

## 構造計算書

L型擁壁の安定計算	01
構造計算 1) 計算対象	02
Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤右岸側 L型擁壁 (H=6.9m)	1
Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤右岸側 L型擁壁 (H=5.1m)	39
Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤右岸側 L型擁壁 (H=3.2m)	77
Ⅲ-1 埋立地浸出水集水ピット	115
Ⅲ-1 埋立地地下水集水ピット	145
Ⅲ-2 埋立地浸出水集水ピット	271
Ⅲ-2 埋立地地下水集水ピット	313
第3調整池 (オリフィス柵) (各調整池共通)	343
Ⅲ-1 豎坑構造計算書	389
Ⅲ-2 豎坑構造計算書	415
水管橋構造計算書	439
Ⅲ-1 浸出水集排水管の強度計算	503
Ⅲ-2 浸出水集排水管の強度計算	509
Ⅲ-1 地下水集排水管の強度計算	515
Ⅲ-2 地下水集排水管の強度計算	521

## L型擁壁の安定計算

### (a) 転倒

表 1 右岸側L型擁壁転倒に対する安定計算結果

計算ケース		許容偏心距離 (m)		判定
		許容値	計算値	
(H=6.90m)	常時	0.833	0.392	OK
	地震時	1.667	0.384	OK
(H=5.10m)	常時	0.667	0.459	OK
	地震時	1.333	0.056	OK
(H=3.20m)	常時	0.367	0.308	OK
	地震時	0.733	0.009	OK

### (b) 滑動

表 2 右岸側L型擁壁滑動に対する安定計算結果

計算ケース		安全率		判定
		許容値	計算値	
(H=6.90m)	常時	1.5	3.675	OK
	地震時	1.2	1.780	OK
(H=5.10m)	常時	1.5	2.682	OK
	地震時	1.2	1.256	OK
(H=3.20m)	常時	1.5	4.238	OK
	地震時	1.2	1.777	OK

### (c) 地盤支持力

表 3 右岸側L型擁壁地盤支持力に対する安定計算結果

計算ケース		許容支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
		許容値	計算値	
(H=6.90m)	常時	400	67.238	OK
	地震時	600	68.186	OK
(H=5.10m)	常時	400	63.936	OK
	地震時	600	41.732	OK
(H=3.20m)	常時	400	58.913	OK
	地震時	600	33.201	OK

## 構造計算

### 1) 計算対象

構造計算の設計対象とする構造物は以下に示すとおりである。

表 1 構造計算の対象箇所

番号	位置	種類	寸法
1	Ⅲ-1 埋立地	浸出水集水ピット	B3.0m×W3.3m×H13.55m
2		地下水集水ピット	B1.0m×W1.0m×H7.2m
3	Ⅲ-2 埋立地	浸出水集水ピット	B3.0m×W4.71m×H18.0m
4		地下水集水ピット	B2.0m×W2.0m×H9.0m
5	第2調整池	オリフィス柵	B1.5m×W1.5m×H3.1m
6	第3調整池	オリフィス柵	B1.5m×W1.5m×H3.8m
7	第4調整池	オリフィス柵	B1.5m×W1.5m×H1.5m
8	右岸側道路	L型擁壁	H=3.2~6.9m

構造計算により必要鉄量を算定し、配筋図を作成した。

## 構造計算

Ⅲ－2 埋立地貯留堰堤右岸側 L 型擁壁 (H=6.9m)

# 1章 設計条件

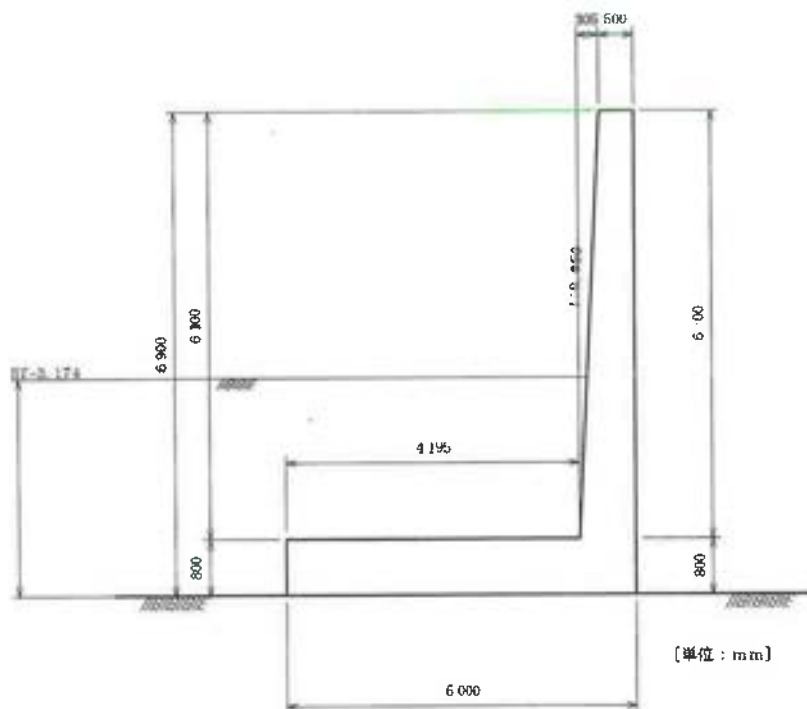
## 1.1 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

## 1.2 形式

『逆L型-B (直接基礎)』

## 1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長)  $B = 10000$  (mm)

## 1.4 地盤条件

地震規模: レベル2

地域区分: A

地盤種別: I種

## 1.5 使用材料

【コンクリート】 堅壁 (鉄筋コンクリート)  $\sigma_{ck} = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
底版 (鉄筋コンクリート)  $\sigma_{ck} = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

【鉄筋】 種類: SD345

【土質】 裏込め土： 砂および砂れき  
 埋戻し土： 砂および砂れき  
 支持地盤： 砂れき

【内部摩擦角】 背面土砂： 28.60 (度)  
 前面土砂： 28.60 (度)

【単位体積重量】

(kN/m<sup>3</sup>)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	15.800	16.800
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体：  $K_h = 0.20$   
 土砂(前面)：  $K_h = 0.20$   
 (背面)：  $K_h = 0.20$

## 1.6 土砂

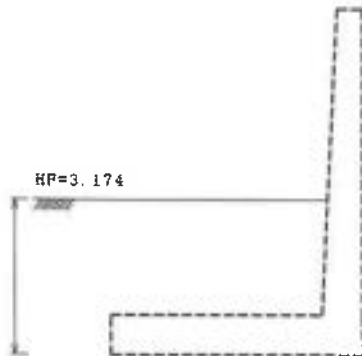
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.500
土圧を考慮しない高さ $H_0$	(m)	0.000

(2) 前面土砂形状

[1] 常時, 地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
3.174	無視	無視	無視

### 1.7 任意荷重

考慮しない

### 1.8 土圧

・土圧式：試行くさび

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主動土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常時土圧	19.067	19.067	—	0.000
地震時土圧	14.300	14.300	—	0.000

・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・受働土圧

荷 重 状 態	作用高さ	有効率
常時	3.174	0.500
地震時	3.174	0.500

・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	すべり面用	粘着高さ用	受働土圧用
常 時	0.000	0.000	0.000
地震時	0.000	0.000	0.000

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
堅壁設計		0.500

### 1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
土 砂	土砂1	○	○
載荷荷重	載荷荷重1		
主働土圧	考慮しない		
	常時土圧	○	
	地震時土圧		○
受働土圧	受働土圧1	○	○

### 1.10 基礎の条件

#### 1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan φ <sub>s</sub>	0.600

### 1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

#### 1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 $e_s / B$ (m)	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
常時	1/6	1.500	400.000
地震時	1/3	1.200	600.000

ここに、

- B : 基礎幅(m)
- $e_s$  : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s = M_s / V$
- $M_s$  : 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

#### 1.11.2 部材の許容応力度

##### (1)鉄筋コンクリート部材

##### 1) 縦壁 (一般部材)

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリートの 圧縮応力度 $\sigma_{c1}$	鉄筋の 引張応力度 $\sigma_{s1}$	せん断 応力度	
				$\tau_{c1}$	$\tau_{s1}$
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550



2) 底版（一般部材）

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{cc}$	鉄筋の引張応力度 $\sigma_{st}$	せん断応力度	
				$\tau_{c1}$	$\tau_{c2}$
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550

ここに、

- $\tau_{c1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度
- $\tau_{c2}$  : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

## 2章 安定計算

### 2.1 水位を考慮しないブロックデータ

#### (1) 躯体自重

##### 1) ブロック割り



##### 2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.305 × 6.100 × 1.000	0.930	4.398	2.833	4.092	2.636	
2	0.500 × 6.100 × 1.000	3.050	4.750	3.850	14.487	11.742	
3	5.000 × 0.800 × 1.000	4.000	2.500	0.400	10.000	1.600	
Σ		7.980			28.579	15.978	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 28.579 / 7.980 = 3.581 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 15.978 / 7.980 = 2.002 \text{ (m)}$$

### 2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力、水平力

#### (1) 自重による作用力

##### [1] 常時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 7.980 = 195.517$	3.581

##### [2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 7.980 = 195.517$	3.581

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	$195.517 \times 0.20 = 39.103$	2.002

(2) 自重集計

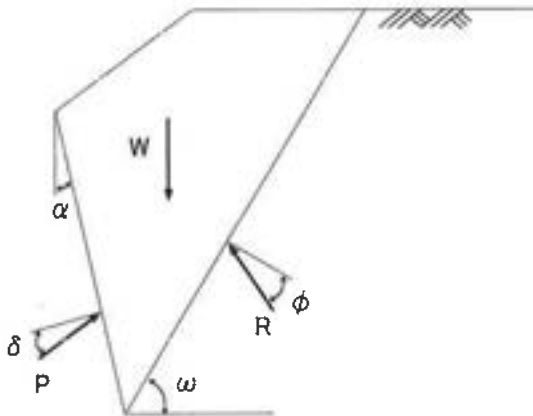
[1] 常時

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN.m)	
			Xi	Yi	Ni · Xi	Hi · Yi
躯体	195.517	0.000	3.581	0.000	700.192	0.000
合計	195.517	0.000	—	—	700.192	0.000

[2] 地震時

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN.m)	
			Xi	Yi	Ni · Xi	Hi · Yi
躯体	195.517	39.103	3.581	2.002	700.192	78.294
合計	195.517	39.103	—	—	700.192	78.294

2.3 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 5.000 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 6.400 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 19.067^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_1 = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角 ( $\omega$ ) に対する土砂重量 ( $W$ ), 土圧力 ( $P$ )

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega$ ( $^\circ$ )	土砂重量 $W$ (kN)				土圧力 $P$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
55.17	225.176	0.000	0.000	225.176	101.576
55.18	225.093	0.000	0.000	225.093	101.577

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W (kN)			合計	土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重		
55.19	225.009	0.000	0.000	225.009	101.576

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.18^\circ \text{ のとき } P = 101.577 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{225.093 \times \sin(55.18^\circ - 28.60^\circ)}{\cos(55.18^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 19.067^\circ)} \\
 &= 101.577 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 101.577 \times \cos(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 96.004 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 101.577 \times \sin(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 33.182 \text{ kN}$$

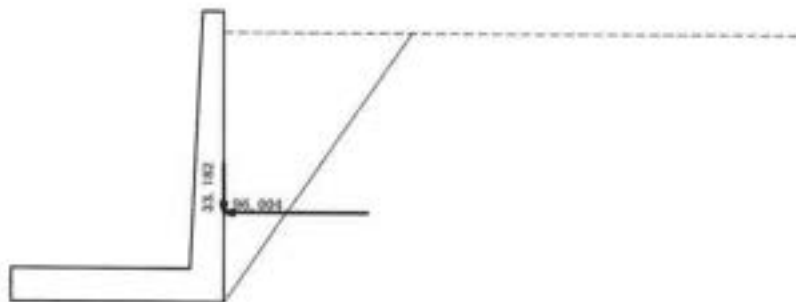
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{6.400}{3} = 2.133 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.000 - 2.133 \times \tan 0.000^\circ = 5.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.133 = 2.133 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 5.000 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 6.400 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角  $\delta = 1/2\phi = 14.300^\circ$   
 地震時合成角  $\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$   
 すべり角の変化範囲  $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)  
 水位  $h_w = 0.000$  m

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
43.00	347.001	0.000	0.000	347.001	153.516
44.00	335.081	0.000	0.000	335.081	153.621
45.00	323.584	0.000	0.000	323.584	153.548

土圧力が最大となるのは、  
 $\omega = 44.00^\circ$  のとき  $P = 153.621$  kN  
 である。  
 土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{335.081 / \cos 11.310^\circ \times \sin(44.00^\circ - 28.60^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(44.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 14.300^\circ)} \\
 &= 153.621 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。  
 水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 153.621 \times \cos(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 148.861 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 153.621 \times \sin(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 37.944 \text{ kN}$$

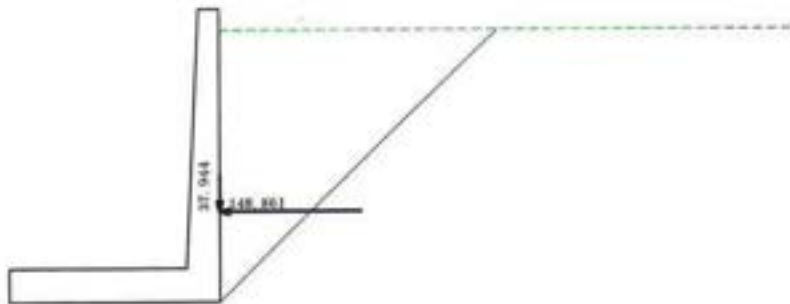
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{6.400}{3} = 2.133 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.000 - 2.133 \times \tan 0.000^\circ = 5.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.133 = 2.133 \text{ m}$$

・土圧図



受働土圧

(滑動に対する検討時に考慮します)

[1]常時

土圧はクーロン式により求める。

仮想地表面までの高さ	H = 3.100 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.100 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.600 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 39.900^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(39.90^\circ + 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(39.90^\circ + 0.000^\circ) \cdot \sin(39.90^\circ + 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 4.5780
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 4.5780 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 4.5780 \times 19.600 \times 3.100 + 0.000 \\
 &= 278.159 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 278.159 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 278.159) \times 3.100 = 431.146 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (278.159 + 278.159) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 431.146 + 0.000 = 431.146 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha - \delta) = 431.146 \times \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) = 431.146 \text{ kN}$$

[2]地震時

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想地表面までの高さ	H = 3.100 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.100 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.600 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 39.900^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

水位以上の地震時合成角

$$\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$$

水位以上の受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(39.90^\circ + 0.000^\circ - 11.310^\circ)}{\cos 11.310^\circ \cdot \cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ - 11.310^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(39.90^\circ + 0.000^\circ) \cdot \sin(39.90^\circ + 0.000^\circ - 11.310^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 0.000^\circ - 11.310^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 4.1323
 \end{aligned}$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta < 0$ のときは $\sin(\phi + \beta - \theta) = 0$ とする。

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 4.1323 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 4.1323 \times 19.600 \times 3.100 + 0.000 \\
 &= 251.079 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 251.079 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 251.079) \times 3.100 = 389.172 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (251.079 + 251.079) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 389.172 + 0.000 = 389.172 \text{ kN}$$

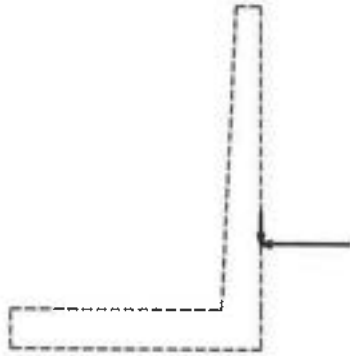
このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha - \delta) = 389.172 \times \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) = 389.172 \text{ kN}$$

## 2.4 作用力の集計

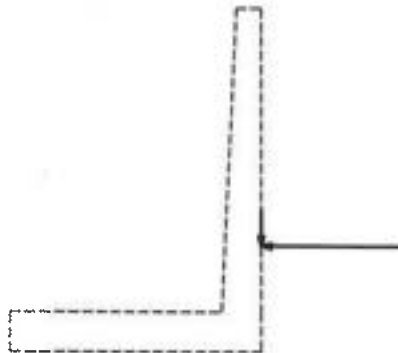
(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時



項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自重	195.517	0.000	3.581	0.000	700.192	0.000
土圧	33.182	96.004	5.000	2.133	165.910	204.777
合計	228.699	96.004	—————	—————	866.102	204.777

[2] 地震時



項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自重	195.517	39.103	3.581	2.002	700.192	78.294
土圧	37.944	148.861	5.000	2.133	189.720	317.520
合計	233.461	187.964	—————	—————	889.912	395.814

荷重状態 (水位)	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	M <sub>i</sub> (kN.m)
常時	228.699	96.004	661.325
地震時	233.461	187.964	494.097



(2) フーチング中心での作用力の集計

$$\text{鉛直力} \quad : N_c = N_c \quad (\text{kN})$$

$$\text{水平力} \quad : H_c = H_c \quad (\text{kN})$$

$$\text{回転モーメント} \quad : M_c = N_c \cdot B_f / 2.0 - M_c \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここに、

$$\text{フーチング土圧方向幅} \quad : B_f = 5.000 \quad (\text{m})$$

■単位幅当り

荷重状態 (水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN·m)
常時	228.699	96.004	-89.577
地震時	233.461	187.964	89.556

■全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN·m)
常時	2286.994	960.040	-895.766
地震時	2334.614	1879.645	895.561

## 2.5 安定計算結果

### 2.5.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$\Sigma Mr$  : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma Mt$  : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

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

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 底版幅 (m), B = 5.000

$$e_s = B/n$$

ここに、

e<sub>s</sub> : 許容偏心距離 (m)

n : 安全率

荷重状態 (水位)	$\Sigma Mr$ (kN・m)	$\Sigma Mt$ (kN・m)	$\Sigma V$ (kN)	d (m)	e (m)	e <sub>s</sub> (m)
常時	866.102	204.777	228.699	2.892	0.392	0.833
地震時	889.912	395.814	233.461	2.116	0.384	1.667

### 2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_s \cdot B' + \alpha \cdot P_p}{\Sigma H}$$

ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma H$  : 底版下面における全水平荷重 (kN)

$\mu$  : 底版と支持地盤の間の摩擦係数,  $\mu = 0.600$

$C_s$  : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $C_s = 0.000$

B' : 有効載荷幅 (m), B' = B - 2e

B : 底版幅 (m), B = 5.000

e : 偏心量 (m)

$\alpha$  : 受働土圧 P<sub>p</sub> の有効率

P<sub>p</sub> : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (kN)

荷重状態 (水位)	偏心量 e (m)	有効載荷幅 B' (m)
常時	-0.392	4.216
地震時	0.384	4.232

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	受働土圧 $P_p$ (kN)	有効率 $\alpha$	安全率 $F_s$	必要安全率 $F_{s,}$
常時	228.699	96.004	431.146	0.500	3.675	$\geq$ 1.500
地震時	233.461	187.964	389.172	0.500	1.780	$\geq$ 1.200

### 2.5.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

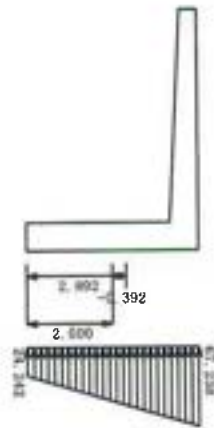
2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

ここに、

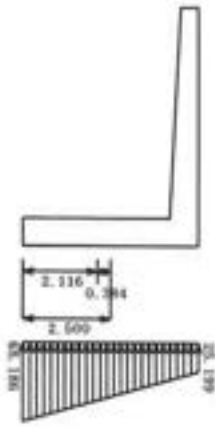
- $\Sigma V$  : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)
- $B$  : 底版幅(m),  $B = 5.000$
- $e$  : 偏心量(m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅(m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		q <sub>min</sub>	q <sub>max</sub>	許容値
5.000	台形	24.242	67.238 $\leq$	400.000

[2]地震時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
5.000	台形	25.199	68.186 ≤	600.000

### 3章 堅壁の設計

#### 3.1 堅壁基部の設計

##### 3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

###### (1) ブロック割り



###### (2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ (m <sup>3</sup> )	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			$X_i$	$Y_i$			
1	$1/2 \times 0.305 \times 6.100 \times 1.000$	0.930	0.203	2.033	0.189	1.892	
2	$0.500 \times 6.100 \times 1.000$	3.050	0.555	3.050	1.693	9.302	
$\Sigma$		3.980	—	—	1.882	11.194	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.882 / 3.980 = 0.473 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 11.194 / 3.980 = 2.812 \text{ (m)}$$

##### 3.1.2 躯体自重, 任意荷重

###### (1) 躯体自重

###### [1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 3.980 = 97.517$	-0.070

###### 作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.403 - 0.473$$

$$= -0.070 \text{ m}$$

ここに、

$X_c$  : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

###### [2] 地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 3.980 = 97.517$	-0.070

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$97.517 \times 0.200 = 19.503$	2.812

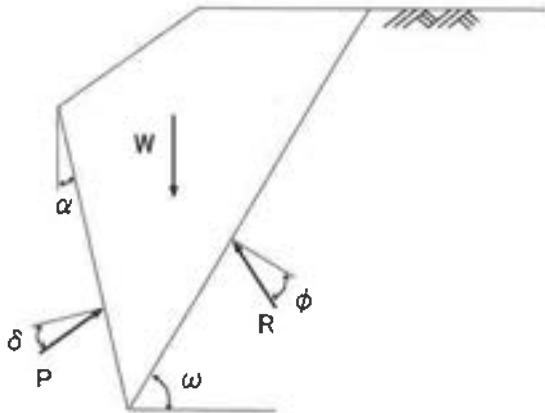
作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.403 - 0.473 = -0.070 \text{ m}$$

ここに、

$X_c$  : 設計断面位置での壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

### 3.1.3 土圧・水圧



[1]常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離)	$x_p = 0.402 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 5.600 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 28.600^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3 \phi = 19.067^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
54.00	179.997	0.000	0.000	179.997	77.681
55.00	173.472	0.000	0.000	173.472	77.768
56.00	167.105	0.000	0.000	167.105	77.722

土圧力が最大となるのは、

$\omega = 55.00^\circ$  のとき  $P = 77.768 \text{ kN}$  である。

土圧力

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

$$= \frac{173.472 \times \sin(55.00^\circ - 28.60^\circ)}{\cos(55.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 19.067^\circ)}$$

$$= 77.768 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 77.768 \times \cos(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 73.502 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 77.768 \times \sin(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 25.404 \text{ kN}$$

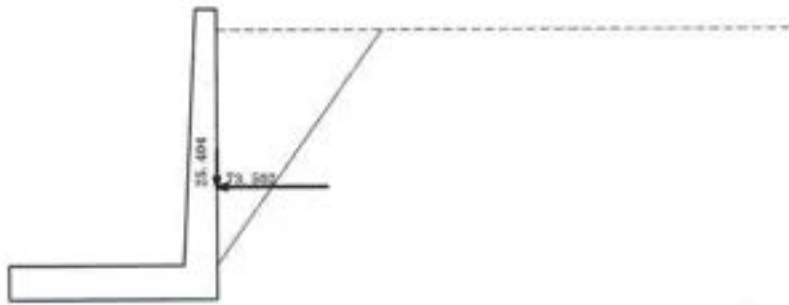
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.600}{3} = 1.867 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.867 \times \tan 0.000^\circ - 0.402 = -0.402 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.867 = 1.867 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）  $x_p = 0.402 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 5.600 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度  $\alpha = 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量  $\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角  $\phi = 28.600^\circ$

壁面摩擦角  $\delta = 1/2 \phi = 14.300^\circ$

地震時合成角  $\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$

すべり角の変化範囲  $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega$ ( $^\circ$ )	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
43.00	265.673	0.000	0.000	265.673	117.536

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000$  m

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
44.00	256.546	0.000	0.000	256.546	117.616
45.00	247.744	0.000	0.000	247.744	117.560

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 44.00^\circ \text{ のとき } P = 117.616 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{256.546 / \cos 11.310^\circ \times \sin(44.00^\circ - 28.60^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(44.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 14.300^\circ)}$$

$$= 117.616 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 117.616 \times \cos(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 113.972 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 117.616 \times \sin(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 29.051 \text{ kN}$$

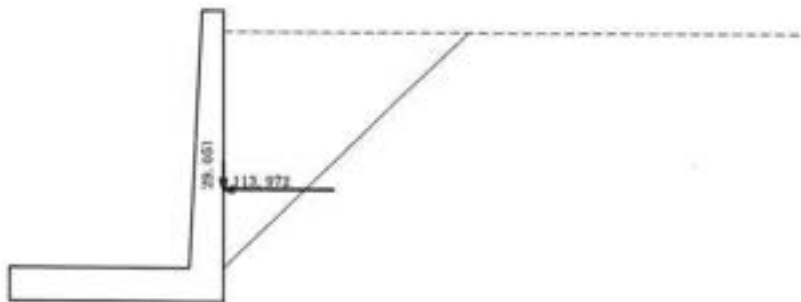
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.600}{3} = 1.867 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.867 \times \tan 0.000^\circ - 0.402 = -0.402 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.867 = 1.867 \text{ m}$$

・土圧図



### 3.1.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

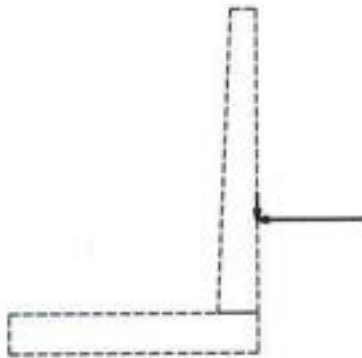


[1] 常時



項目	$N_i$ (kN)	$H_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M = M_{D_i} + M_{E_i}$ (kN·m)
自重	97.517	0.000	-0.070	0.000	0.000
土圧	25.404	73.502	-0.402	1.867	137.228
合計	0.000	73.502	————	————	137.228

※ $X_i$  は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 $Y_i$  は設計断面からの高さ  
[2]地震時

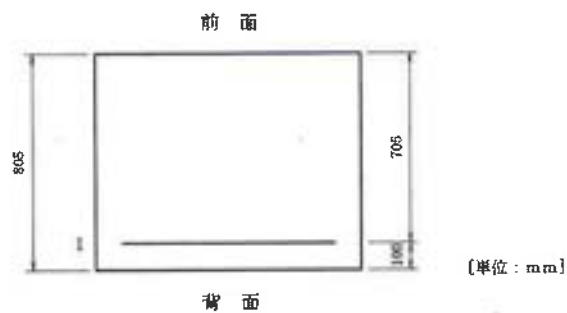


項目	$N_i$ (kN)	$H_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M = M_{D_i} + M_{E_i}$ (kN·m)
自重	97.517	19.503	-0.070	2.812	54.851
土圧	29.051	113.972	-0.402	1.867	212.786
合計	0.000	133.475	————	————	267.637

※ $X_i$  は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 $Y_i$  は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
前面	1'	—	—	—	—	
	2'	—	—	—	—	
背面	1	10.0	D25	5.067	4.00	20.268
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 15.195 (cm<sup>2</sup>)

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>),  $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 108004.2 \times 10^3$

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{ck} = 24.00$

$N$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>),  $A_c = b \cdot h = 805000.000$

$b$  : 部材断面幅 (mm)

$h$  : 部材断面高 (mm),  $h = 805.000$

荷重状態 (水位)	使用鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	M × 1.7 (kN・m)	M <sub>c</sub> (kN・m)	N (kN)	最小鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
常時	20.268	233.288 >	206.685	0.000	8.598
地震時	20.268	454.982 >	206.685	0.000	8.598

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、5.0 の中で大きい方とする。

小さい場合 5.0

(3) 最大鉄筋量の照査

使用鉄筋量  $A_{st}$  は、釣合鉄筋量  $A_{sb}$  以下になることを照査する

コンクリートの終局ひずみ

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\varepsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$$

中立軸位置

$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \cdot d$$

中立軸位置からyの位置のひずみ

$$A = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d}$$

$$\epsilon(y) = A \cdot y$$

y1区間 ( $0 \leq \epsilon(y) \leq 0.002$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y1 = \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} \cdot x$$

$$C1 = b \cdot \frac{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A}{0.002} \cdot \left( -\frac{A}{0.006} \cdot y1^3 + y1^2 \right)$$

y2区間 ( $0.002 \leq \epsilon(y) \leq \epsilon_{cu}$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y2 = x - y1$$

$$C2 = b \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot y2$$

圧縮側鉄筋に生じる圧縮力 ( $d_i \leq x$ )

$$\epsilon_{si} = A \cdot (x - d_i)$$

$$\sigma_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s \quad (\leq \sigma_{sy})$$

$$S_{ci} = \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

$$S1 = \sum S_{ci}$$

引張側鉄筋に生じる引張力 ( $d_j > x$ )

$$\epsilon_{sj} = A \cdot (d_j - x)$$

$$\sigma_{sj} = \epsilon_{sj} \cdot E_s$$

$$S_{cj} = \sigma_{sj} \cdot A_{sj}$$

$$S2 = \sum S_{cj}$$

軸力の釣合から

$$N = C1 + C2 + S1 - \alpha \cdot S2$$

$$\alpha = \frac{-N + C1 + C2 + S1}{S2}$$

釣合鉄筋量

$$A_{sb} = \alpha \cdot \sum A_{sj}$$

ここに、

$A_{sb}$  : 釣合い鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{sy} = 345.00$

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $E_s = 200000$

$d$  : 圧縮縁から最遠鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ ),  $d = 705.0$

$b$  : 部材幅 ( $\text{mm}$ ),  $b = 1000.0$

$\sigma_{ck}$  : コンクリート設計基準強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{ck} = 24.00$

$d_i$  : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )

$A_{si}$  : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{si}$  : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋に生じる圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$d_j$  : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )

$A_{sj}$  : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{sj}$  : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋に生じる引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

荷重状態(水 位)	$A_c$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s1}$ ( $\text{cm}^2$ )
常時	$20.268 \leq$	$226.054$
地震時	$20.268 \leq$	$226.054$

#### (4) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x-d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 805.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- $A_s$  : 引張側鉄筋の全断面積( $\text{mm}^2$ )
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- $\sigma_c$  : コンクリートの曲げ圧縮応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_s$  : 鉄筋の引張応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- M : 曲げモーメント(N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		引張応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時	137.228	0.000	17.885	$2.377 \leq$	8.000	$104.913 \leq$	180.000
地震時	267.637	0.000	17.885	$4.637 \leq$	12.000	$204.613 \leq$	270.000

#### (5) せん断応力度の照査

$$\tau_v = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{v1}$$

ここに、

- $\tau_v$  : コンクリートの平均せん断応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $S_h$  : せん断力(N)
- d : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- $\tau_{v1}$  : 割増しされた許容せん断応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$$\tau_{s1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot CN \cdot \tau_{s1}'$$

$$CN = 1 + \frac{M_c}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

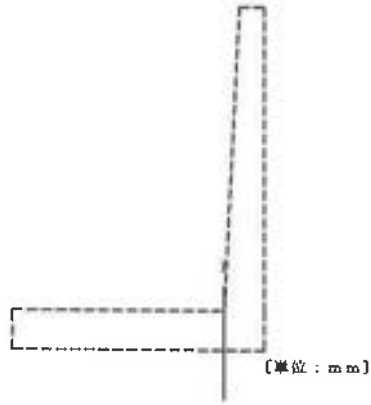
- $\tau_{s1}'$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $C_e$  : 部材断面の有効高に関する補正係数
- $C_{pt}$  : 引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数
- $CN$  : 軸方向圧縮力による補正係数
- $M_c$  : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる  
曲げモーメント (kN·m)

荷重状態 (水 位)	せん断力 $S_s$ (kN)	有効高 $d$ (cm)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			補正係数		
			計算値 $\tau$	許容値 $\tau_{s1}$	許容値 $\tau_{s1}$	$C_e$	$C_{pt}$	$CN$
常時	73.502	70.500	0.104 ≤	0.265	1.700	1.17	0.99	1.00
地震時	133.475	70.500	0.189 ≤	0.404	2.550	1.17	0.99	1.00

## 4章 つま先版の設計

### 4.1 照査位置[1]の設計

付け根からの距離 = 0.000 m



#### 4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



#### 2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$4.195 \times 0.800 \times 1.000$	3.356	2.098	7.039	
$\Sigma$		3.356	—	7.039	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 7.039 / 3.356 = 2.098 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 3.356 = 82.222$	2.097

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

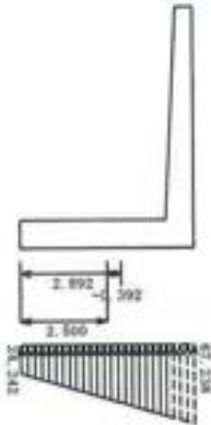
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

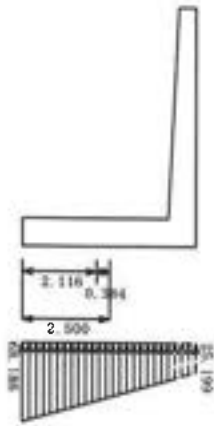
L : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
24.242	60.316	4.195	-177.360	1.799

[2]地震時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		作用幅 し (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
68.186	32.120	4.195	-210.392	2.349

4.1.4 断面力の集計

[1]常時

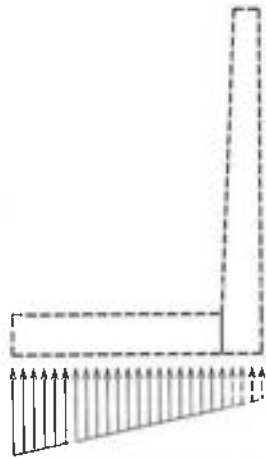


項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN · m)
自重	-82.222	2.098	-172.461
地盤反力	177.360	1.799	319.110
合計	95.138	—	146.649

付け根の断面力として堅壁基部の断面力 137.228 kN · m を適用します。



[2]地震時

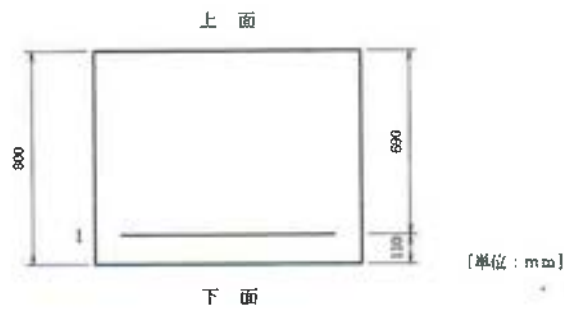


項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-82.222	2.098	-172.461
地盤反力	210.392	2.349	494.187
合計	128.170	—	321.727

付け根の断面力として壁基部の断面力 267.637 kN·m を適用します。

4.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(1)鉄筋配置



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
上面	1'	—	—	—	—	
	2'	—	—	—	—	
下面	1	11.0	D25	5.067	4.00	20.268
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 15.549 (cm<sup>2</sup>)

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bc} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>),  $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 106666.7 \times 10^3$

$\sigma_{bc}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{bc} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{ck} = 24.00$

$N$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>),  $A_c = b \cdot h = 800000.000$

$b$  : 部材断面幅 (mm)

$h$  : 部材断面高 (mm),  $h = 800.000$

荷重状態 (水 位)	使用鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	M × 1.7 (kN・m)	$M_c$ (kN・m)	最小鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
常時	20.268	233.288 >	204.126	8.643
地震時	20.268	454.982 >	204.126	8.643

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。  
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 最大鉄筋量の照査

使用鉄筋量 $A_s$ は、釣合鉄筋量 $A_{sb}$ 以下になることを照査する

コンクリートの終局ひずみ

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\epsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$$

中立軸位置

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \cdot d$$

中立軸位置からyの位置のひずみ

$$A = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d}$$

$$\epsilon(y) = A \cdot y$$

y1区間 ( $0 \leq \epsilon(y) \leq 0.002$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y1 = \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} \cdot x$$

$$C1 = b \cdot \frac{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A}{0.002} \cdot \left( -\frac{A}{0.006} \cdot y1^3 + y1^2 \right)$$

y2区間 ( $0.002 \leq \epsilon(y) \leq \epsilon_{cu}$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y2 = x - y1$$

$$C2 = b \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot y2$$

圧縮側鉄筋に生じる圧縮力 ( $d_i \leq x$ )

$$\begin{aligned}\epsilon_{si} &= A \cdot (x - d_i) \\ \sigma_{si} &= \epsilon_{si} \cdot E_s (\leq \sigma_{sy}) \\ S_{ci} &= \sigma_{si} \cdot A_{si} \\ S1 &= \sum S_{ci}\end{aligned}$$

引張側鉄筋に生じる引張力 ( $d_j > x$ )

$$\begin{aligned}\epsilon_{sj} &= A \cdot (d_j - x) \\ \sigma_{sj} &= \epsilon_{sj} \cdot E_s \\ S_{cj} &= \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \\ S2 &= \sum S_{cj}\end{aligned}$$

軸力の釣合から

$$\begin{aligned}N &= C1 + C2 + S1 - \alpha \cdot S2 \\ \alpha &= \frac{-N + C1 + C2 + S1}{S2}\end{aligned}$$

釣合鉄筋量

$$A_{sb} = \alpha \cdot \sum A_{sj}$$

ここに、

- $A_{sb}$  : 釣合い鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{sy} = 345.00$
- $E_s$  : 鉄筋のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $E_s = 200000$
- $d$  : 圧縮縁から最遠鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ ),  $d = 690.0$
- $b$  : 部材幅 ( $\text{mm}$ ),  $b = 1000.0$
- $\sigma_{cx}$  : コンクリート設計基準強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{cx} = 24.00$
- $d_i$  : 圧縮縁から  $i$  段目の圧縮側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )
- $A_{si}$  : 圧縮縁から  $i$  段目の圧縮側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{si}$  : 圧縮縁から  $i$  段目の圧縮側鉄筋に生じる圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $d_j$  : 圧縮縁から  $j$  段目の引張側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )
- $A_{sj}$  : 圧縮縁から  $j$  段目の引張側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{sj}$  : 圧縮縁から  $j$  段目の引張側鉄筋に生じる引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

荷重状態(水位)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{sb}$ ( $\text{cm}^2$ )
常時	20.268	221.244
地震時	20.268	221.244

(4) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より  $x$  を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

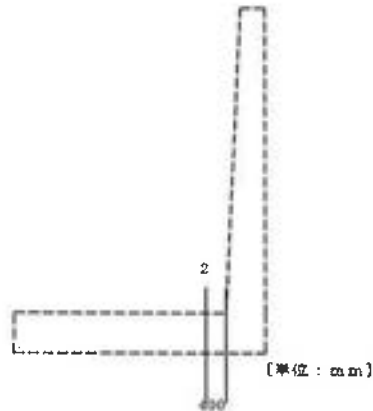
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 800.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- A<sub>s</sub> : 引張側鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ<sub>c</sub> : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- σ<sub>s</sub> : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	137.228	17.666	2.461	≤ 8.000	107.284	≤ 180.000
地震時	267.637	17.666	4.800	≤ 12.000	209.237	≤ 270.000

#### 4.2 照査位置[2]の設計

付け根からの距離 = 0.400 m



#### 4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.795 \times 0.800 \times 1.000$	3.036	1.898	5.761	
$\Sigma$		3.036	—	5.761	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 5.761 / 3.036 = 1.898 \text{ (m)}$$

#### 4.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体	$24.500 \times 3.036 =$	74.382
		1.898

#### 4.2.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

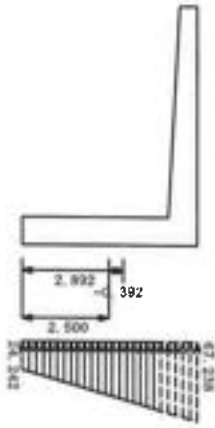
ここに、

$q_1$  : つま先版前面位置の地盤反力度 ( $kN/m^2$ )

$q_2$  : つま先版設計位置の地盤反力度 ( $kN/m^2$ )

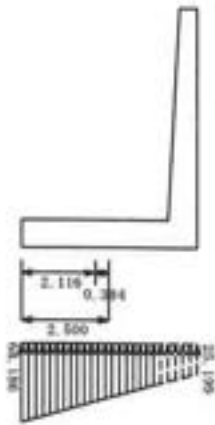
$L$  : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
24.242	56.876	3.795	-153.921	1.643

[2] 地震時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
68.186	35.559	3.795	-196.856	2.096

4.2.4 断面力の集計

[1] 常時



項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN · m)
自重	-74.382	1.898	-141.140
地盤反力	153.921	1.643	252.899

項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
合計	79.539	————	111.760

[2]地震時



項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-74.382	1.898	-141.140
地盤反力	196.856	2.096	412.692
合計	122.474	————	271.552

#### 4.2.5 断面計算 (許容応力度法)

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

$S_h$  : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

$d$  : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

$d'$  : 部材断面の有効高(mm)

$b$  : 部材断面幅(mm)

$S$  : 部材断面に作用するせん断力(N)

$M$  : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

$\theta$  : フーチング上面と水平面のなす角度,  $\theta = 0.000$ ,  $\tan \theta = 0.000$

$a$  : せん断スパン(mm)

荷重状態(水位)	有効高 $d'$ (cm)	$2.5 \cdot d$	せん断スパン $a$ (cm)	$S$ (kN)	$M$ (kN.m)	$M/d' \cdot \tan \theta$	$S_h$ (kN)
常時	69.000	172.500	> 154.140	79.539	137.228	0.000	79.539
地震時	69.000	172.500	≦ 251.020	122.474	267.637	0.000	122.474

$$\tau_u = \frac{S_k}{b \cdot d'} \leq \tau_{u1}$$

ここに、

- $\tau_u$  : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_k$  : 作用せん断力 (N)
- $d$  : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)
- $d'$  : 部材断面の有効高 (mm)
- $b$  : 部材断面幅 (mm)
- $S$  : 部材断面に作用するせん断力 (N)
- $\tau_{u1}$  : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau_{u1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{u1}'$$

ここに、

- $\tau_{u1}'$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $C_e$  : 部材断面の有効高に関する補正係数
- $C_{pt}$  : 引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数
- $C_{dc}$  : せん断スパン比に関する補正係数

荷重状態 (水 位)	せん断力 $S_k$ (kN)	有効高 $d'$ (cm)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			補正係数		
			計算値 $\tau$	許容値 $\tau_{u1}$	許容値 $\tau_{u1}$	$C_e$	$C_{pt}$	$C_{dc}$
常時	79.539	69.000	0.115 ≤	0.355	1.700	1.18	0.99	1.32
地震時	122.474	69.000	0.177 ≤	0.409	2.550	1.18	0.99	1.00





## 構造計算

Ⅲ－2 埋立地貯留堰堤右岸側 L 型擁壁 (H=5.1m)

# 1章 設計条件

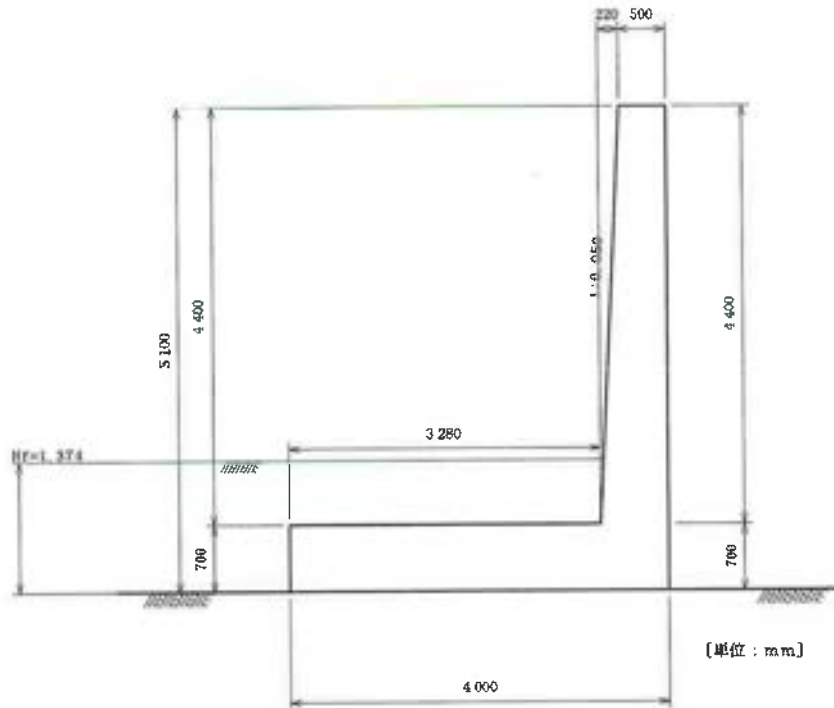
## 1.1 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

## 1.2 形式

『逆L型-B (直接基礎)』

## 1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長)  $B = 10000$  (mm)

## 1.4 地盤条件

地震規模： レベル2

地域区分： A

地盤種別： I種

## 1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (鉄筋コンクリート)  $\sigma_{ck} = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
底版 (鉄筋コンクリート)  $\sigma_{ck} = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

【鉄筋】 種類： SD345

【土質】 裏込め土： 砂および砂れき  
 埋戻し土： 砂および砂れき  
 支持地盤： 砂れき

【内部摩擦角】 背面土砂： 28.60 (度)  
 前面土砂： 28.60 (度)

【単位体積重量】

(kN/m<sup>3</sup>)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	15.800	16.800
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体：  $K_h = 0.20$   
 土砂(前面)：  $K_h = 0.20$   
 (背面)：  $K_h = 0.20$

1.6 土砂

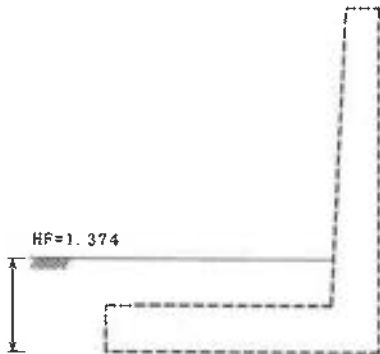
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.500
土圧を考慮しない高さ $h_r$	(m)	0.000

(2) 前面土砂形状

[1] 常時, 地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
1.374	無視	無視	無視

## 1.7 任意荷重

考慮しない

## 1.8 土圧

・土圧式：試行くさび

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切上	
常時土圧	19.067	19.067	——	0.000
地震時土圧	14.300	14.300	——	0.000

・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・受働土圧

荷 重 状 態	作用高さ	有効率
常時	1.374	0.500
地震時	1.374	0.500

・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	ナベリ面用	粘着高さ用	受働土圧用
常 時	0.000	0.000	0.000
地震時	0.000	0.000	0.000

・地震動の方向と異なる上圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
堅壁設計		0.500

### 1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
土 砂	土砂1	○	○
載荷荷重	載荷荷重1		
主働土圧	考慮しない		
	常時土圧	○	
	地震時土圧		○
受働土圧	受働土圧1	○	○

### 1.10 基礎の条件

#### 1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 $C_B$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.600

### 1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

#### 1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 態	許容偏心量 $e_s/B$ (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
常時	1/6	1.500	400.000
地震時	1/3	1.200	600.000

ここに、

- B : 基礎幅(m)
- $e_s$  : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s = M_s/V$
- $M_s$  : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

#### 1.11.2 部材の許容応力度

##### (1)鉄筋コンクリート部材

##### 1) 縦壁 (一般部材)

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{cs}$	鉄筋の引張応力度 $\sigma_{ts}$	せん断応力度	
				$\tau_{-1}$	$\tau_{-2}$
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550

2) 底版（一般部材）

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{cc}$	鉄筋の引張応力度 $\sigma_{st}$	せん断応力度	
				$\tau_{cs}$	$\tau_{cs}$
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550

ここに、

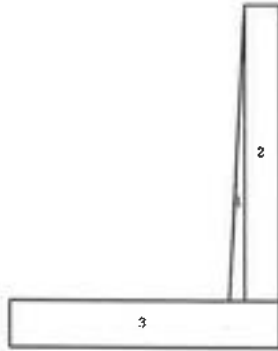
- $\tau_{cs}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度
- $\tau_{cs}$  : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

## 2章 安定計算

### 2.1 水位を考慮しないブロックデータ

#### (1) 躯体自重

##### 1) ブロック割り



#### 2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ (m <sup>3</sup> )	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			$X_i$	$Y_i$			
1	$1/2 \times 0.220 \times 4.400 \times 1.000$	0.484	3.427	2.167	1.659	1.049	
2	$0.500 \times 4.400 \times 1.000$	2.200	3.750	2.900	8.250	6.380	
3	$4.000 \times 0.700 \times 1.000$	2.800	2.000	0.350	5.600	0.980	
$\Sigma$		5.484			15.509	8.409	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 15.509 / 5.484 = 2.828 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 8.409 / 5.484 = 1.533 \text{ (m)}$$

### 2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力、水平力

#### (1) 自重による作用力

##### [1] 常時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体	$24.500 \times 5.484 = 134.358$	2.828

##### [2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体	$24.500 \times 5.484 = 134.358$	2.828

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 $Y$ (m)
躯体	$134.358 \times 0.20 = 26.872$	1.533



(2) 自重集計

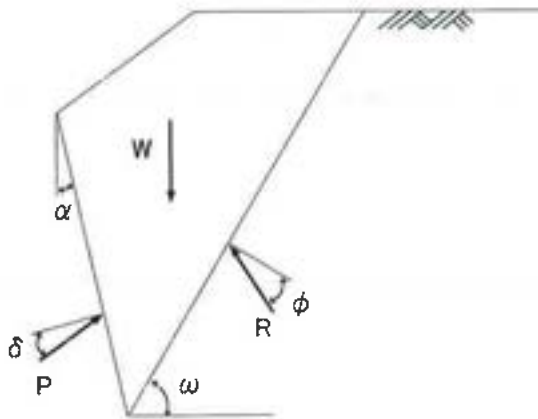
[1] 常時

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN・m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	134.358	0.000	2.828	0.000	379.959	0.000
合計	134.358	0.000	—	—	379.959	0.000

[2] 地震時

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN・m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	134.358	26.872	2.828	1.533	379.959	41.203
合計	134.358	26.872	—	—	379.959	41.203

2.3 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 4.000 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 4.600 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 19.067^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量( $W$ ), 土圧力( $P$ )

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega$ ( $^\circ$ )	土砂重量 $W$ (kN)				土圧力 $P$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
55.12	116.543	0.000	0.000	116.543	52.474
55.13	116.500	0.000	0.000	116.500	52.475

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000$  m

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
55.14	116.456	0.000	0.000	116.456	52.474

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.13^\circ \text{ のとき } P = 52.475 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{116.500 \times \sin(55.13^\circ - 28.60^\circ)}{\cos(55.13^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 19.067^\circ)} \\
 &= 52.475 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 52.475 \times \cos(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 49.596 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 52.475 \times \sin(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 17.142 \text{ kN}$$

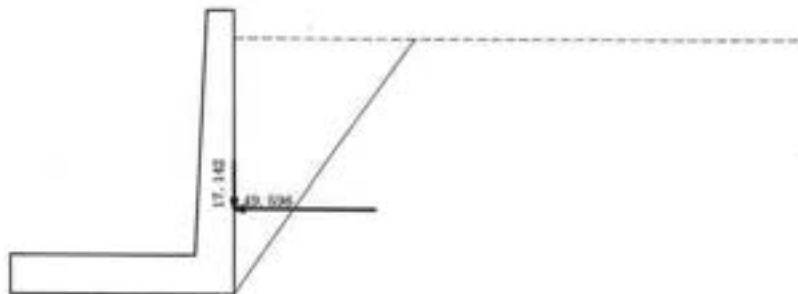
作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{4.600}{3} = 1.533 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 4.000 - 1.533 \times \tan 0.000^\circ = 4.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 1.533 = 1.533 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 4.000 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 4.600 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角  $\delta = 1/2\phi = 14.300^\circ$   
 地震時合成角  $\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$   
 すべり角の変化範囲  $\omega_1 = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)  
 水位  $hw = 0.000$  m

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
43.00	179.261	0.000	0.000	179.261	79.306
44.00	173.103	0.000	0.000	173.103	79.361
45.00	167.164	0.000	0.000	167.164	79.323

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 44.00^\circ \text{ のとき } P = 79.361 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{173.103 / \cos 11.310^\circ \times \sin(44.00^\circ - 28.60^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(44.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 14.300^\circ)} \\
 &= 79.361 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 79.361 \times \cos(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 76.902 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 79.361 \times \sin(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 19.602 \text{ kN}$$

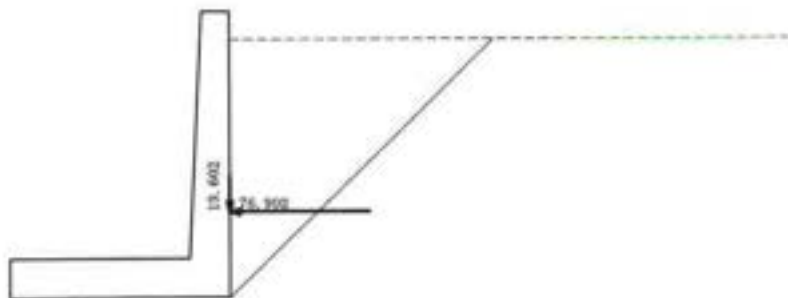
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.600}{3} = 1.533 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 4.000 - 1.533 \times \tan 0.000^\circ = 4.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.533 = 1.533 \text{ m}$$

・土圧図



受働土圧

(滑動に対する検討時に考慮します)

[1]常時

土圧はクーロン式により求める。

仮想地表面までの高さ	H = 1.370 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.370 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.600 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 39.900^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(39.90^\circ + 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(39.90^\circ + 0.000^\circ) \cdot \sin(39.90^\circ + 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 4.5780
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 4.5780 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 4.5780 \times 19.600 \times 1.370 + 0.000 \\
 &= 122.928 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 122.928 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 122.928) \times 1.370 = 84.206 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (122.928 + 122.928) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 84.206 + 0.000 = 84.206 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha - \delta) = 84.206 \times \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) = 84.206 \text{ kN}$$

[2] 地震時

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想地表面までの高さ	H = 1.370 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.370 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.600 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 39.900^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

水位以上の地震時合成角

$$\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$$

水位以上の受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(39.90^\circ + 0.000^\circ - 11.310^\circ)}{\cos 11.310^\circ \cdot \cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ - 11.310^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(39.90^\circ + 0.000^\circ) \cdot \sin(39.90^\circ + 0.000^\circ - 11.310^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 0.000^\circ - 11.310^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 4.1323
 \end{aligned}$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta < 0$ のときは $\sin(\phi + \beta - \theta) = 0$ とする。

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 4.1323 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 4.1323 \times 19.600 \times 1.370 + 0.000 \\
 &= 110.961 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 110.961 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 110.961) \times 1.370 = 76.008 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (110.961 + 110.961) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 76.008 + 0.000 = 76.008 \text{ kN}$$

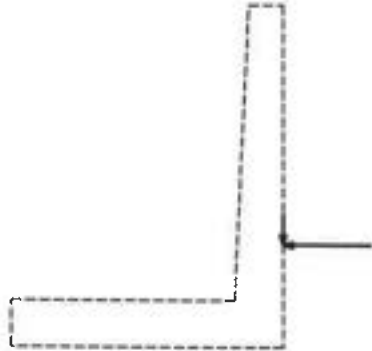
このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha - \delta) = 76.008 \times \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) = 76.008 \text{ kN}$$

## 2.4 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時



項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自重	134.358	0.000	2.828	0.000	379.959	0.000
土圧	17.142	49.596	4.000	1.533	68.568	76.031
合計	151.500	49.596	——	——	448.527	76.031

[2] 地震時



項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自重	134.358	26.872	2.828	1.533	379.959	41.203
土圧	19.602	76.902	4.000	1.533	78.408	117.891
合計	153.960	103.774	——	——	458.367	159.093

荷重状態 (水位)	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN・m)
常時	151.500	49.596	372.496
地震時	153.960	103.774	299.273

(2) フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 :  $N_c = N_c$  (kN)

水平力 :  $H_c = H_c$  (kN)

回転モーメント :  $M_c = N_c \cdot B_f / 2.0 - M_c$  (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 :  $B_f = 4.000$  (m)

■単位幅当り

荷重状態 (水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時	151.500	49.596	-69.496
地震時	153.960	103.774	8.647

■全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時	1515.000	495.960	-694.961
地震時	1539.600	1037.736	86.465

## 2.5 安定計算結果

### 2.5.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

- d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)
- $\Sigma Mr$  : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN・m)
- $\Sigma Mt$  : 底版つま先回りの転倒モーメント(kN・m)
- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

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

ここに、

- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)
- B : 底版幅(m), B = 4.000

$$e_s = B/n$$

ここに、

- $e_s$  : 許容偏心距離(m)
- n : 安全率

荷重状態 (水位)	$\Sigma Mr$ (kN・m)	$\Sigma Mt$ (kN・m)	$\Sigma V$ (kN)	d (m)	e (m)	$e_s$ (m)
常時	448.527	76.031	151.500	2.459	0.459	0.667
地震時	458.367	159.093	153.960	1.944	0.056	1.333

### 2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_s \cdot B' + \alpha \cdot P_p}{\Sigma H}$$

ここに、

- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重(kN)
- $\Sigma H$  : 底版下面における全水平荷重(kN)
- $\mu$  : 底版と支持地盤の間の摩擦係数,  $\mu = 0.600$
- $C_s$  : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m<sup>2</sup>),  $C_s = 0.000$
- $B'$  : 有効載荷幅(m),  $B' = B - 2e$
- B : 底版幅(m), B = 4.000
- e : 偏心量(m)
- $\alpha$  : 受働土圧 $P_p$ の有効率
- $P_p$  : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分(kN)

荷重状態 (水位)	偏心量 e(m)	有効載荷幅 B'(m)
常時	-0.459	3.082
地震時	0.056	3.888



荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	受働土圧 $P_p$ (kN)	有効率 $\alpha$	安全率 $F_s$	必要安全率 $F_{s,req}$
常時	151.500	49.596	84.206	0.500	2.682	$\geq 1.500$
地震時	153.960	103.774	76.008	0.500	1.256	$\geq 1.200$

### 2.5.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2\Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

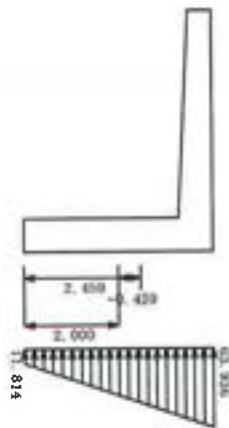
ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

$B$  : 底版幅 (m),  $B = 4.000$

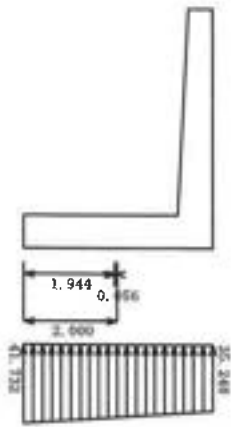
$e$  : 偏心量 (m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m²)		
		qmin	qmax	許容値
4.000	台形	11.814	63.936	$\leq 400.000$

[2]地震時



地盤反力の作用幅(m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		q <sub>min</sub>	q <sub>max</sub>	許容値
4.000	台形	35.248	41.732 ≤	600.000

### 3章 堅壁の設計

#### 3.1 堅壁基部の設計

##### 3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

###### (1) ブロック割り



###### (2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.220 × 4.400 × 1.000	0.484	0.147	1.467	0.071	0.710	
2	0.500 × 4.400 × 1.000	2.200	0.470	2.200	1.034	4.840	
Σ		2.684	—	—	1.105	5.550	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.105 / 2.684 = 0.412 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 5.550 / 2.684 = 2.068 \text{ (m)}$$

##### 3.1.2 躯体自重, 任意荷重

###### (1) 躯体自重

###### [1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	24.500 × 2.684 = 65.758	-0.052

###### 作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.360 - 0.412 = -0.052 \text{ m}$$

ここに、

$X_c$  : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離 (m)

###### [2] 地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	24.500 × 2.684 = 65.758	-0.052

位置	$H = W + kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$65.758 \times 0.200 = 13.152$	2.068

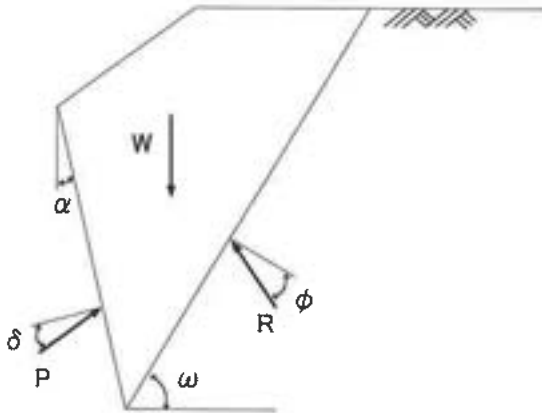
作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.360 - 0.412 = -0.052 \text{ m}$$

ここに、

$X_c$  : 設計断面位置での壁面前面から設計断面中心までの水平距離(m)

### 3.1.3 土圧・水圧



[1]常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離)

$$x_p = 0.360 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 3.900 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 19.067^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega$ ( $^\circ$ )	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
54.00	87.301	0.000	0.000	87.301	37.676
55.00	84.136	0.000	0.000	84.136	37.718
56.00	81.048	0.000	0.000	81.048	37.696

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.00^\circ \text{ のとき } P = 37.718 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{84.136 \times \sin(55.00^\circ - 28.60^\circ)}{\cos(55.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 19.067^\circ)} \\
 &= 37.718 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 37.718 \times \cos(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 35.649 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 37.718 \times \sin(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 12.321 \text{ kN}$$

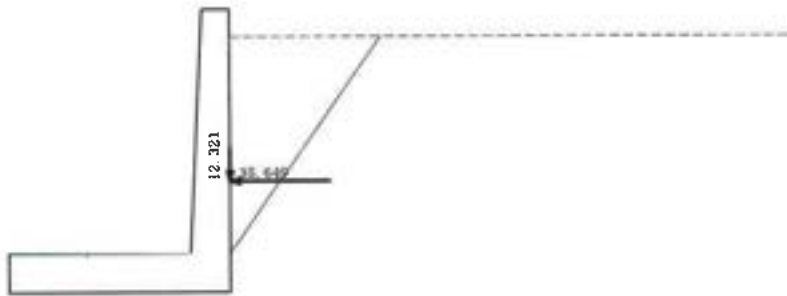
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.900}{3} = 1.300 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.300 \times \tan 0.000^\circ - 0.360 = -0.360 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.300 = 1.300 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）  $x_p = 0.360 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ  $H = 3.900 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度  $\alpha = 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量  $\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角  $\phi = 28.600^\circ$

壁面摩擦角  $\delta = 1/2 \phi = 14.300^\circ$

地震時合成角  $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.20 = 11.310^\circ$

すべり角の変化範囲  $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量( $W$ ), 土圧力( $P$ )

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega$ ( $^\circ$ )	土砂重量 $W$ (kN)				土圧力 $P$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
43.00	128.855	0.000	0.000	128.855	57.006

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000$  m

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
44.00	124.428	0.000	0.000	124.428	57.045
45.00	120.159	0.000	0.000	120.159	57.018

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 44.00^\circ \text{ のとき } P = 57.045 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{124.428 / \cos 11.310^\circ \times \sin(44.00^\circ - 28.60^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(44.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 14.300^\circ)} \\
 &= 57.045 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 57.045 \times \cos(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 55.278 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 57.045 \times \sin(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 14.090 \text{ kN}$$

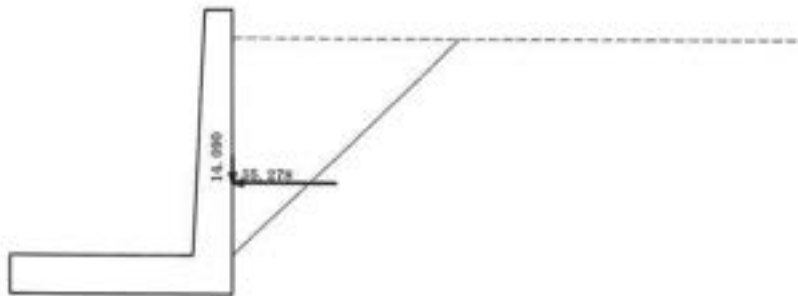
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.900}{3} = 1.300 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.300 \times \tan 0.000^\circ - 0.360 = -0.360 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.300 = 1.300 \text{ m}$$

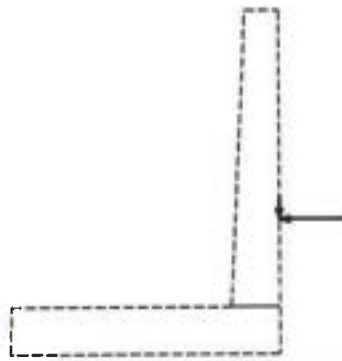
・土圧図



### 3.1.4 断面力の集計

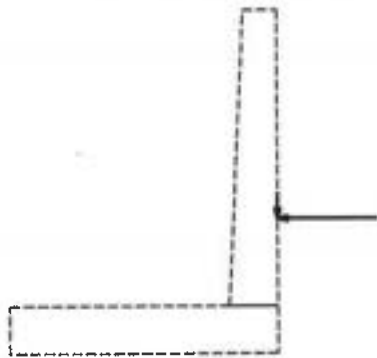
(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

[1]常時



項目	$N_i$ (kN)	$H_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M = M_d + M_s$ (kN·m)
自重	65.758	0.000	-0.052	0.000	0.000
土圧	12.321	35.649	-0.360	1.300	46.344
合計	0.000	35.649	————	————	46.344

※ $X_i$  は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 $Y_i$  は設計断面からの高さ  
[2]地震時

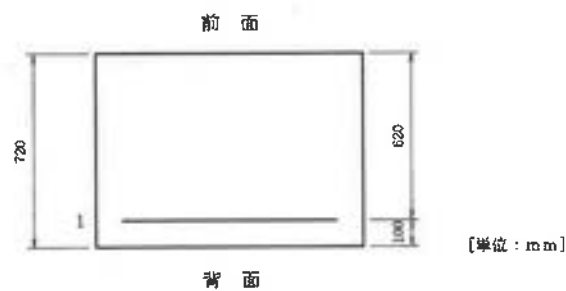


項目	$N_i$ (kN)	$H_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M = M_d + M_s$ (kN·m)
自重	65.758	13.152	-0.052	2.068	27.194
土圧	14.090	55.278	-0.360	1.300	71.861
合計	0.000	68.430	————	————	99.056

※ $X_i$  は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 $Y_i$  は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	10.0	D16	1.986	4.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 6.250 (cm<sup>2</sup>)

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bc} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>),  $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 86400.0 \times 10^3$

$\sigma_{bc}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{bc} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{ck} = 24.00$

$N$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>),  $A_c = b \cdot h = 720000.000$

$b$  : 部材断面幅 (mm)

$h$  : 部材断面高 (mm),  $h = 720.000$

荷重状態 (水位)	使用鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	M × 1.7 (kN・m)	$M_c$ (kN・m)	N (kN)	最小鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
常時	7.944	78.784 ≤	165.342	0.000	5.000
地震時	7.944	168.395 >	165.342	0.000	7.778

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、  
5.0 の中で大きい方とする。

小さい場合 5.0

(3) 最大鉄筋量の照査

使用鉄筋量 $A_s$ は、釣合鉄筋量 $A_{sb}$ 以下になることを照査する

コンクリートの終局ひずみ

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\epsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$$

中立軸位置

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \cdot d$$



中立軸位置からyの位置のひずみ

$$A = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}}{d}$$

$$\varepsilon(y) = A \cdot y$$

y1区間 ( $0 \leq \varepsilon(y) \leq 0.002$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y1 = \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} \cdot x$$

$$C1 = b \cdot \frac{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A}{0.002} \cdot \left( -\frac{A}{0.006} \cdot y1^3 + y1^2 \right)$$

y2区間 ( $0.002 \leq \varepsilon(y) \leq \varepsilon_{cu}$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y2 = x - y1$$

$$C2 = b \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot y2$$

圧縮側鉄筋に生じる圧縮力 ( $d_i \leq x$ )

$$\varepsilon_i = A \cdot (x - d_i)$$

$$\sigma_{si} = \varepsilon_i \cdot E_s (\leq \sigma_{sy})$$

$$S_{ci} = \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

$$S1 = \sum S_{ci}$$

引張側鉄筋に生じる引張力 ( $d_j > x$ )

$$\varepsilon_j = A \cdot (d_j - x)$$

$$\sigma_{sj} = \varepsilon_j \cdot E_s$$

$$S_{cj} = \sigma_{sj} \cdot A_{sj}$$

$$S2 = \sum S_{cj}$$

軸力の釣合から

$$N = C1 + C2 + S1 - \alpha \cdot S2$$

$$\alpha = \frac{-N + C1 + C2 + S1}{S2}$$

釣合鉄筋量

$$A_{sb} = \alpha \cdot \sum A_{sj}$$

ここに、

$A_{sb}$  : 釣合い鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{sy} = 345.00$

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $E_s = 200000$

$d$  : 圧縮縁から最遠鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ ),  $d = 620.0$

$b$  : 部材幅 ( $\text{mm}$ ),  $b = 1000.0$

$\sigma_{ck}$  : コンクリート設計基準強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{ck} = 24.00$

$d_i$  : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )

$A_{si}$  : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{si}$  : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋に生じる圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$d_j$  : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )

$A_{sj}$  : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{sj}$  : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋に生じる引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

荷重状態(水 位)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s1}$ ( $\text{cm}^2$ )
常時	7.944 ≦	198.799
地震時	7.944 ≦	198.799

(4) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x-d)\} = 0.0$$

より  $x$  を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- $x$  : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- $h$  : 部材断面の高さ (mm),  $h = 720.000$
- $b$  : 部材断面幅 (mm),  $b = 1000.000$
- $d$  : 部材の有効高 (mm)
- $A_s$  : 引張側鉄筋の全断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $n$  : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比,  $n = 15.00$
- $e$  : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- $\sigma_c$  : コンクリートの曲げ圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_s$  : 鉄筋の引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $M$  : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時	46.344	0.000	11.021	1.442 ≦	8.000	100.022 ≦	180.000
地震時	99.056	0.000	11.021	3.081 ≦	12.000	213.789 ≦	270.000

(5) せん断応力度の照査

$$\tau_v = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{v1}$$

ここに、

- $\tau_v$  : コンクリートの平均せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $S_h$  : せん断力 (N)
- $d$  : 部材断面の有効高 (mm)
- $b$  : 部材断面幅 (mm)
- $\tau_{v1}$  : 割増しされた許容せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$$\tau_{s1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot CN \cdot \tau_{s1}'$$

$$CN = 1 + \frac{M_c}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

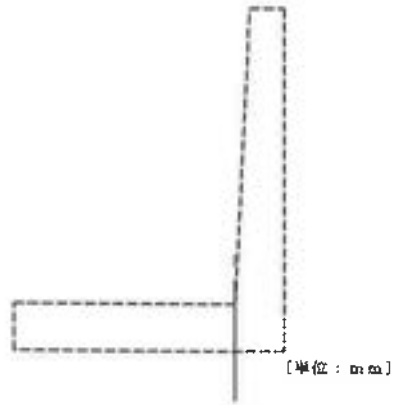
- $\tau_{s1}'$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $C_e$  : 部材断面の有効高に関する補正係数
- $C_{pt}$  : 引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数
- $CN$  : 軸方向圧縮力による補正係数
- $M_c$  : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる  
曲げモーメント (kN・m)

荷重状態 (水 位)	せん断力 $S_s$ (kN)	有効高 $d$ (cm)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			補正係数		
			計算値 $\tau$	許容値 $\tau_{s1}$	許容値 $\tau_{s2}$	$C_e$	$C_{pt}$	$CN$
常時	35.649	62.000	0.057 ≤	0.212	1.700	1.22	0.76	1.00
地震時	68.430	62.000	0.110 ≤	0.322	2.550	1.22	0.76	1.00

## 4章 つま先版の設計

### 4.1 照査位置[1]の設計

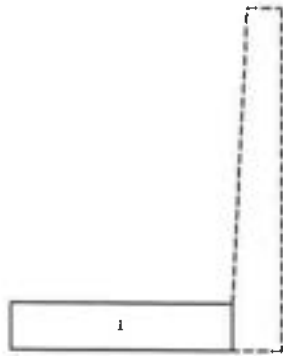
付け根からの距離 = 0.000 m



#### 4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.280 \times 0.700 \times 1.000$	2.296	1.640	3.765	
$\Sigma$		2.296	—	3.765	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.765 / 2.296 = 1.640 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重、土砂重量、任意荷重、浮力（揚圧力）による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 2.296 = 56.252$	1.640

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

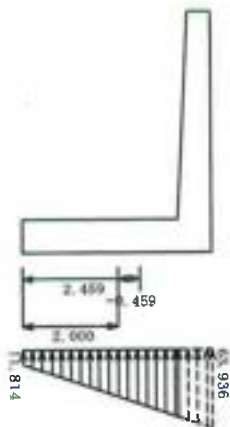
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

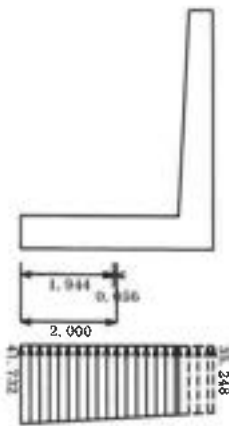
L : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
11.814	54.554	3.280	-108.844	1.288

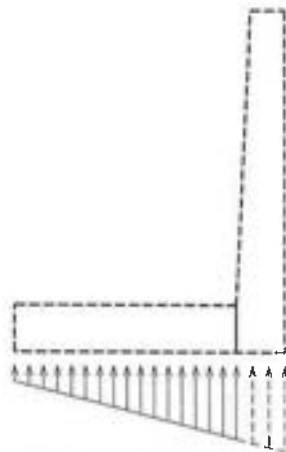
[2]地震時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
41.732	36.415	3.280	-128.161	1.677

4.1.4 断面力の集計

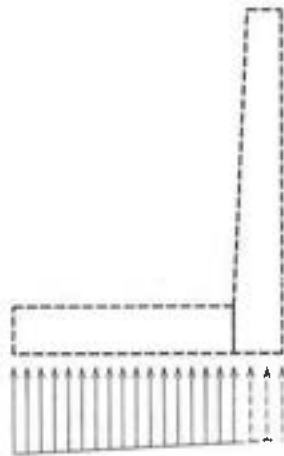
[1]常時



項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN·m)
自重	-56.252	1.640	-92.253
地盤反力	108.844	1.288	140.186
合計	52.592	—	47.932

付け根の断面力として壁基部の断面力 46.344 kN·m を適用します。

[2]地震時

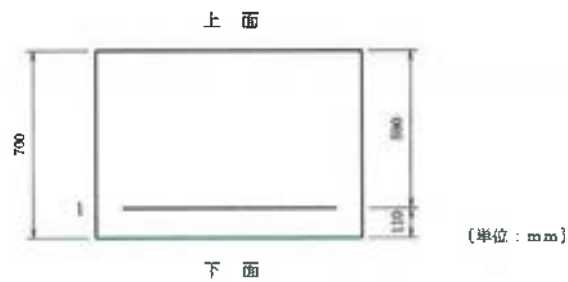


項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-56.252	1.640	-92.253
地盤反力	128.161	1.677	214.951
合計	71.909	—	122.698

付け根の断面力として壁基部の断面力 99.056 kN·m を適用します。

4.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
上面	1'	—	—	—	—	
	2'	—	—	—	—	
下面	1	11.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 6.585 (cm<sup>2</sup>)

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left( \sigma_{bc} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

$M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

$Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>),  $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 81666.7 \times 10^3$

$\sigma_{bc}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{bc} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{ck} = 24.00$

$N$  : 軸方向力 (N)

$A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>),  $A_c = b \cdot h = 700000.000$

$b$  : 部材断面幅 (mm)

$h$  : 部材断面高 (mm),  $h = 700.000$

荷重状態 (水 位)	使用鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	M × 1.7 (kN・m)	M <sub>c</sub> (kN・m)	最小鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
常時	7.944	78.784 ≤	156.284	5.000
地震時	7.944	168.395 >	156.284	7.733

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。  
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 最大鉄筋量の照査

使用鉄筋量 $A_{st}$ は、釣合鉄筋量 $A_{sb}$ 以下になることを照査する

コンクリートの終局ひずみ

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\epsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$$

中立軸位置

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \cdot d$$

中立軸位置から $y$ の位置のひずみ

$$A = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d}$$

$$\epsilon(y) = A \cdot y$$

$y1$ 区間 ( $0 \leq \epsilon(y) \leq 0.002$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y1 = \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} \cdot x$$

$$C1 = b \cdot \frac{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A}{0.002} \cdot \left( -\frac{A}{0.006} \cdot y1^2 + y1^2 \right)$$

$y2$ 区間 ( $0.002 \leq \epsilon(y) \leq \epsilon_{cu}$ ) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y2 = x - y1$$

$$C2 = b \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot y2$$



圧縮側鉄筋に生じる圧縮力 ( $d_i \leq x$ )

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s_i} &= A \cdot (x - d_i) \\ \sigma_{s_i} &= \varepsilon_{s_i} \cdot E_s (\leq \sigma_{sv}) \\ S_{s_i} &= \sigma_{s_i} \cdot A_{s_i} \\ S1 &= \sum S_{s_i}\end{aligned}$$

引張側鉄筋に生じる引張力 ( $d_j > x$ )

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s_j} &= A \cdot (d_j - x) \\ \sigma_{s_j} &= \varepsilon_{s_j} \cdot E_s \\ S_{s_j} &= \sigma_{s_j} \cdot A_{s_j} \\ S2 &= \sum S_{s_j}\end{aligned}$$

軸力の釣合から

$$\begin{aligned}N &= C1 + C2 + S1 - \alpha \cdot S2 \\ \alpha &= \frac{-N + C1 + C2 + S1}{S2}\end{aligned}$$

釣合鉄筋量

$$A_{sb} = \alpha \cdot \sum A_{s_j}$$

ここに、

- $A_{sb}$  : 釣合い鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{sv}$  : 鉄筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{sv} = 345.00$
- $E_s$  : 鉄筋のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $E_s = 200000$
- $d$  : 圧縮縁から最遠鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ ),  $d = 590.0$
- $b$  : 部材幅 ( $\text{mm}$ ),  $b = 1000.0$
- $\sigma_{cx}$  : コンクリート設計基準強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ),  $\sigma_{cx} = 24.00$
- $d_i$  : 圧縮縁から  $i$  段目の圧縮側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )
- $A_{s_i}$  : 圧縮縁から  $i$  段目の圧縮側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{s_i}$  : 圧縮縁から  $i$  段目の圧縮側鉄筋に生じる圧縮応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $d_j$  : 圧縮縁から  $j$  段目の引張側鉄筋までの距離 ( $\text{mm}$ )
- $A_{s_j}$  : 圧縮縁から  $j$  段目の引張側鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{s_j}$  : 圧縮縁から  $j$  段目の引張側鉄筋に生じる引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

荷重状態(水位)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{st}$ ( $\text{cm}^2$ )
常時	7.944 ≤	189.180
地震時	7.944 ≤	189.180

(4) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x-d)\} = 0.0$$

より  $x$  を求める。