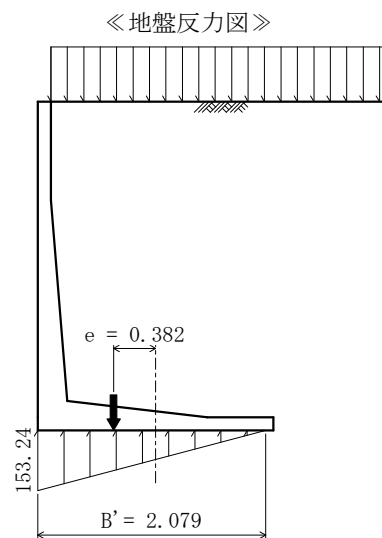
§3 計算結果

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。

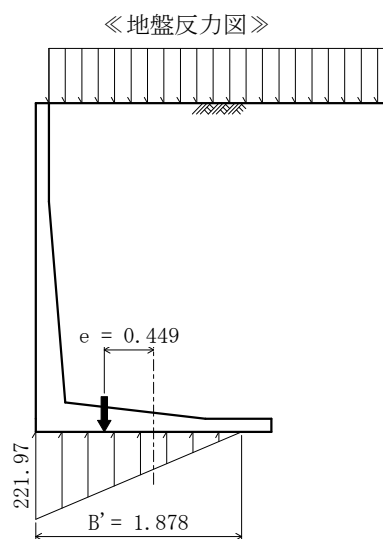
3.1.1 常 時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	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
159.29	43.37	3.25	1.71	153.24	O. K.
許 容 値		1.50	1.50		



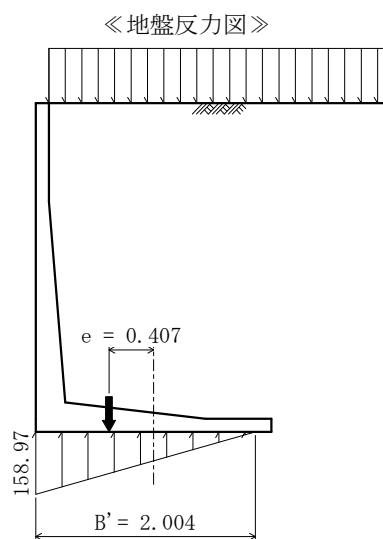
3.1.2 地震時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	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
208.43	99.96	2.17	1.02	221.97	0. K.
許 容 値		1.00	1.00		



3.1.3 フェンス荷重時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	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
159.29	44.37	3.00	1.67	158.97	0. K.
許 容 値		1.00	1.00		



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	地 震 時	フェンス荷重時
中間部	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		d (mm)	70		
		As (mm ²)	D16 - 4 794		
		x (mm)	29.1		
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.27×10^6	4.02×10^6	4.27×10^6
		せん断力 S (N)	5.97×10^3	10.44×10^3	6.97×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	3.86	4.37
	鉄筋の 曲げ引張安全率		Fss	4.12	3.52
	コンクリートの せん断安全率		Fst	8.11	6.98
	鉄筋の 終局安全率		Fsu	8.70	———

部 材	項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
つけ根	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		d (mm)	220		
		As (mm ²)	D16 - 7.5 1490		
		x (mm)	75		
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	38.19×10^6	64.60×10^6	42.02×10^6
		せん断力 S (N)	36.83×10^3	62.01×10^3	37.83×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	1.91	2.26
	鉄筋の 曲げ引張安全率		Fss	1.49	1.33
	コンクリートの せん断安全率		Fst	4.13	3.69
	鉄筋の 終局安全率		Fsu	3.05	———

3.2.2 底版の断面計算

(1) かかと版

部 材	項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時	
つ け 根	部 材 断 面	b (mm)	1000			
		d (mm)	220			
		As (mm ²)	D16 - 7.5 1490			
		x (mm)	75			
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	38.19 × 10 ⁶	64.60 × 10 ⁶	42.02 × 10 ⁶	
		せん断力 S (N)	40.63 × 10 ³	68.73 × 10 ³	44.71 × 10 ³	
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	1.91	2.26	3.48
	鉄筋の 曲げ引張安全率		Fss	1.49	1.33	2.04
	コンクリートの せん断安全率		Fst	3.74	3.33	5.12
	鉄筋の 終局安全率		Fsu	3.05	————	————

部 材	項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時	
中 間	部 材 断 面	b (mm)	1000			
		d (mm)	70			
		As (mm ²)	D16 - 4 794			
		x (mm)	29.1			
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	3.89 × 10 ⁶	6.58 × 10 ⁶	4.28 × 10 ⁶	
		せん断力 S (N)	12.97 × 10 ³	21.94 × 10 ³	14.27 × 10 ³	
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	2.25	2.67	4.10
	鉄筋の 曲げ引張安全率		Fss	2.41	2.15	3.31
	コンクリートの せん断安全率		Fst	3.73	3.32	5.11
	鉄筋の 終局安全率		Fsu	5.08	————	————

§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
- ・地震の影響（自重による慣性力、地震時土圧）
- ・フェンス荷重

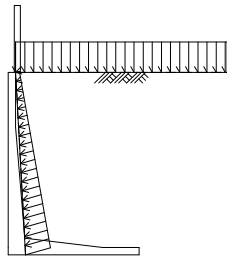
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

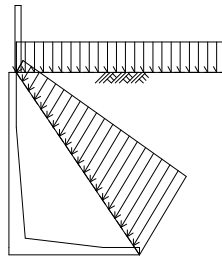
常時	自重＋載荷重＋土圧
地震時	自重＋土圧＋地震の影響
フェンス荷重時	自重＋載荷重＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

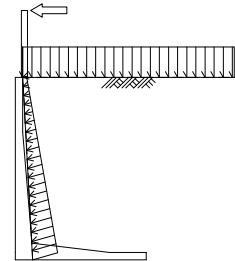
1) 常時



2) 地震時

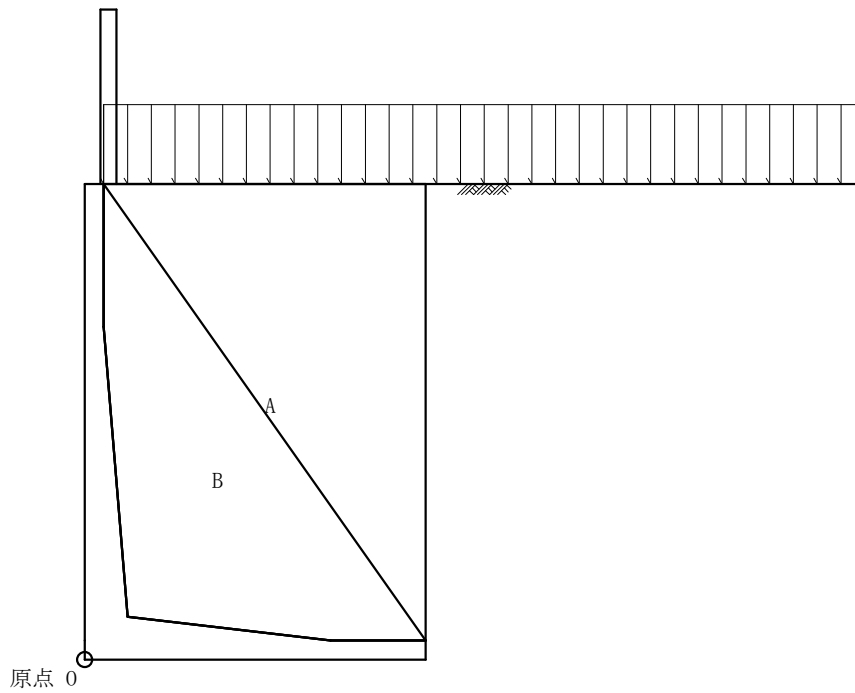


3) フェンス荷重時



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)
	2.150	3.000	= 6.450	1.075	1.500	6.9338	9.6750
a	-	0.150	× 0.900 = -0.135	0.195	2.550	-0.0263	-0.3443
b	-1/2	× 0.150	× 1.830 = -0.137	0.220	1.490	-0.0301	-0.2041
c	-1/2	× 1.280	× 0.150 = -0.096	1.123	0.220	-0.1078	-0.0211
d	-	1.880	× 2.730 = -5.132	1.210	1.635	-6.2097	-8.3908
e	-	0.600	× 0.150 = -0.090	1.850	0.195	-0.1665	-0.0176
合 計			0.860			0.3934	0.6971

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.860 \times 1.000 = 0.860 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

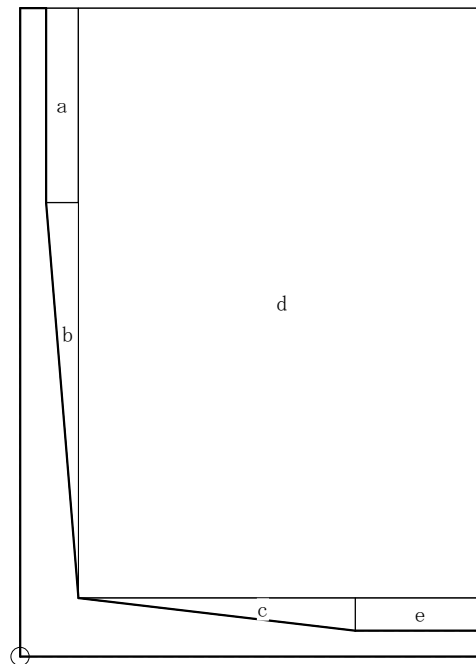
$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.860 \times 24.00 = 20.64 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot Kh = 20.64 \times 0.25 = 5.16 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3934}{0.860} = 0.457 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.6971}{0.860} = 0.811 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土 [常時、フェンス荷重時]

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)
	2.030	2.880	5.846	1.135	1.560	6.6352	9.1198
a	-1/2	0.150	1.830	-0.137	0.170	-0.0233	-0.1206
b	-	0.150	0.150	-0.023	0.195	-0.0045	-0.0045
c	-1/2	1.280	0.150	-0.096	0.170	-0.0669	-0.0163
合 計			5.590			6.5405	8.9784

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 5.590 \times 1.000 = 5.590 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

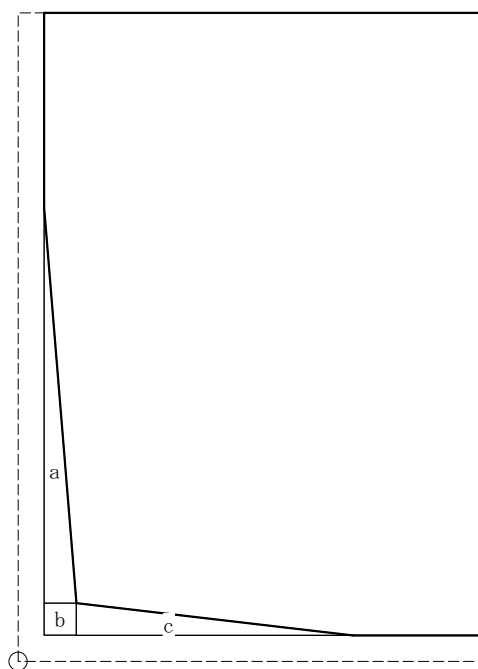
$$V = V_o \cdot \gamma_s = 5.590 \times 19.00 = 106.21 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 106.21 \times 0.25 = 26.55 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{6.5405}{5.590} = 1.170 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{8.9784}{5.590} = 1.606 \text{ (m)}$$



2) 裏込め土 [地震時]

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)
	2.030	2.880	5.846	1.135	1.560	6.6352	9.1198
a	-1/2	0.150	1.830	-0.137	0.170	-0.0233	-0.1206
b	-	0.150	0.150	-0.023	0.195	-0.0045	-0.0045
c	-1/2	1.280	0.150	-0.096	0.697	-0.0669	-0.0163
d	-1/2	2.030	2.880	-2.923	1.473	-4.3056	-5.9629
合 計			2.667			2.2349	3.0155

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 2.667 \times 1.000 = 2.667 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

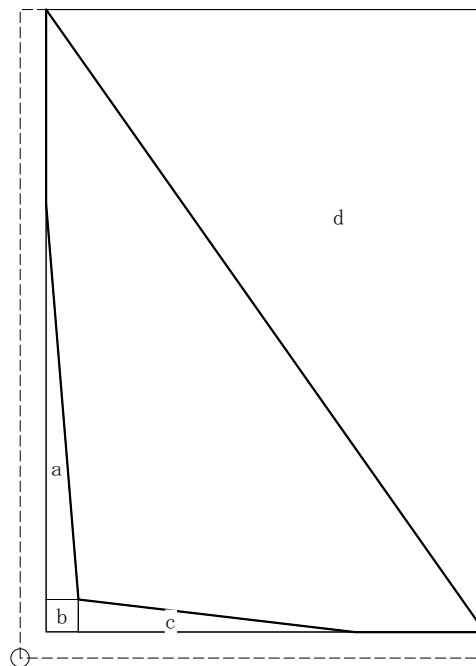
$$V = V_o \cdot \gamma_s = 2.667 \times 19.00 = 50.67 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 50.67 \times 0.25 = 12.67 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.2349}{2.667} = 0.838 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{3.0155}{2.667} = 1.131 \text{ (m)}$$



4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

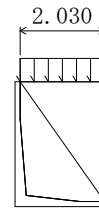
(1) 死荷重(常時、フェンス荷重時)

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.030 \times 1.000 = 20.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.150 - \frac{2.030}{2} = 1.135 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧係数

クーロンの土圧公式を用いて計算する。また地震時は、物部・岡部公式によって計算する。

主働土圧係数

常 時

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

地 震 時

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

ここに、

K_a : 主働土圧係数

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 25.00 (^{\circ})$

β : 地表面と水平面のなす角 $\beta = 0.00 (^{\circ})$

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $(^{\circ})$

δ : 壁面摩擦角 $(^{\circ})$

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.25 = 14.04 (^{\circ})$

K_h : 設計水平震度

(1) 常 時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α $(^{\circ})$	壁面摩擦角 δ $(^{\circ})$	主働土圧係数 K_a
躯体全体	3.14	12.50	0.390

(2) 地 震 時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α $(^{\circ})$	壁面摩擦角 δ $(^{\circ})$	地震時合成角 θ $(^{\circ})$	主働土圧係数 K_a
躯体全体	34.08	25.00	14.04	1.384

(3) フェンス荷重時

『 常時 』と同じ。

4.2.4 土圧

土圧の作用高さ ($h = h_2 - h_q$)

$$h = 3.000 \text{ (m)}$$

(1) 常 時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma_s} = \frac{10.00}{19.00} = 0.526 \text{ (m)}$$

1) 土圧強度と土圧力

$$p_{a_i} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_i$$

$$P_a = \frac{(p_{a_1} + p_{a_2}) \cdot (h_2 - h_q)}{2}$$

ここに、

$$\gamma_s : \text{裏込め土の単位体積重量} \quad \gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

	高さ h_q, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a_1}, p_{a_2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_q$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
躯体全体	0.526 3.526	0.390	3.898 26.128	3.000	45.04

鉛直荷重

$$V = 45.04 \times \sin(12.50 + 3.14) \times 1.000 = 12.14 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 45.04 \times \cos(12.50 + 3.14) \times 1.000 = 43.37 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.223 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{3.000}{3} \times \frac{2 \times 3.898 + 26.128}{3.898 + 26.128} = 1.130 \text{ (m)}$$

(2) 地震時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma s} = \frac{10.00}{19.00} = 0.526 \text{ (m)}$$

1) 土圧強度と土圧力

	高さ h_q, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a1}, p_{a2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_q$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
躯体全体	0.526 3.526	1.384	13.832 92.720	3.000	159.83

鉛直荷重

$$V = 159.83 \times \sin(25.00 + 34.08) \times 1.000 = 137.12 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 159.83 \times \cos(25.00 + 34.08) \times 1.000 = 82.13 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.385 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{3.000}{3} \times \frac{2 \times 13.832 + 92.720}{13.832 + 92.720} = 1.130 \text{ (m)}$$

(3) フェンス荷重時

『常時』と同じ。

4.2.5 フェンス荷重

水平荷重

$$H = H_b \cdot L = 1.00 \times 1.000 = 1.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.150 \text{ (m)}$$

$$y = 3.000 + 1.100 = 4.100 \text{ (m)}$$

4.3 前面土受働土圧

安定計算における滑動の検討において、擁壁前面の土による受働土圧を抵抗力として考慮する。
受働土圧は地震時のみ考慮するものとし、物部・岡部公式によって計算する。

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta - \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、

- K_p : 受働土圧係数
- ϕ : 前面土のせん断抵抗角 $\phi = 25.00$ (°)
- β : 地表面と水平面のなす角 $\beta = 0.00$ (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h = 14.04$ (°)
- K_h : 設計水平震度 $K_h = 0.25$

前面土受働土圧は、以下の高さに作用するものとする。

受働土圧を考慮する高さ $h_p = 0.500$ (m)

(1) 地震時

壁面摩擦角

$$\delta = 0.00 (^{\circ})$$

受働土圧係数

$$K_p = 2.019$$

受働土圧合力

$$p = K_p \cdot \gamma_s \cdot h_p = 2.019 \times 19.00 \times 0.500 = 19.181 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_p \cdot L = \frac{1}{2} \times 19.181 \times 0.500 \times 1.000 = 4.80 \text{ (kN)}$$

$$P_p = P_{p1} \cdot \cos(\delta + \alpha) = 4.80 \times \cos(0.00 + 0.00) \\ = 4.80 \text{ (kN)}$$

§5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 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。

前面受働土圧を考慮する

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot B \cdot L + 1.0 \cdot P_p}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値

常 時	$F_{sa} = 1.50$
地 震 時	$F_{sa} = 1.00$
フェンス荷重時	$F_{sa} = 1.00$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 水平荷重 (kN)

μ : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$$\mu = 0.466$$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0$ (kN/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.150$ (m)

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (m)

P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (kN/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	$F_{sa} = 1.50$
地 震 時	$F_{sa} = 1.00$
フェンス荷重時	$F_{sa} = 1.00$

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

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

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

$$\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$\frac{B}{3} < e < \frac{B}{2} \text{ のとき } q_1 = \frac{4 \cdot \Sigma V}{B \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
 ΣMr : 抵抗モーメント (kN・m)
 ΣMo : 転倒モーメント (kN・m)
 ΣV : 鉛直荷重 (kN)
 B : 擁壁の底版幅 $B = 2.150$ (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)

3) 支持に対する安定

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{159.45 - 49.01}{159.29} = 0.693 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.150}{2} - 0.693 = 0.382 \text{ (m)}$$

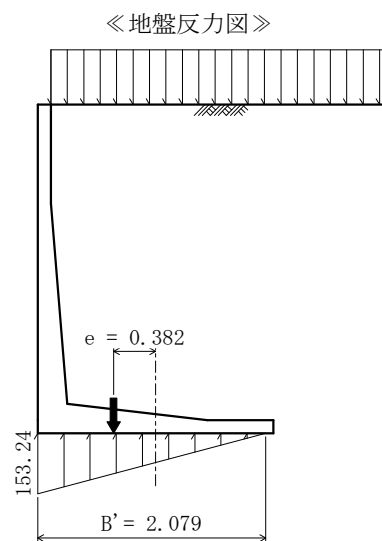
最大地盤反力度

$$\frac{B}{6} = 0.358 < e = 0.382 \leq \frac{B}{3} = 0.717 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 159.29}{3 \times 0.693 \times 1.000}$$

$$= 153.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

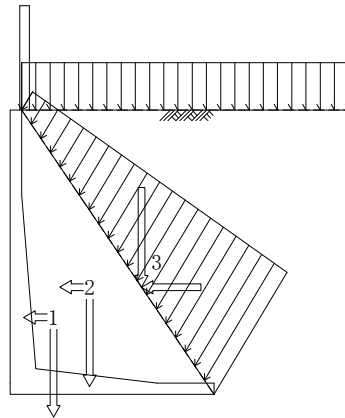
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.2 地震時

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	躯体	20.64	5.16	0.457	0.811	9.43	4.18
2	裏込め土	50.67	12.67	0.838	1.131	42.46	14.33
3	土圧	137.12	82.13	1.385	1.130	189.91	92.81
合 計 Σ		208.43	99.96			241.80	111.32

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

前面受働土圧を考慮する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L + 1.0 \cdot P_p}{\Sigma H}$$

$$= \frac{208.43 \times 0.466 + 0.0 \times 2.150 \times 1.000 + 1.0 \times 4.80}{99.96}$$

$$= 1.02 \geq F_{sa} = 1.0$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{241.80}{111.32} = 2.17 \geq F_{sa} = 1.00$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{241.80 - 111.32}{208.43} = 0.626 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.150}{2} - 0.626 = 0.449 \text{ (m)}$$

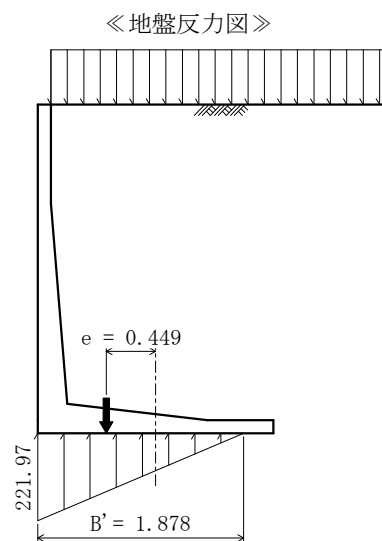
最大地盤反力度

$$\frac{B}{6} = 0.358 < e = 0.449 \leq \frac{B}{3} = 0.717 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 208.43}{3 \times 0.626 \times 1.000}$$

$$= 221.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{159.45 - 53.11}{159.29} = 0.668 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.150}{2} - 0.668 = 0.407 \text{ (m)}$$

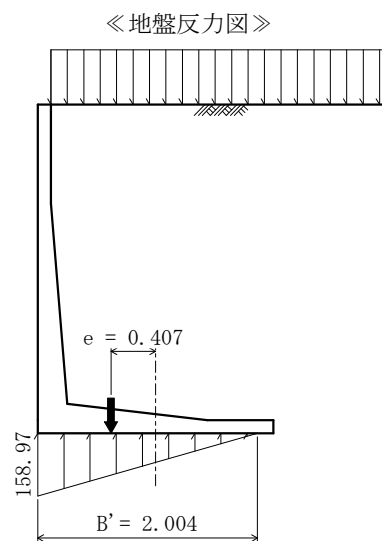
最大地盤反力度

$$\frac{B}{6} = 0.358 < e = 0.407 \leq \frac{B}{3} = 0.717 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 159.29}{3 \times 0.668 \times 1.000}$$

$$= 158.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

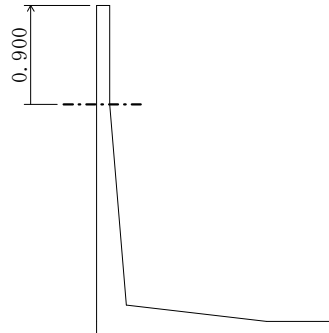


§6 たて壁の部材断面設計

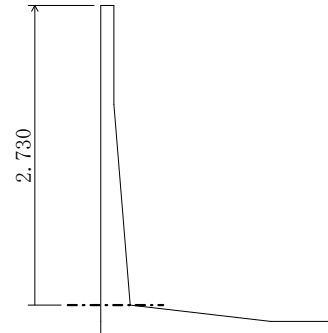
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持ばりで設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



6.2 荷重の計算

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

6.2.1 自重に起因する慣性力

(1) つけ根

1) 製品

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 y (m)	断面一次 モーメント A・y (m ³)
	0.270	2.730	0.737	1.365	1.0060
a	0.150	0.900	-0.135	2.280	-0.3078
b	-1/2	0.150	-0.137	1.220	-0.1671
合計			0.465		0.5311

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.465 \times 1.000 = 0.465 \text{ (m}^3\text{)}$$

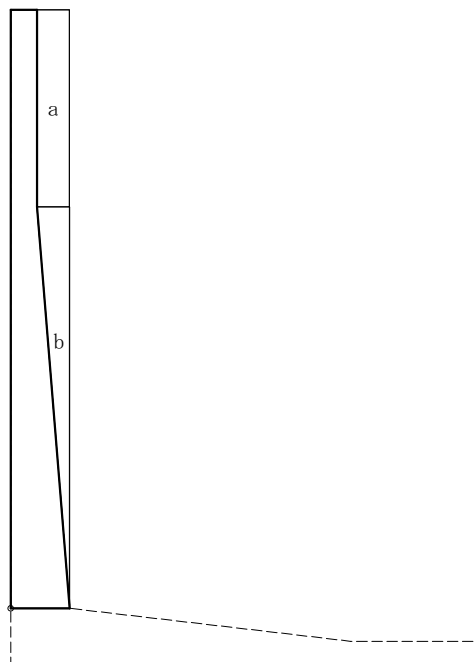
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma = 0.465 \times 24.00 = 11.16 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot Kh = 11.16 \times 0.25 = 2.79 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5311}{0.465} = 1.142 \text{ (m)}$$



(2) 中間部

1) 製品

体積

$$V_o = b \cdot h \cdot L = 0.120 \times 0.900 \times 1.000 = 0.108 \text{ (m}^3\text{)}$$

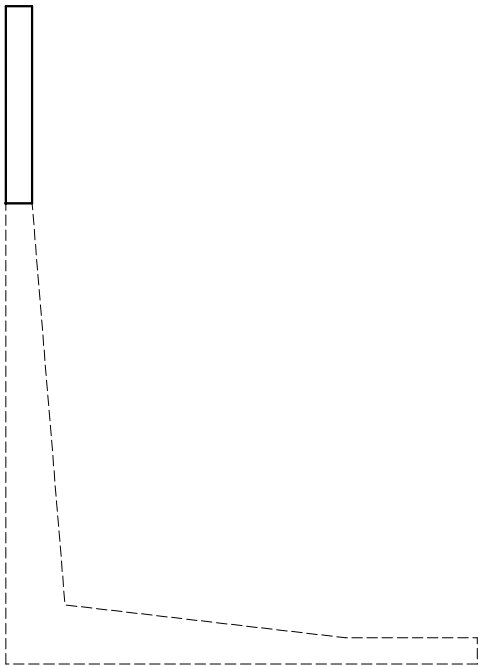
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma = 0.108 \times 24.00 = 2.59 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 2.59 \times 0.25 = 0.65 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.900}{2} = 0.450 \text{ (m)}$$



6.2.2 土圧係数

(1) 常 時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α (°)	壁面摩擦角 δ (°)	主働土圧係数 K_a
中間部	0.00	12.50	0.367
つけ根	3.14	12.50	0.390

(2) 地震時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α (°)	壁面摩擦角 δ (°)	地震時合成角 θ (°)	主働土圧係数 K_a
中間部	0.00	12.50	14.04	0.601
つけ根	3.14	12.50	14.04	0.627

(3) フェンス荷重時

『常時』と同じ。

6.2.3 土圧

(1) 常 時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma_s} = \frac{10.00}{19.00} = 0.526 \text{ (m)}$$

1) 各高さにおける土圧強度と土圧力

$$p_{a1} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_1$$

$$P_a = \frac{(p_{a1} + p_{a2}) \cdot (h_2 - h_q)}{2}$$

ここに、

$$\gamma_s : \text{裏込め土の単位体積重量} \quad \gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

	高さ h_q, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a1}, p_{a2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_q$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
中間部	0.526 1.426	0.367	3.668 9.943	0.900	6.12
つけ根	0.526 3.256	0.390	3.898 24.127	2.730	38.25

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

ここに、

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

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	6.12	12.50	0.00	5.97	0.381
つけ根	38.25	12.50	3.14	36.83	1.037

(2) 地震時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma s} = \frac{10.00}{19.00} = 0.526 \text{ (m)}$$

1) 各高さにおける土圧強度と土圧力

	高さ h_q, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a1}, p_{a2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_q$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
中間部	0.526 1.426	0.601	6.006 16.283	0.900	10.03
つけ根	0.526 3.256	0.627	6.266 38.789	2.730	61.50

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	10.03	12.50	0.00	9.79	0.381
つけ根	61.50	12.50	3.14	59.22	1.037

(3) フェンス荷重時

『常時』と同じ。

6.2.4 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		1.00	0.150	2.000
つけ根		1.00	0.150	3.830

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

(1) 常時

せん断力

$$S = H = 5.97 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = H \cdot y = 5.97 \times 0.381 = 2.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) 地震時

せん断力

$$S = \Sigma H = 0.65 + 9.79 = 10.44 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = \Sigma H \cdot y = 0.65 \times 0.450 + 9.79 \times 0.381 = 4.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(3) フェンス荷重時

せん断力

$$S = \Sigma H = 1.00 + 5.97 = 6.97 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = \Sigma H \cdot y = 1.00 \times 2.000 + 5.97 \times 0.381 = 4.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

6.3.2 つけ根

(1) 常 時

せん断力

$$S = H = 36.83 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = H \cdot y = 36.83 \times 1.037 = 38.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) 地 震 時

せん断力

$$S = \Sigma H = 2.79 + 59.22 = 62.01 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = \Sigma H \cdot y = 2.79 \times 1.142 + 59.22 \times 1.037 = 64.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(3) フェンス荷重時

せん断力

$$S = \Sigma H = 1.00 + 36.83 = 37.83 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = \Sigma H \cdot y = 1.00 \times 3.830 + 36.83 \times 1.037 = 42.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

6.4 実応力度の計算

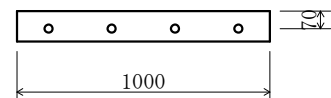
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\text{有効幅 } b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ } d = 70 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量 } A_s &= D16 - 4 \\ &= 7.94 \text{ (cm}^2\text{)} = 794 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



$$\text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 } n = 13$$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{13 \times 794}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 70}{13 \times 794}} \right\} \\ &= 29.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$M_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$F_{sc} = \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

引張 許容モーメント・安全率

$$M_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)}$$

$$F_{ss} = \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

許容せん断力・安全率

$$S_t = \tau_a \cdot b \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d$$

$$F_{st} = \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0$$

$$\text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

$$\text{かつ、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$M_u = 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$F_{su} = \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0$$

	常 時	地震時	フェンス荷重時
α 値	0.622	0.615	0.410

$\alpha \leq 1$ のため、 $\alpha=1$ とする。

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

σ_y : " の降伏点 (N/mm²)

b : 断面の有効幅 (mm)

d : 断面の有効高さ (mm)

A_s : 鉄筋量 (mm²)

x : 部材の中立軸 (mm)

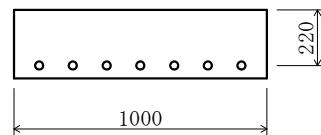
n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.27×10^6	4.02×10^6	4.27×10^6
	せん断力 S (N)	5.97×10^3	10.44×10^3	6.97×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	M_c	8.77×10^6	17.55×10^6	17.55×10^6
	F_{sc}	3.86	4.37	4.11
鉄 筋 の 曲げ引張 安 全 率	M_s	9.36×10^6	14.17×10^6	14.17×10^6
	F_{ss}	4.12	3.52	3.32
コンクリートの せん断 安 全 率	S_t	48.39×10^3	72.89×10^3	72.89×10^3
	F_{st}	8.11	6.98	10.46
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	M_u	19.76×10^6	————	————
	F_{su}	8.70	————	————

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 13$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{13 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{13 \times 1490}} \right\} \\ &= 75.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) \\ F_{sc} &= \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

引張 許容モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)} \\ F_{ss} &= \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

許容せん断力・安全率

$$\begin{aligned} S_t &= \tau_a \cdot b \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \\ F_{st} &= \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

$$\text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

かつ、 $1 \leq \alpha \leq 2$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_u &= 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d \\ F_{su} &= \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0 \end{aligned}$$

	常 時	地震時	フェンス荷重時
α 値	0.700	0.697	0.661

$\alpha \leq 1$ のため、 $\alpha = 1$ とする。

ここに、

- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容曲げ引張応力度 (N/mm²)
- σ_y : " の降伏点 (N/mm²)
- b : 断面の有効幅 (mm)
- d : 断面の有効高さ (mm)
- A_s : 鉄筋量 (mm²)
- x : 部材の中立軸 (mm)
- n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	38.19×10^6	64.60×10^6	42.02×10^6
	せん断力 S (N)	36.83×10^3	62.01×10^3	37.83×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	Mc	73.13×10^6	146.25×10^6	146.25×10^6
	Fsc	1.91	2.26	3.48
鉄 筋 の 曲げ引張 安 全 率	Ms	56.73×10^6	85.83×10^6	85.83×10^6
	Fss	1.49	1.33	2.04
コンクリートの せ ん 断 安 全 率	St	152.08×10^3	229.08×10^3	229.08×10^3
	Fst	4.13	3.69	6.06
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	Mu	116.53×10^6	————	————
	Fsu	3.05	————	————

§7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

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

7.1 設計断面力

かかと版に作用する荷重は、たて壁つけ根に作用する曲げモーメントと同等のモーメントが、かかと版つけ根に作用するものとし、次式により設計断面力を求める。

$$\text{底版軸線の長さ} \quad l' = 1.880 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重を受ける長さ} \quad l_0 = 1.880 \text{ (m)}$$

1) 常 時

たて壁つけ根の曲げモーメント

『たて壁つけ根』の曲げモーメントより、

$$M' = 38.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

底版換算荷重

$$A_E = \frac{M'}{l_0 \cdot (l' - l_0/2)} = \frac{38.19}{1.880 \times (1.880 - 1.880/2)} = 21.61 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_0 = 21.61 \times 1.880 = 40.63 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = M' = 38.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 地 震 時

たて壁つけ根の曲げモーメント

『たて壁つけ根』の曲げモーメントより、

$$M' = 64.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

底版換算荷重

$$A_E = \frac{M'}{l_0 \cdot (l' - l_0/2)} = \frac{64.60}{1.880 \times (1.880 - 1.880/2)} = 36.56 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_0 = 36.56 \times 1.880 = 68.73 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = M' = 64.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時

たて壁つけ根の曲げモーメント

『たて壁つけ根』の曲げモーメントより、

$$M' = 42.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

底版換算荷重

$$A_E = \frac{M'}{l_0 \cdot (l' - l_0/2)} = \frac{42.02}{1.880 \times (1.880 - 1.880/2)} = 23.78 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_0 = 23.78 \times 1.880 = 44.71 \text{ (kN)}$$

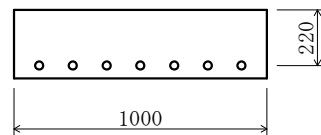
曲げモーメント

$$M = M' = 42.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.2 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 13$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{13 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{13 \times 1490}} \right\} \\ &= 75.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) \\ F_{sc} &= \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

引張 許容モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)} \\ F_{ss} &= \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

許容せん断力・安全率

$$\begin{aligned} S_t &= \tau_a \cdot b \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \\ F_{st} &= \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

$$\text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

かつ、 $1 \leq \alpha \leq 2$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_u &= 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d \\ F_{su} &= \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0 \end{aligned}$$

	常 時	地震時	フェンス荷重時
α 値	0.759	0.759	0.759

$\alpha \leq 1$ のため、 $\alpha = 1$ とする。

ここに、

- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容曲げ引張応力度 (N/mm²)
- σ_y : " の降伏点 (N/mm²)
- b : 断面の有効幅 (mm)
- d : 断面の有効高さ (mm)
- A_s : 鉄筋量 (mm²)
- x : 部材の中立軸 (mm)
- n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	38.19×10^6	64.60×10^6	42.02×10^6
	せん断力 S (N)	40.63×10^3	68.73×10^3	44.71×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	Mc	73.13×10^6	146.25×10^6	146.25×10^6
	Fsc	1.91	2.26	3.48
鉄 筋 の 曲げ引張 安 全 率	Ms	56.73×10^6	85.83×10^6	85.83×10^6
	Fss	1.49	1.33	2.04
コンクリートの せ ん 断 安 全 率	St	152.08×10^3	229.08×10^3	229.08×10^3
	Fst	3.74	3.33	5.12
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	Mu	116.53×10^6	————	————
	Fsu	3.05	————	————

§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持ばりとして設計する。

8.1 設計断面力

かかと版に作用する荷重は、たて壁つけ根に作用する曲げモーメントと同等のモーメントが、かかと版つけ根に作用するものとし、次式により設計断面力を求める。

$$\text{検討位置までの長さ} \quad l_w = l_s = 0.600 \text{ (m)}$$

1) 常 時

底版換算荷重

$$A_E = 21.61 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_s = 21.61 \times 0.600 = 12.97 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_w}{2} = 12.97 \times \frac{0.600}{2} = 3.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 地 震 時

底版換算荷重

$$A_E = 36.56 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_s = 36.56 \times 0.600 = 21.94 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_w}{2} = 21.94 \times \frac{0.600}{2} = 6.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時

底版換算荷重

$$A_E = 23.78 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_s = 23.78 \times 0.600 = 14.27 \text{ (kN)}$$

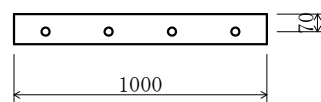
曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_w}{2} = 14.27 \times \frac{0.600}{2} = 4.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.2 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 70 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 4 \\ &= 7.94 \text{ (cm}^2\text{)} = 794 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 13$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{13 \times 794}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 70}{13 \times 794}} \right\} \\ &= 29.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) \\ F_{sc} &= \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

引張 許容モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)} \\ F_{ss} &= \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

許容せん断力・安全率

$$\begin{aligned} S_t &= \tau_a \cdot b \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \\ F_{st} &= \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0 \end{aligned}$$

$$\text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

かつ、 $1 \leq \alpha \leq 2$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$\begin{aligned} M_u &= 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d \\ F_{su} &= \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0 \end{aligned}$$

	常 時	地震時	フェンス荷重時
α 値	0.757	0.757	0.757

$\alpha \leq 1$ のため、 $\alpha = 1$ とする。

ここに、

- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容曲げ引張応力度 (N/mm²)
- σ_y : " の降伏点 (N/mm²)
- b : 断面の有効幅 (mm)
- d : 断面の有効高さ (mm)
- A_s : 鉄筋量 (mm²)
- x : 部材の中立軸 (mm)
- n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	3.89×10^6	6.58×10^6	4.28×10^6
	せん断力 S (N)	12.97×10^3	21.94×10^3	14.27×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	Mc	8.77×10^6	17.55×10^6	17.55×10^6
	Fsc	2.25	2.67	4.10
鉄 筋 の 曲げ引張 安 全 率	Ms	9.36×10^6	14.17×10^6	14.17×10^6
	Fss	2.41	2.15	3.31
コンクリートの せ ん 断 安 全 率	St	48.39×10^3	72.89×10^3	72.89×10^3
	Fst	3.73	3.32	5.11
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	Mu	19.76×10^6	—————	—————
	Fsu	5.08	—————	—————

CLP-VⅡ(大地震対応型)
短期付着応力度及び付着割裂破壊の検討

(H)3000×(B)2150

設計仕様

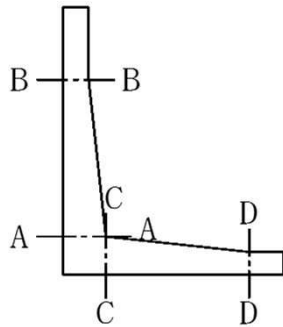
載荷重	:	q	=	10 kN/m ²
土の単位体積重量	:	γ_s	=	19 kN/m ³
土の内部摩擦角	:	ϕ	=	25°
設計水平震度	:	K_h	=	0.25
(大地震時)				

平成26年11月22日

千葉窯業株式会社

本計算書は、たて壁と底版における部材の短期付着応力度と付着割裂破壊についての検討を行う。

検討箇所は、下図に示す部分の断面について検討する。



A-A: たて壁つけ根部
B-B: たて壁中間部
C-C: 底版つけ根部
D-D: 底版中間部

検討断面図

1. たて壁つけ根部（A-A断面）短期付着応力度の計算

1-1：許容付着応力度

異形鉄筋 $1/15 \cdot F_c$ かつ $(0.9 + 2/75 \cdot F_c)$ 以下の1.5倍より
(鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010改定 P53より)

$$\text{コンクリートの設計基準強度 } F_c = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (1/15 \cdot F_c) = 3.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (0.9 + 2/75 \cdot F_c) = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

以上より異形鉄筋の許容付着応力度は、下記のとおりとなる。

$$\tau_{oal} = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

1-2：短期付着応力度の計算

短期付着応力度が、許容付着応力度を超えないことを確かめる。

$$\text{短期付着応力度 } \tau_{o1} = \frac{S}{\sum \phi \cdot j} = 0.859 \text{ N/mm}^2$$

ここで、
S : せん断力 (kN)
 ϕ : 引張鉄筋の周長 (mm)
j : 曲げ材の応力中心距離 (mm)
d : 曲げ材の有効せい (mm)

$$\begin{aligned} S &= 62.01 \text{ kN} \\ j &= (7/8) \cdot d = 192.5 \text{ mm} \\ d &= 220 \text{ mm} \end{aligned}$$

周長計算 (1m当たり)

	主鉄筋径と本数	周長(mm)
①	D16 - 4	200
①'	D16 - 3.5	175
	合計周長 ($\sum \phi$)	375

安全率

$$F_a = \frac{\tau_{oal}}{\tau_{o1}} = 2.969 \geq 1.000 \quad \text{OK}$$

2. たて壁つけ根部 (A-A断面) 付着割裂破壊の計算

降伏時の平均付着割裂応力度が、付着割裂基準強度を超えないことを確かめる。
(鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010改定 P22～P23より)

付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積	A_{st}	=	0	mm^2
一組の横補強筋の間隔	s	=	0	mm
付着割裂面における鉄筋本数	N	=	7.5	本
曲げ補強筋鉄筋径	db	=	16.00	mm

横補強鉄筋効果を示す換算長さ

$$W = 80 \frac{A_{st}}{s \cdot N} \leq 2.5db \quad \text{より}$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{s \cdot N} = 0.000 \leq 2.5db = 40.000$$

$$W = 0.000 \text{ mm}$$

Cは、付着検定断面位置における鉄筋間のあき、または最小かぶり厚さの3倍のうち小さいほうの数値で、5db以下とする。

主筋間のあき	=	104.00	mm
最小かぶり厚さの3倍	=	126.00	mm
5db	=	80.00	mm

$$\text{以上より} \quad C = 80.00 \text{ mm}$$

鉄筋配置と横補強による修正係数は、2.5以下とする。

$$K = 0.3 \left[\frac{C+W}{db} \right] + 0.4 = 1.9 \leq 2.5$$

付着割裂基準強度

$$f_b = 0.8 \cdot \left[\frac{F_c}{40} + 0.9 \right] = 1.32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{コンクリートの設計基準強度} \quad F_c = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

引張付着長さ $l_d = 2680.0 \text{ mm}$
(スパン内を通して配筋されている鉄筋の付着長さ)

$$\text{有効せい} \quad d = 220.0 \text{ mm}$$

$$\text{鉄筋の降伏強度} \quad \sigma_y = 295.0 \text{ N/mm}^2$$

引張鉄筋の降伏時の平均付着応力度

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot db}{4(l_d - d)} = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

安全率

$$F_s = \frac{K \cdot f_b}{\tau_y} = 5.225 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

3. たて壁中間部 (B-B断面) 短期付着応力度の計算

3-1 : 許容付着応力度

異形鉄筋 $1/15 \cdot F_c$ かつ $(0.9+2/75 \cdot F_c)$ 以下の1.5倍より
(鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010改定 P53より)

$$\text{コンクリートの設計基準強度 } F_c = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (1/15 \cdot F_c) = 3.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (0.9+2/75 \cdot F_c) = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

以上より異形鉄筋の許容付着応力度は、下記のとおりとなる。

$$\tau_{oal} = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

3-2 : 短期付着応力度の計算

短期付着応力度が、許容付着応力度を超えないことを確かめる。

$$\text{短期付着応力度 } \tau_{ol} = \frac{S}{\sum \phi \cdot j} = 0.852 \text{ N/mm}^2$$

ここで、
 S : せん断力 (kN)
 ϕ : 引張鉄筋の周長 (mm)
 j : 曲げ材の応力中心距離 (mm)
 d : 曲げ材の有効せい (mm)

$$\begin{aligned} S &= 10.44 \text{ kN} \\ j &= (7/8) \cdot d = 61.25 \text{ mm} \\ d &= 70 \text{ mm} \end{aligned}$$

周長計算 (1m当たり)

① ①'	主鉄筋径と本数	周長(mm)
	D16 - 4	200
	-	0
	合計周長 ($\sum \phi$)	200

安全率

$$F_a = \frac{\tau_{oal}}{\tau_{ol}} = 2.993 \geq 1.000 \quad \text{OK}$$

4. 底版つけ根部（C-C断面）短期付着応力度の計算

4-1：許容付着応力度

異形鉄筋 $1/15 \cdot F_c$ かつ $(0.9+2/75 \cdot F_c)$ 以下の1.5倍より
 （鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010改定 P53より）

$$\text{コンクリートの設計基準強度 } F_c = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (1/15 \cdot F_c) = 3.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (0.9+2/75 \cdot F_c) = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

以上より異形鉄筋の許容付着応力度は、下記のとおりとなる。

$$\tau_{oal} = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

4-2：短期付着応力度の計算

短期付着応力度が、許容付着応力度を超えないことを確かめる。

$$\text{短期付着応力度 } \tau_{ol} = \frac{S}{\sum \phi \cdot j} = 0.952 \text{ N/mm}^2$$

ここで、
 S : せん断力 (kN)
 ϕ : 引張鉄筋の周長 (mm)
 j : 曲げ材の応力中心距離 (mm)
 d : 曲げ材の有効せい (mm)

$$\begin{aligned} S &= 68.73 \text{ kN} \\ j &= (7/8) \cdot d = 192.5 \text{ mm} \\ d &= 220 \text{ mm} \end{aligned}$$

周長計算 (1m当たり)

	主鉄筋径と本数	周長(mm)
②	D16 - 4	200
②'	D16 - 3.5	175
	合計周長 ($\sum \phi$)	375

安全率

$$F_a = \frac{\tau_{oal}}{\tau_{ol}} = 2.679 \geq 1.000 \quad \text{OK}$$

5. 底版つけ根部 (C-C断面) 付着割裂破壊の計算

降伏時の平均付着割裂応力度が、付着割裂基準強度を超えないことを確かめる。
(鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010改定 P22～P23より)

付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積	A_{st}	=	0	mm^2
一組の横補強筋の間隔	s	=	0	mm
付着割裂面における鉄筋本数	N	=	7.5	本
曲げ補強筋鉄筋径	db	=	16.00	mm

横補強鉄筋効果を示す換算長さ

$$W = 80 \frac{A_{st}}{s \cdot N} \leq 2.5db \quad \text{より}$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{s \cdot N} = 0.000 \leq 2.5db = 40.000$$

$$W = 0.000 \text{ mm}$$

Cは、付着検定断面位置における鉄筋間のあき、または最小かぶり厚さの3倍のうち小さいほうの数値で、5db以下とする。

主筋間のあき	=	104.00	mm
最小かぶり厚さの3倍	=	126.00	mm
5db	=	80.00	mm

$$\text{以上より} \quad C = 80.00 \text{ mm}$$

鉄筋配置と横補強による修正係数は、2.5以下とする。

$$K = 0.3 \left[\frac{C+W}{db} \right] + 0.4 = 1.9 \leq 2.5$$

付着割裂基準強度

$$f_b = 0.8 \cdot \left[\frac{F_c}{40} + 0.9 \right] = 1.32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{コンクリートの設計基準強度} \quad F_c = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

引張付着長さ $l_d = 1830.0 \text{ mm}$
(スパン内を通して配筋されている鉄筋の付着長さ)

$$\text{有効せい} \quad d = 220.0 \text{ mm}$$

$$\text{鉄筋の降伏強度} \quad \sigma_y = 295.0 \text{ N/mm}^2$$

引張鉄筋の降伏時の平均付着応力度

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot db}{4(l_d - d)} = 0.733 \text{ N/mm}^2$$

安全率

$$F_s = \frac{K \cdot f_b}{\tau_y} = 3.422 \geq 1.00 \quad \text{OK}$$

6. 底版中間部 (D-D断面) 短期付着応力度の計算

6-1 : 許容付着応力度

異形鉄筋 $1/15 \cdot F_c$ かつ $(0.9+2/75 \cdot F_c)$ 以下の1.5倍より
(鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2010改定 P53より)

$$\text{コンクリートの設計基準強度 } F_c = 30.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (1/15 \cdot F_c) = 3.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{oal} = 1.5 \times (0.9+2/75 \cdot F_c) = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

以上より異形鉄筋の許容付着応力度は、下記のとおりとなる。

$$\tau_{oal} = 2.550 \text{ N/mm}^2$$

6-2 : 短期付着応力度の計算

短期付着応力度が、許容付着応力度を超えないことを確かめる。

$$\text{短期付着応力度 } \tau_{ol} = \frac{S}{\sum \phi \cdot j} = 1.791 \text{ N/mm}^2$$

ここで、
 S : せん断力 (kN)
 ϕ : 引張鉄筋の周長 (mm)
 j : 曲げ材の応力中心距離 (mm)
 d : 曲げ材の有効せい (mm)

$$\begin{aligned} S &= 21.94 \text{ kN} \\ j &= (7/8) \cdot d = 61.25 \text{ mm} \\ d &= 70 \text{ mm} \end{aligned}$$

周長計算 (1m当たり)

	主鉄筋径と本数	周長(mm)
②	D16 - 4	200
②'	-	0
	合計周長 ($\sum \phi$)	200

安全率

$$F_a = \frac{\tau_{oal}}{\tau_{ol}} = 1.424 \geq 1.000 \quad \text{OK}$$