

# 擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO3

「土木構造物標準設計第2巻 擁壁類」  
「L型擁壁」 03-RCL-01-H12 の計算例

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 適用基準	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 使用材料	1
1.6 土砂	2
1.7 載荷荷重	2
1.8 その他荷重	3
1.9 土圧	3
1.10 基礎の条件	4
1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.11.1 安定計算の許容値	4
1.11.2 部材の許容応力度	4
2章 安定計算	5
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	5
2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力	6
2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	8
2.4 土圧・水圧	8
2.5 作用力の集計	11
2.6 安定計算結果	14
2.6.1 転倒に対する安定	14
2.6.2 滑動に対する安定	14
2.6.3 支持に対する照査	14
3章 豎壁の設計	16
3.1 豎壁基部の設計	16
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	16
3.1.2 躯体自重，その他荷重	16
3.1.3 土圧・水圧	16
3.1.4 断面力の集計	17
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	18
4章 かかと版の設計	20
4.1 照査位置[1]の設計	20
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	20
4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	21
4.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	22
4.1.4 地盤反力	23
4.1.5 断面力の集計	23
4.1.6 断面計算（許容応力度法）	24
4.2 照査位置[2]の設計	25
4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	25
4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	26
4.2.3 地盤反力	27
4.2.4 断面力の集計	28
4.2.5 断面計算（許容応力度法）	28



【単位体積重量】

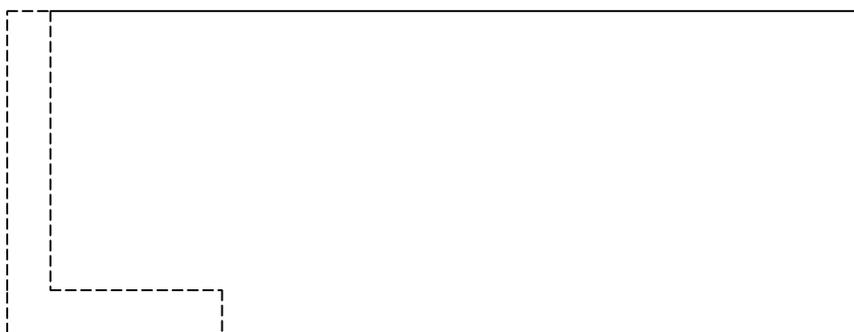
(kN/m<sup>3</sup>)

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	20.000	21.000
	前面	20.000	21.000

【設計水平震度】 躯体 : Kh = 0.15  
 土砂(前面) : Kh = 0.15  
 (背面) : Kh = 0.15

1.6 土砂

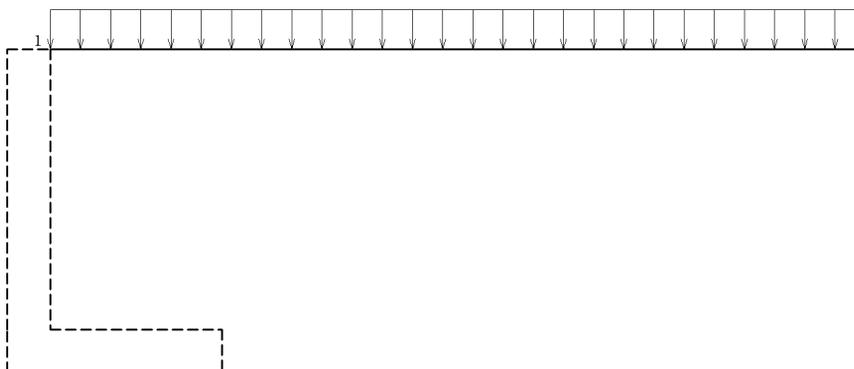
(1)背面土砂形状



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

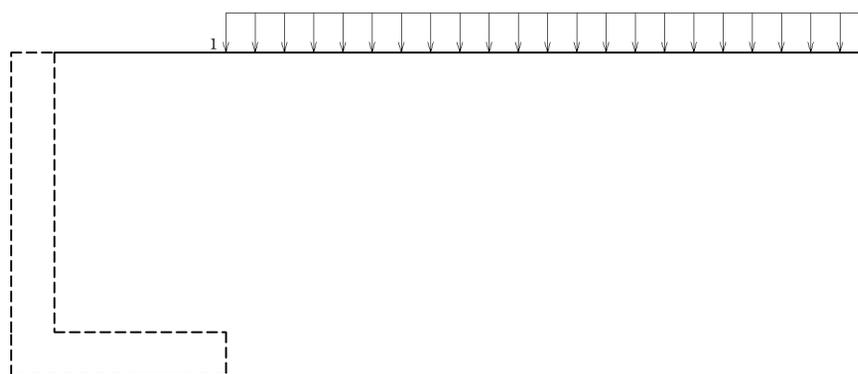
1.7 載荷荷重

[1]常時1



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.000		10.000	10.000			

[2]常時2



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	1.600		10.000	10.000			

1.8 その他荷重

考慮しない

1.9 土圧

・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	切土	
常 時	0.000	23.333	————	————
地震時	0.000	23.333	————	————

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとから鉛直に伸ばした線)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

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

## 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	全 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 $\tan \delta$	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 $e_b / B$ (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
常時1	1/6	1.500	300.000
常時2	1/6	1.500	300.000
地震時	1/3	1.200	450.000

ここに、

$B$  : 基礎幅(m)

$e_b$  : 荷重の偏心量(m) , ただし、 $e_b = M_b / V$

$M_b$  : 基礎底面に作用するモ - 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 (水中部材)

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

荷 重 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 $c_a$	鉄筋の引張応力度 $s_a$	せん断応力度	
				$a_1$	$a_2$
常時1	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
常時2	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

##### 2) 底版 (水中部材)

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

荷 重 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 $c_a$	鉄筋の引張応力度 $s_a$	せん断応力度	
				$a_1$	$a_2$
常時1	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
常時2	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

ここに、

$a_1$  : 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

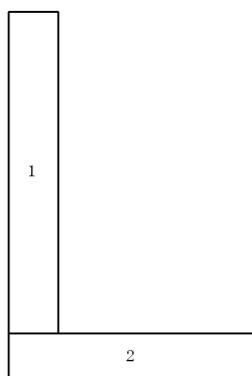
$a_2$  : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

## 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

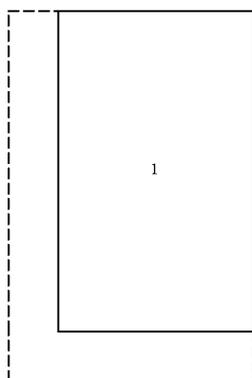
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.400 × 2.600 × 1.000	1.040	0.200	1.700	0.208	1.768	
2	2.000 × 0.400 × 1.000	0.800	1.000	0.200	0.800	0.160	
		1.840	——	——	1.008	1.928	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.008 / 1.840 = 0.548 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.928 / 1.840 = 1.048 \text{ (m)}$$

#### (2) 背面土砂

##### 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	1.600 × 2.600 × 1.000	4.160	1.200	1.700	4.992	7.072	
		4.160	——	——	4.992	7.072	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 4.992 / 4.160 = 1.200 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 7.072 / 4.160 = 1.700 \text{ (m)}$$

## 2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，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1、常時2

位置	鉛直力 $W = \quad \cdot \quad V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 1.840 = 45.080	0.548

#### [2]地震時

位置	鉛直力 $W = \quad \cdot \quad V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 1.840 = 45.080	0.548

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	45.080 × 0.15 = 6.762	1.048

### (2)土砂重量，浮力

#### [1]常時1、常時2

##### 1)土砂重量による作用力

##### 水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 $V(m^3)$	重心位置(m)		体積 $V_I(m^3)$	重心位置(m)	
		X	Y		X <sub>I</sub>	Y <sub>I</sub>
土砂(背面)	4.160	1.200	1.700	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 $V_u(m^3)$	重心位置(m)	
		X <sub>u</sub>	Y <sub>u</sub>
土砂(背面)	4.160	1.200	1.700

##### 水位より上の体積

$$V_u = V - V_I$$

##### 水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_I \cdot X_I) / V_u$$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_I \cdot Y_I) / V_u$$

##### 土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_I = V_I \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	4.160 × 20.000 = 83.200	0.000 × 21.000 = 0.000

位置	重量 W W <sub>u</sub> + W <sub>l</sub> (kN)	作用位置 X (W <sub>u</sub> · X <sub>u</sub> + W <sub>l</sub> · X <sub>l</sub> ) / W (m)
土砂(背面)	83.200	1.200

[2]地震時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V(m <sup>3</sup> )	重心位置(m)		体積 V <sub>l</sub> (m <sup>3</sup> )	重心位置(m)	
		X	Y		X <sub>l</sub>	Y <sub>l</sub>
土砂(背面)	4.160	1.200	1.700	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 V <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	重心位置(m)	
		X <sub>u</sub>	Y <sub>u</sub>
土砂(背面)	4.160	1.200	1.700

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_l \cdot Y_l) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 W <sub>u</sub> = V <sub>u</sub> · (土の湿潤重量) (kN)	水位より下の重量 W <sub>l</sub> = V <sub>l</sub> · (土の飽和重量) (kN)
土砂(背面)	4.160 × 20.000 = 83.200	0.000 × 21.000 = 0.000

位置	重量 W W <sub>u</sub> + W <sub>l</sub> (kN)	作用位置 X (W <sub>u</sub> · X <sub>u</sub> + W <sub>l</sub> · X <sub>l</sub> ) / W (m)	水平力 H W · kh (kN)	作用位置 Y (m)
土砂(背面)	83.200	1.200	83.200 × 0.15 = 12.480	1.700

(3)自重集計

[1]常時1

	重量 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
躯体	45.080	0.000	0.548	0.000	24.696	0.000
背面土砂	83.200	0.000	1.200	0.000	99.840	0.000
合計	128.280	0.000	——	——	124.536	0.000

[2]常時2

	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	45.080	0.000	0.548	0.000	24.696	0.000
背面土砂	83.200	0.000	1.200	0.000	99.840	0.000
合計	128.280	0.000	———	———	124.536	0.000

[3]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	45.080	6.762	0.548	1.048	24.696	7.085
背面土砂	83.200	12.480	1.200	1.700	99.840	21.216
合計	128.280	19.242	———	———	124.536	28.301

2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

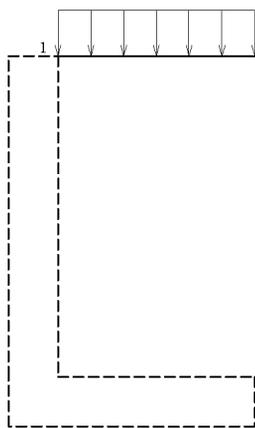
ここに、

q : 載荷荷重強度

L : 載荷荷重長さ

X : つま先位置から合力作用点までの距離

[1]常時1



番号	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q2 (kN/m <sup>2</sup> )	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.600	16.000	1.200

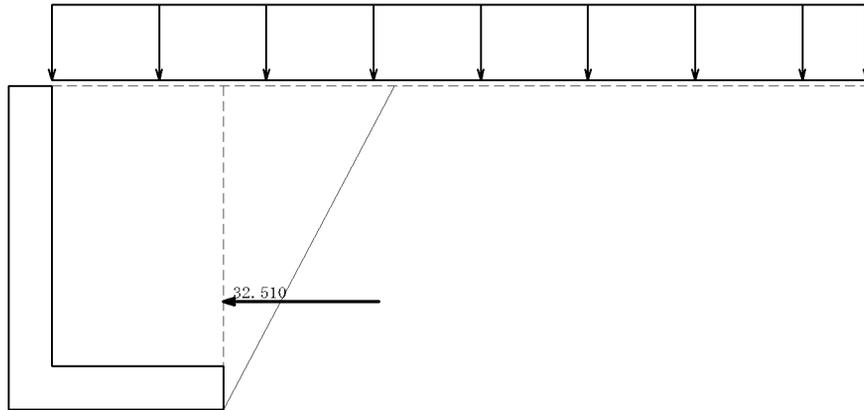
2.4 土圧・水圧

[1]常時1、常時2

土圧は試行くさび法により求める。



・土圧図



[2]地震時

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）	$x_p = 2.000 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 3.000 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 0.000^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$s = 20.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$= 35.00^\circ$
壁面摩擦角	$= 0.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

すべり角( )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 ( $^\circ$ )	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	
61.00	49.888	0.000	0.000	49.888	24.332
62.00	47.854	0.000	0.000	47.854	24.383
63.00	45.857	0.000	0.000	45.857	24.383

土圧力が最大となるのは、

$$= 62.00^\circ \text{ のとき } P = 24.383 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{47.854 \times \sin(62.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(62.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 24.383 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 24.383 \times \cos( 0.000^\circ + 0.000^\circ ) = 24.383 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 24.383 \times \sin( 0.000^\circ + 0.000^\circ ) = 0.000 \text{ kN}$$

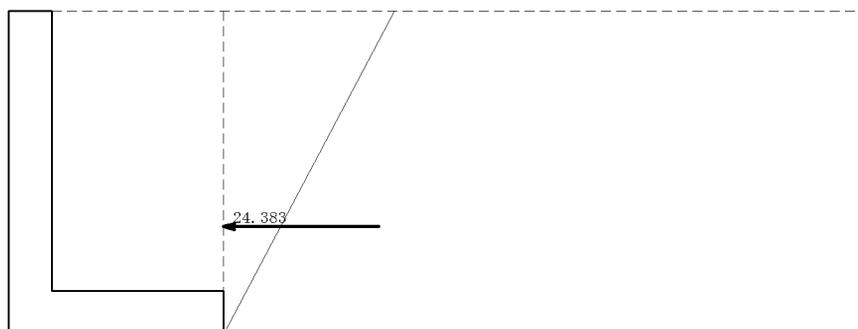
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.000}{3} = 1.000 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = 2.000 - 1.000 \times \tan 0.000^\circ = 2.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.000 = 1.000 \text{ m}$$

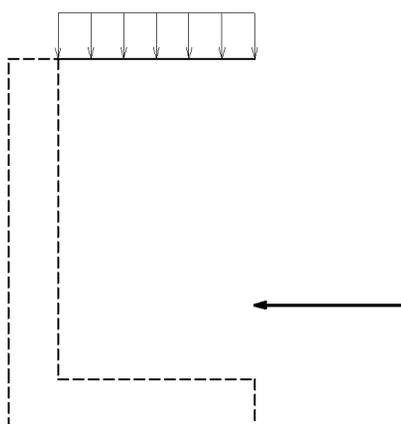
・土圧図



2.5 作用力の集計

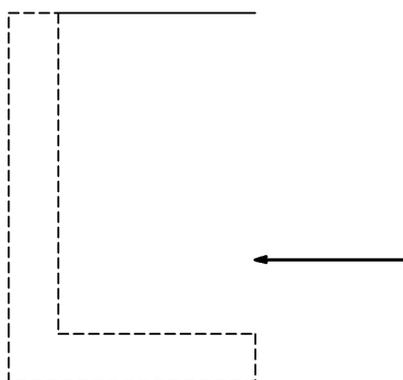
(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]常時1



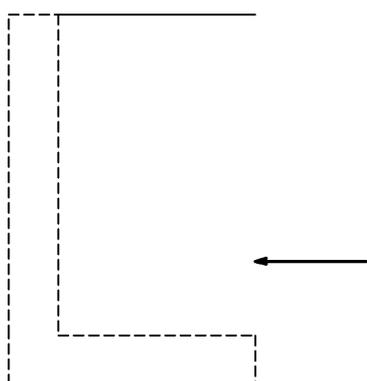
項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自重	128.280	0.000	0.971	0.000	124.536	0.000
載荷、雪	16.000	0.000	1.200	0.000	19.200	0.000
土圧	0.000	32.510	2.000	1.000	0.000	32.510
合計	144.280	32.510	———	———	143.736	32.510

[2]常時2



項目	鉛直力 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	128.280	0.000	0.971	0.000	124.536	0.000
土圧	0.000	32.510	2.000	1.000	0.000	32.510
合計	128.280	32.510	—————	—————	124.536	32.510

[3]地震時



項目	鉛直力 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	128.280	19.242	0.971	1.471	124.536	28.301
土圧	0.000	24.383	2.000	1.000	0.000	24.383
合計	128.280	43.625	—————	—————	124.536	52.684

荷重状態(水位)	$N_o$ (kN)	$H_o$ (kN)	$M_o$ (kN.m)
常時1	144.280	32.510	111.226
常時2	128.280	32.510	92.026
地震時	128.280	43.625	71.852

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 :  $N_c = N_o$  (kN)

水平力 :  $H_c = H_o$  (kN)

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

ここに、

フーチング土圧方向幅 :  $B_j = 2.000$  (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時1	144.280	32.510	33.054
常時2	128.280	32.510	36.254
地震時	128.280	43.625	56.428

全幅(10.000m)当り

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時1	1442.800	325.100	330.540
常時2	1282.800	325.100	362.540
地震時	1282.800	436.250	564.284

## 2.6 安定計算結果

### 2.6.1 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)

Mr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

Mt : 底版つま先回りの転倒モーメント(kN.m)

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 = 2.000

$$e_a = B / n$$

ここに、

e<sub>a</sub> : 許容偏心距離(m)

n : 安全率

荷重状態(水位)	Mr (kN.m)	Mt (kN.m)	V (kN)	d (m)	e (m)	e <sub>a</sub> (m)
常時2	124.536	32.510	128.280	0.717	0.283	0.333

### 2.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_b \cdot B}{\Sigma H}$$

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

H : 底版下面における全水平荷重(kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, μ = 0.600

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

B : 底版幅(m), B = 2.000

荷重状態(水位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	安全率 F <sub>s</sub>	必要安全率 F <sub>sa</sub>
地震時	128.280	43.625	1.764	1.200

### 2.6.3 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

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

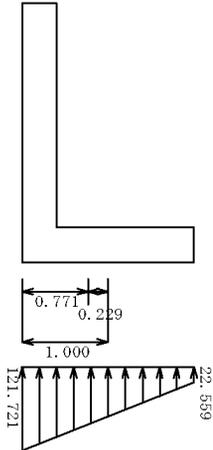
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 2.000

e : 偏心量(m)

[1]常時1



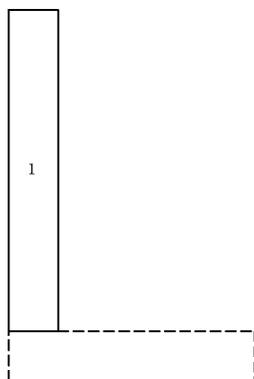
地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
2.000	台形	22.559	121.721	300.000

### 3章 豎壁の設計

#### 3.1 豎壁基部の設計

##### 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	0.400 × 2.600 × 1.000	1.040	0.200	1.300	0.208	1.352	
		1.040	—	—	0.208	1.352	

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.208 / 1.040 = 0.200 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.352 / 1.040 = 1.300 \text{ (m)} \end{aligned}$$

##### 3.1.2 躯体自重，その他荷重

###### (1) 躯体自重

###### [1] 常時1

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 1.040 = 25.480$	0.000

##### 3.1.3 土圧・水圧

###### [1] 常時1

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）

$$\begin{aligned} x_p &= 0.200 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ

$$H = 2.600 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$= 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$s = 20.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$= 35.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$= 2/3 = 23.333^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$$

すべり角( )に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 (°)	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	
58.00	42.241	0.000	16.247	58.488	22.853
59.00	40.618	0.000	15.622	56.240	22.876
60.00	39.029	0.000	15.011	54.040	22.848

土圧力が最大となるのは、

$$= 59.00^\circ \text{ のとき } P = 22.876 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{56.240 \times \sin(59.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(59.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 22.876 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 22.876 \times \cos( 0.000^\circ + 23.333^\circ ) = 21.005 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 22.876 \times \sin( 0.000^\circ + 23.333^\circ ) = 9.061 \text{ kN}$$

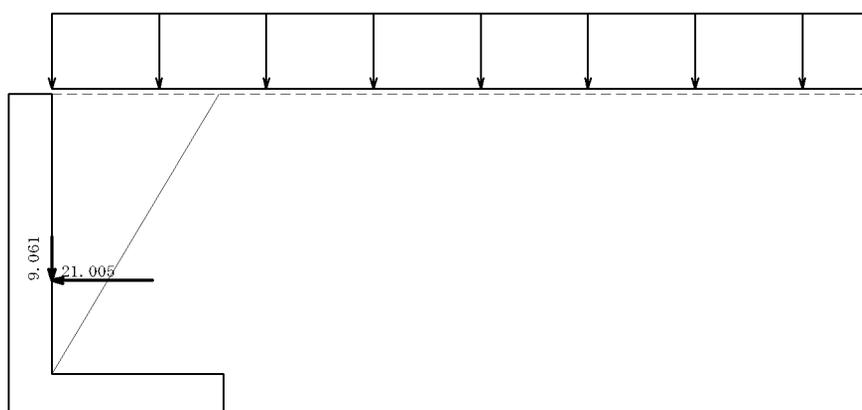
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{2.600}{3} = 0.867 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 0.867 \times \tan 0.000^\circ - 0.200 = -0.200 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.867 = 0.867 \text{ m}$$

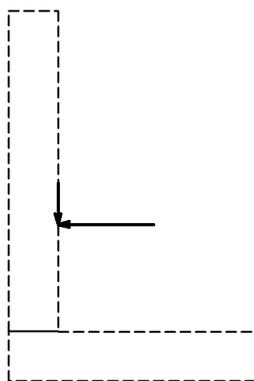
・土圧図



### 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1

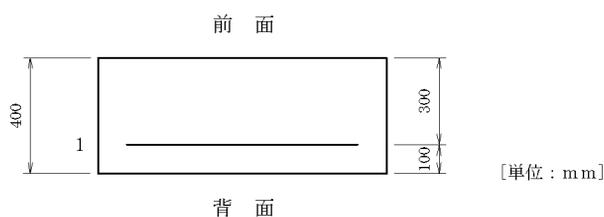


項目	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M = M <sub>x,i</sub> +M <sub>y,i</sub> (kN.m)
自重	25.480	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	9.061	21.005	-0.200	0.867	18.211
合計	0.000	21.005	—	—	18.211

X<sub>i</sub> は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、Y<sub>i</sub> 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



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	D13	4.00	5.068
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.039 (cm<sup>2</sup>)

(2)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 = 400.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- As : 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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- s : 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)	N (kN)	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1	18.211	0.000	6.035	2.156	8.000	128.396	160.000

(3)せん断応力度の照査

$$\tau_u = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

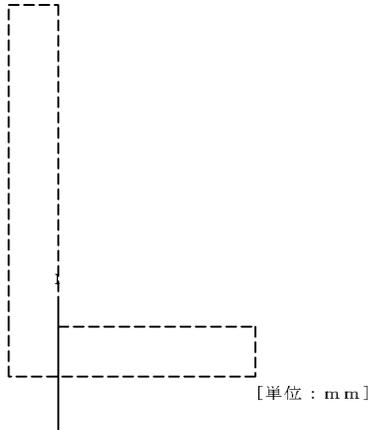
- $\tau_m$  : コンクリートのせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- S<sub>h</sub> : 作用せん断力(N)
- d : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)

荷重状態(水位)	せん断力 S <sub>h</sub> (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )		
			計算値	許容値 <sub>a1</sub>	許容値 <sub>a2</sub>
常時1	21.005	30.000	0.070	0.390	1.700

## 4章 かかと版の設計

### 4.1 照査位置[1]の設計

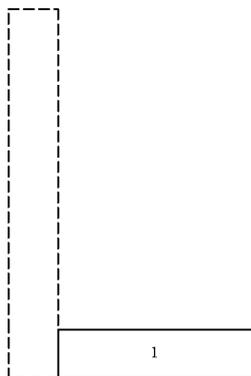
付け根からの距離 = 0.000 m



#### 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



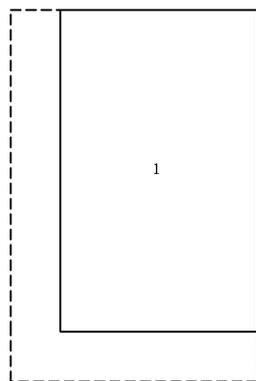
2) 自重・重心

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	$1.600 \times 0.400 \times 1.000$	0.640	0.800	0.512	
		0.640	—	0.512	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.512 / 0.640 = 0.800 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

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 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.600 × 2.600 × 1.000	4.160	0.800	3.328	
		4.160	—	3.328	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 3.328 / 4.160 = 0.800 (m)

4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時1

位置	鉛直力 W = V · V (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.640 = 15.680	0.800

(2)土砂重量，浮力

[1]常時1

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m³)	重心位置 X (m)	体積 VI (m³)	重心位置 XI (m)
土砂(背面)	4.160	0.800	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	4.160	0.800

水位より上の体積

Vu = V - VI

水位より上の重心位置

Xu = ( V・X - VI・XI ) / Vu

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$4.160 \times 20.000 = 83.200$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位 置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	83.200	0.800

(3)自重集計

[1]常時1

	重 量 $N_i$ (kN)	作用位置 $X_i$ (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
軀 体	15.680	0.800	12.544
背面土砂	83.200	0.800	66.560
合 計	98.880	—	79.104

4.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時1



番号	$q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.600	16.000	0.800

#### 4.1.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

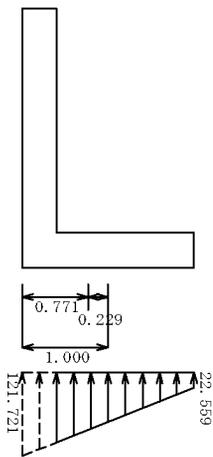
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 1.600 (m)

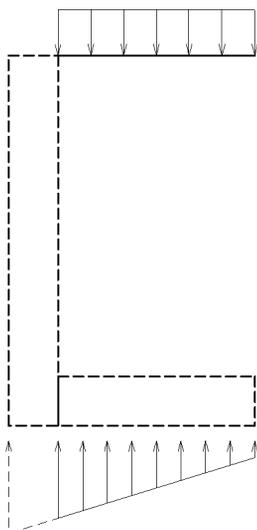
[1]常時1



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
22.559	101.889	99.558	0.630

#### 4.1.5 断面力の集計

[1]常時1



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	98.880	0.800	79.104

項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN.m)
載荷、雪	16.000	0.800	12.800
地盤反力	-99.558	0.630	-62.723
合計	15.322	—————	29.181

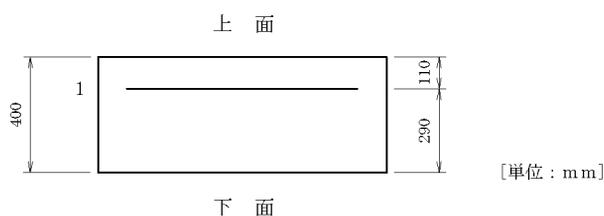
縦壁基部の断面力 M1 = 18.211 kN.m

かかと版付け根の断面力 M3 = 29.181 kN.m

M3 > M1 となったので、付け根の断面力として M1 を適用します。

#### 4.1.6 断面計算（許容応力度法）

##### (1) 鉄筋配置



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	11.0	D13	1.267	4.00	5.068
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.187 (cm<sup>2</sup>)

##### (2) 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

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

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

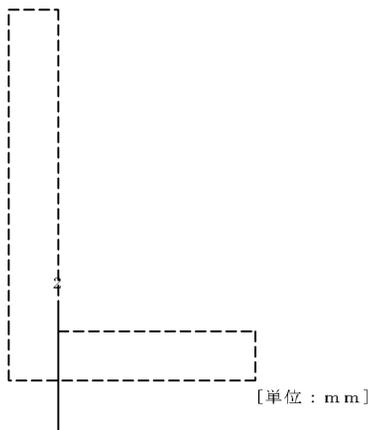
ここに、

- 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 = 400.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- As : 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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- s : 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1	18.211	5.923	2.275	8.000	132.966	160.000

## 4.2 照査位置[2]の設計

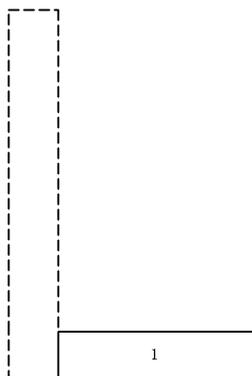
付け根からの距離 = 0.000 m



### 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



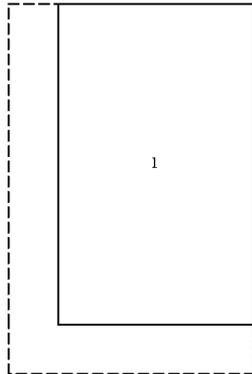
2)自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.600 × 0.400 × 1.000	0.640	0.800	0.512	
		0.640	—	0.512	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 0.512 / 0.640 = 0.800 (m)

(2)背面土砂

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 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.600 × 2.600 × 1.000	4.160	0.800	3.328	
		4.160	—	3.328	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 3.328 / 4.160 = 0.800 (m)

4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時1、地震時

位置	鉛直力 W = V · V (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.640 = 15.680	0.800

(2)土砂重量，浮力

[1]常時1、地震時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m³)	重心位置 X (m)	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)
土砂(背面)	4.160	0.800	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 $V_u$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_u$ (m)
土砂(背面)	4.160	0.800

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$4.160 \times 20.000 = 83.200$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位 置	重量 $W$ $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 $X$ $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	83.200	0.800

### (3)自重集計

[1]地震時

	重 量 $N_i$ (kN)	作用位置 $X_i$ (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
軀 体	15.680	0.800	12.544
背面土砂	83.200	0.800	66.560
合 計	98.880	—	79.104

#### 4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

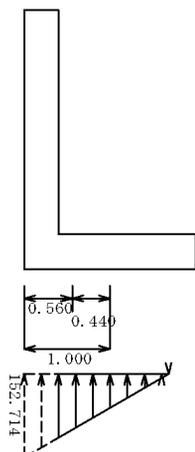
ここに、

$q_1$  : かかと版前面位置の地盤反力度

$q_2$  : かかと版設計位置の地盤反力度

$L$  : 地盤反力作用幅  $L = 1.600$  (m)

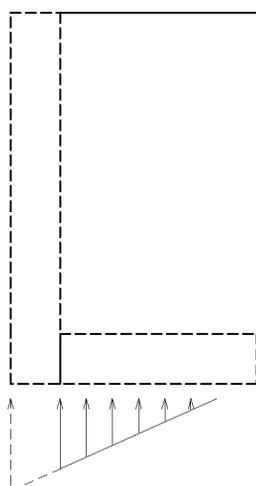
[1]地震時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	116.354	74.466	0.427

4.2.4 断面力の集計

[1]地震時



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	98.880	0.800	79.104
地盤反力	-74.466	0.427	-31.772
合計	24.414	———	47.332

4.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ<sub>m</sub> : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- S<sub>h</sub> : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ<sub>a1</sub> : 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>)

荷重状態 (水 位)	せん断力 $S_v$ (kN)	有効高 $d$ (mm)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値 $\sigma_t$
地震時	24.414	290.000	0.084	0.585