

# 擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO6

「土木構造物標準設計第2巻 擁壁類」  
「重力式擁壁」 03-RG-23-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	3
1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ	3
1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	3
1.11.1 安定計算の許容値	3
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	5
2.3 土圧・水圧	5
2.4 作用力の集計	7
2.5 安定計算結果	8
2.5.1 転倒に対する安定	8
2.5.2 滑動に対する安定	8
2.5.3 支持に対する照査	9
3章 豎壁の設計	10
3.1 豎壁基部の設計	10
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	10
3.1.2 躯体自重，その他荷重	10
3.1.3 土圧・水圧	10
3.1.4 断面力の集計	12
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	12

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名：MANUCHO6.f8r (コメント：標準設計 重力式 RG-23-GW121-H12 )

タイトル：重力式 サンプルデータ

コメント：標準設計 重力式 RG-23-GW121-H12

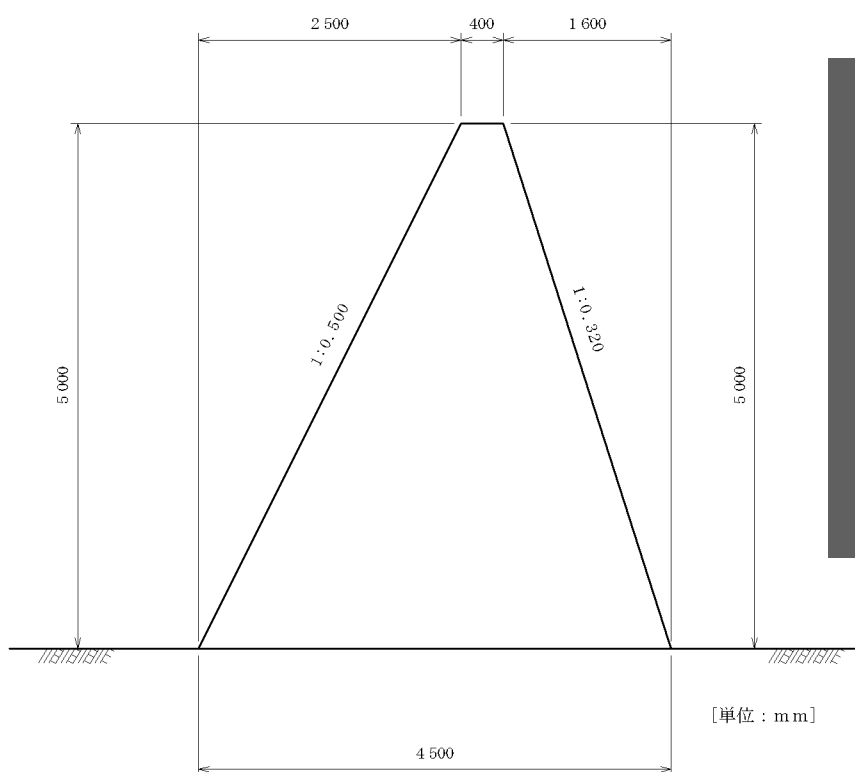
## 1.2 適用基準

(社)全日本建設技術協会、土木構造物標準設計 第2巻 解説書(擁壁類) 平成12年9月

## 1.3 形式

『重力式(直接基礎)』

## 1.4 形状寸法



奥行方向幅(ブロック長) B = 10000(mm)

## 1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁(無筋コンクリート) :  $c_k = 18$  (N/mm<sup>2</sup>)

【内部摩擦角】 背面土砂 : 25.00 (度)

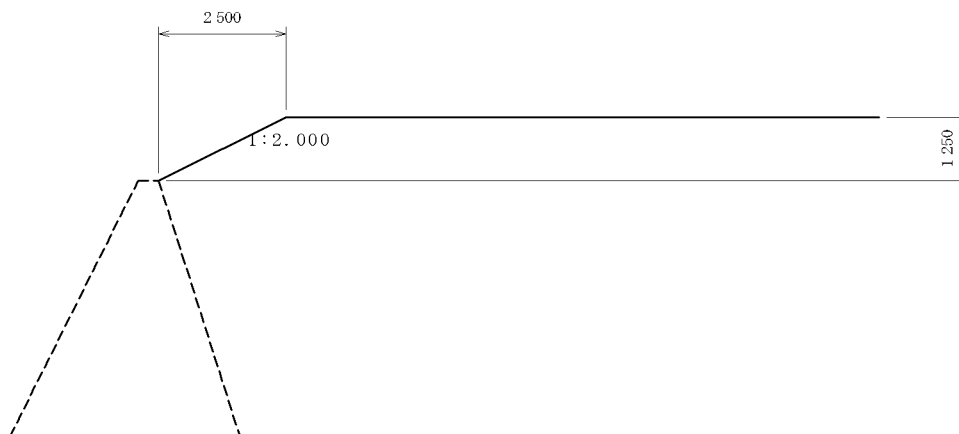
【単位体積重量】

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

軀体	無筋コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	18.000	19.000
	前面	20.000	21.000

1.6 土砂

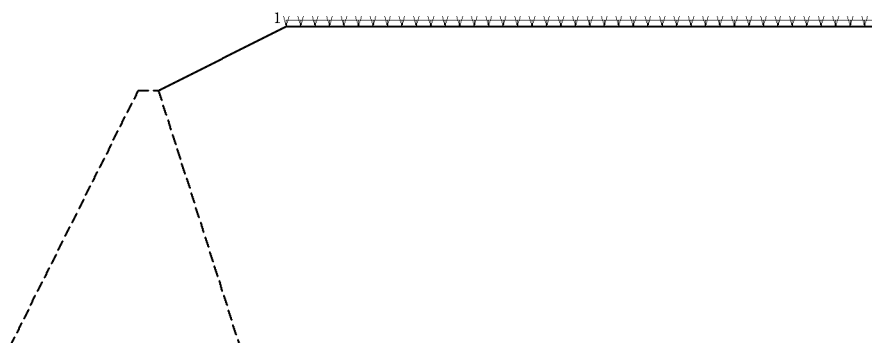
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		2.000
盛土高	(m)	1.250
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	2.500		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	16.667	16.667	—	—

- ・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面
- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 17.745 (度)
- ・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 17.745 (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

## 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 $\tan \delta$	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 状 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	200.000

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)無筋コンクリート部材

1) 縦壁

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

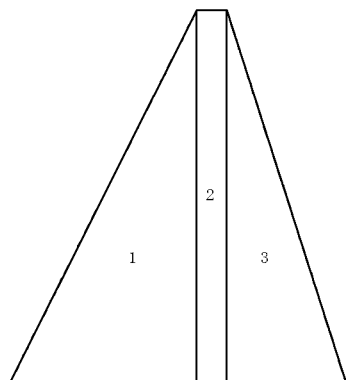
荷 重 状 態	割 増 係 数	コンクリート の 圧 縮 応 力 度 <small>ca</small>	コンクリート の 引 張 応 力 度 <small>ta</small>	せん断 応 力 度 <small>a1</small>
常時1	1.00	4.500	0.230	0.330

## 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 × 2.500 × 5.000 × 1.000	6.250	1.667	1.667	10.417	10.417	
2	0.400 × 5.000 × 1.000	2.000	2.700	2.500	5.400	5.000	
3	1/2 × 1.600 × 5.000 × 1.000	4.000	3.433	1.667	13.733	6.667	
		12.250	—	—	29.550	22.084	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 29.550 / 12.250 = 2.412 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 22.084 / 12.250 = 1.803 \text{ (m)}$$

### 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

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	23.000 × 12.250 = 281.750	2.412

### 2.3 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（つま先からの距離）  $x_p = 4.500 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 5.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度  $= 17.745^\circ$

背面土砂の単位体積重量  $s = 18.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角  $= 25.00^\circ$

壁面摩擦角  $= 2/3 = 16.667^\circ$

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	
53.00	344.796	0.000	38.097	382.893	180.889
54.00	335.300	0.000	36.409	371.709	181.015
55.00	326.042	0.000	34.763	360.805	180.939

土圧力が最大となるのは、

$$= 54.00^\circ \text{ のとき } P = 181.015 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{371.709 \times \sin(54.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(54.00^\circ - 25.00^\circ - 17.745^\circ - 16.667^\circ)}$$

$$= 181.015 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 181.015 \times \cos(17.745^\circ + 16.667^\circ) = 149.338 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 181.015 \times \sin(17.745^\circ + 16.667^\circ) = 102.297 \text{ kN}$$

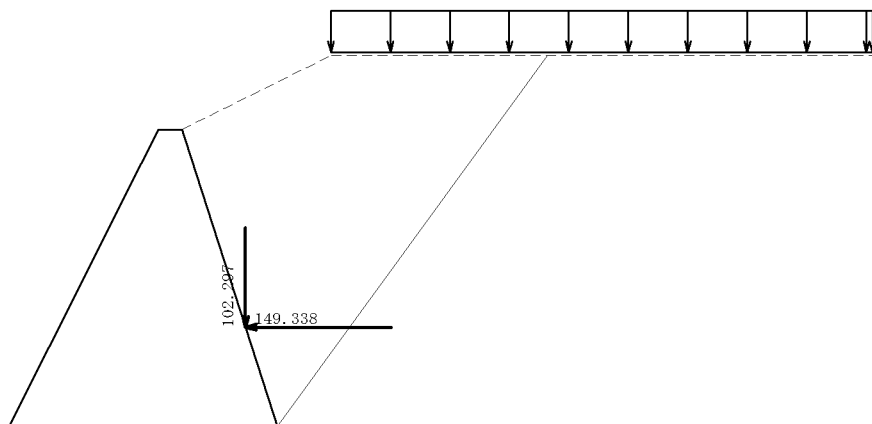
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.000}{3} = 1.667 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan = 4.500 - 1.667 \times \tan 17.745^\circ = 3.967 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.667 = 1.667 \text{ m}$$

・土圧図

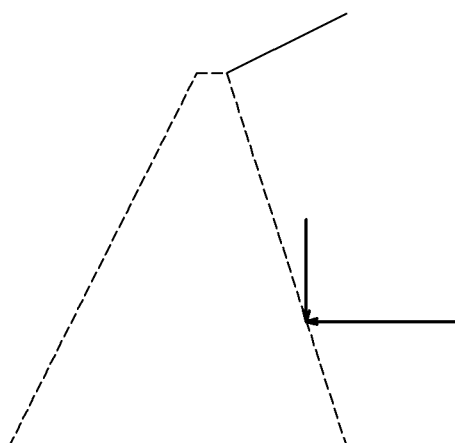




## 2.4 作用力の集計

### (1) 躯体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	281.750	0.000	2.412	0.000	679.652	0.000
土圧	102.297	149.338	3.967	1.667	405.812	248.946
合計	384.047	149.338	————	————	1085.464	248.946

荷重状態(水位)	N <sub>o</sub> (kN)	H <sub>o</sub> (kN)	M <sub>o</sub> (kN.m)
常時1	384.047	149.338	836.517

### (2) 躯体中心での作用力の集計

鉛直力 : N<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> (kN)  
 水平力 : H<sub>c</sub> = H<sub>o</sub> (kN)  
 回転モーメント : M<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> · B<sub>j</sub> / 2.0 - M<sub>o</sub> (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 : B<sub>j</sub> = 4.500 (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
常時1	384.047	149.338	27.588

全幅(10.000m)当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
常時1	3840.470	1493.380	275.883

## 2.5 安定計算結果

### 2.5.1 転倒に対する安定

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

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 = 4.500

$$e_a = B / n$$

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1	1085.464	248.946	384.047	2.178	0.072	0.750

### 2.5.2 滑動に対する安定

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

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' : 有効載荷幅(m), B' = B - 2e

B : 底版幅(m), B = 4.500

e : 偏心量(m)

荷重状態(水位)	偏心量 e(m)	有効載荷幅 B'(m)
常時1	0.072	4.356

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>
常時1	384.047	149.338	1.543	1.500

### 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

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

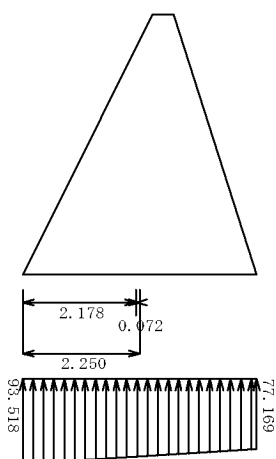
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 4.500

e : 偏心量 (m)

[1]常時1



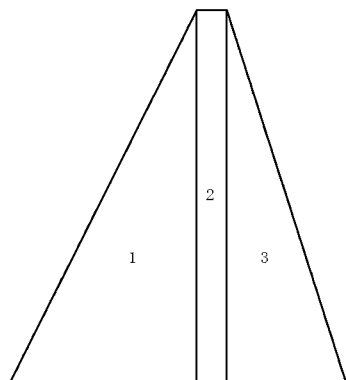
地盤反力の作用幅 (m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
4.500	台形	77.169	93.518	200.000

### 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	1/2 × 2.500 × 5.000 × 1.000	6.250	1.667	1.667	10.419	10.419	
2	0.400 × 5.000 × 1.000	2.000	2.700	2.500	5.400	5.000	
3	1/2 × 1.600 × 5.000 × 1.000	4.000	3.433	1.667	13.732	6.668	
		12.250	—	—	29.551	22.087	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 29.551 / 12.250 = 2.412 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 22.087 / 12.250 = 1.803 \text{ (m)}$$

##### 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(無筋)	23.000 × 12.250 = 281.750	-0.162

##### 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)    xp = 2.250 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ    H = 5.000 m

仮想背面が鉛直面となす角度    = 17.745 °

背面土砂の単位体積重量    s = 18.000 kN/m³

背面土砂の内部摩擦角    = 25.000 °

壁面摩擦角    = 2/3 = 16.667 °

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  $h_w = 0.000$  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	
53.00	344.796	0.000	38.097	382.893	180.889
54.00	335.300	0.000	36.409	371.709	181.015
55.00	326.042	0.000	34.763	360.805	180.939

土圧力が最大となるのは、

$$= 54.00^\circ \text{ のとき } P = 181.015 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{371.709 \times \sin(54.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(54.00^\circ - 25.00^\circ - 17.745^\circ - 16.667^\circ)} \\
 &= 181.015 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 181.015 \times \cos(17.745^\circ + 16.667^\circ) = 149.338 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 181.015 \times \sin(17.745^\circ + 16.667^\circ) = 102.297 \text{ kN}$$

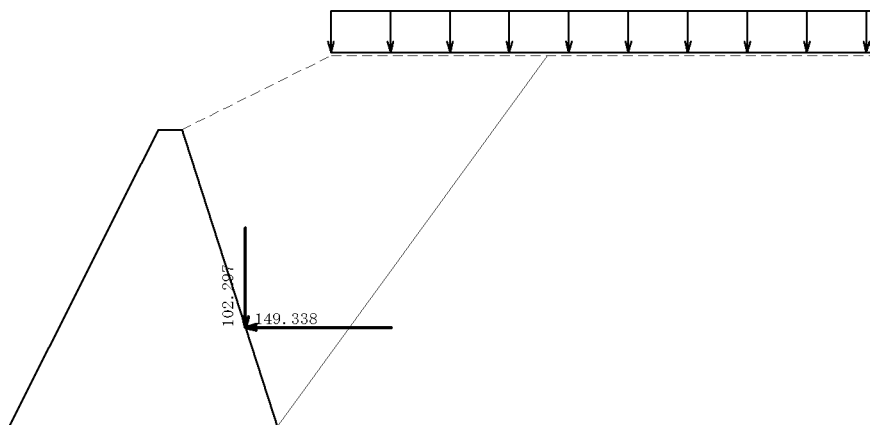
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.000}{3} = 1.667 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 1.667 \times \tan 17.745^\circ - 2.250 = -1.717 \text{ m}$$

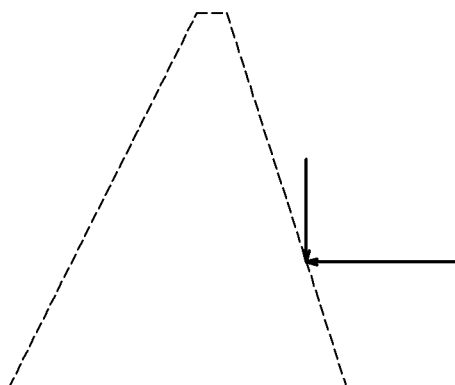
$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.667 = 1.667 \text{ m}$$

・土圧図



### 3.1.4 断面力の集計

[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<sub>i</sub></sub> +M <sub>y<sub>i</sub></sub> (kN.m)
自重	281.750	0.000	-0.162	0.000	-45.728
土圧	102.297	149.338	-1.717	1.667	73.303
合計	384.047	149.338	—————	—————	27.574

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) 曲げ応力度の照査

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

c : コンクリート断面の縁応力度(N/mm<sup>2</sup>)

N : 軸方向力(N)

A : コンクリートの全断面積(mm<sup>2</sup>) , A = 4500000.000

M : 曲げモーメント(N.mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm<sup>3</sup>) , W = 3375000.0 × 10<sup>3</sup>

荷重状態（水位）	M (kN.m)	N (kN)	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	27.574	384.047	0.094	4.500	—————	0.230

引張応力度が「-」の場合は、全断面圧縮状態による。

(2)せん断応力度の照査

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

ここに、

- $\tau_u$  : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力(N)
- $d$  : 部材の有効高(mm) ,  $d = 4500.000$
- $b$  : 部材断面幅(mm)
- $\tau_{a1}$  : 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>)

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

ここに、

- $CN$  : 軸方向圧縮力による補正係数
- $M_o$  : 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(N.mm)

荷重状態(水位)	せん断力 $S_h$ (kN)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )		補正係数 CN
		計算値	許容値 $\tau_{a1}$	
常時1	149.338	0.033	0.660	2.000