

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO7

「土地改良事業標準設計図面集 擁壁工」
利用の手引き「ブロック積」の設計計算例

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
4章 つま先版の設計	14
4.1 照査位置[1]の設計	14
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	14
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	15
4.1.3 地盤反力	15
4.1.4 断面力の集計	16
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	16
4.2 照査位置[2]の設計	17
4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	17
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	17
4.2.3 地盤反力	18
4.2.4 断面力の集計	18
4.2.5 断面計算（許容応力度法）	19

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUCHO7.f8r (コメント：標準設計 もたれ式 RL-1-H3000-H12)

タイトル：もたれ式-A サンプルデータ

コメント：標準設計 もたれ式 RL-1-H3000-H12

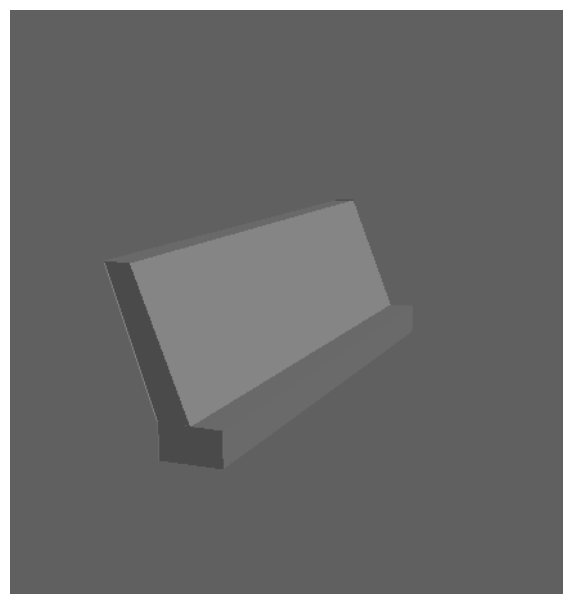
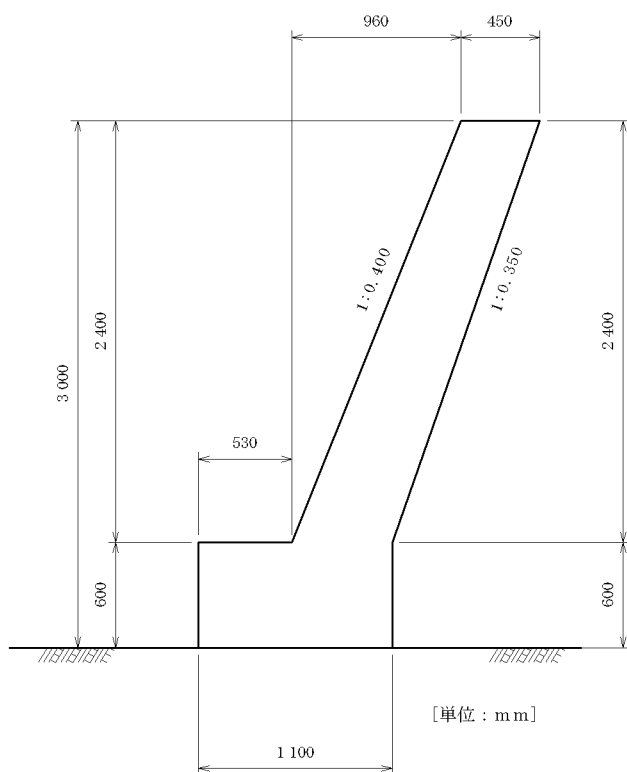
1.2 適用基準

(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

『もたれ式 - A (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) : $ck = 18$ (N/mm²)
底版(無筋コンクリート) : $ck = 18$ (N/mm²)

【内部摩擦角】 背面土砂 : 35.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	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	20.000	21.000
	前面	20.000	21.000

1.6 土砂

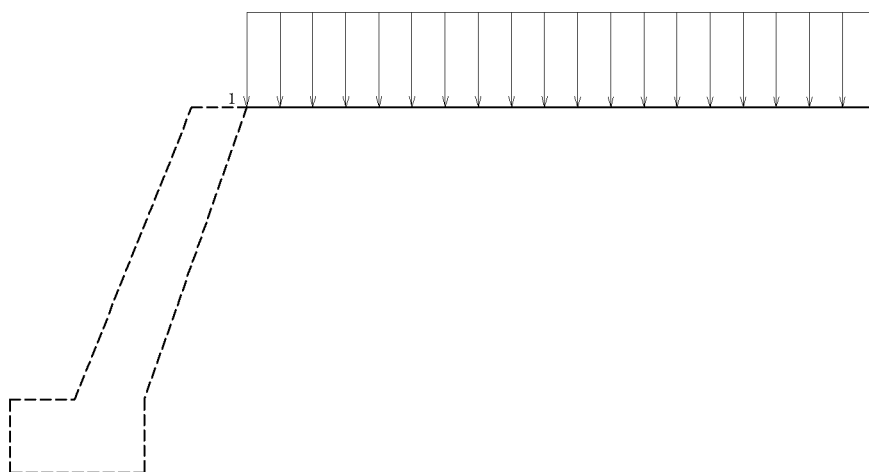
(1)背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底版
1	0.000		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 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常 時	23.333	23.333	—	—

- ・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 -19.290 (度)
- ・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -19.290 (度)

- ・粘着力(kN/m²)

荷 重 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 ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta$	0.700

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 ²)
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、底版

(N/mm²)

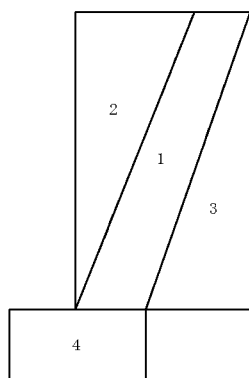
荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	コンクリートの引張応力度 ta	せん断応力度 at
常時1	1.00	4.500	0.230	0.330

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	1.410 × 2.400 × 1.000	3.384	1.235	1.800	4.179	6.091	
2	-1/2 × 0.960 × 2.400 × 1.000	-1.152	0.850	2.200	-0.979	-2.534	
3	-1/2 × 0.840 × 2.400 × 1.000	-1.008	1.660	1.400	-1.673	-1.411	
4	1.100 × 0.600 × 1.000	0.660	0.550	0.300	0.363	0.198	
		1.884	——	——	1.890	2.344	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.890 / 1.884 = 1.003 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 2.344 / 1.884 = 1.244 \text{ (m)}$$

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 × 1.884 = 43.332	1.003

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） $x_p = 0.890 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

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 $= -19.290^\circ$

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 $= 2/3 = 23.333^\circ$

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 $h_w = 0.000$ 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	
50.00	44.019	0.000	14.673	58.692	15.473
51.00	41.381	0.000	13.794	55.175	15.546
52.00	38.816	0.000	12.939	51.755	15.527

土圧力が最大となるのは、

$$= 51.00^\circ \text{ のとき } P = 15.546 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{55.175 \times \sin(51.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(51.00^\circ - 35.00^\circ - 19.290^\circ - 23.333^\circ)} \\
 &= 15.546 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 15.546 \times \cos(-19.290^\circ + 23.333^\circ) = 15.507 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 15.546 \times \sin(-19.290^\circ + 23.333^\circ) = 1.096 \text{ kN}$$

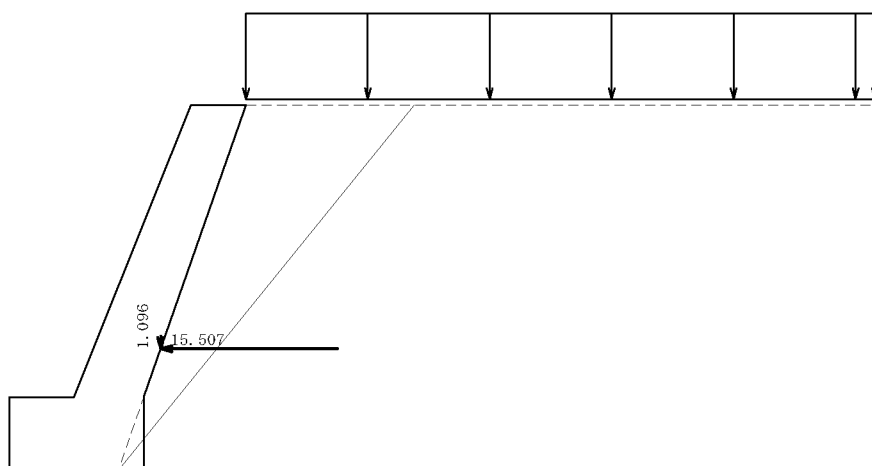
作用位置

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

$$x = x_p - H_o \cdot \tan = 0.890 - 1.000 \times \tan -19.290^\circ = 1.240 \text{ m}$$

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

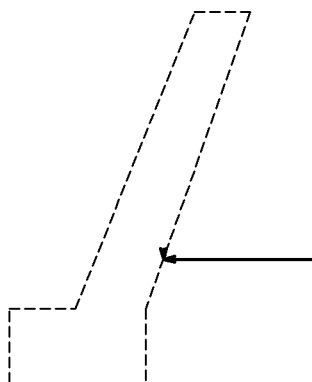
・土圧図



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1



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	43.332	0.000	1.003	0.000	43.464	0.000
土圧	1.096	15.507	1.240	1.000	1.359	15.507
合計	44.428	15.507	—	—	44.824	15.507

荷重状態(水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時1	44.428	15.507	29.317

(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 : $B_j = 1.100$ (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	44.428	15.507	-4.881

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	444.280	155.070	-48.811

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 = 1.100

$$e_a = B / n$$

ここに、

e_a : 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 _a (m)
常時1	44.824	15.507	44.428	0.660	0.110	0.183

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 = 0.700

C_b : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), C_b = 0.000

B' : 有効載荷幅(m), B' = B - 2e

B : 底版幅(m), B = 1.100

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	-0.110	0.880

荷重状態(水位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}
常時1	44.428	15.507	2.006	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

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

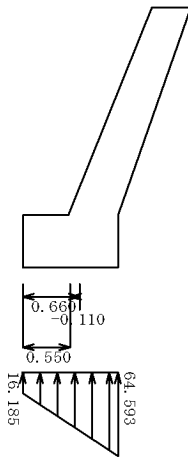
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 1.100

e : 偏心量 (m)

[1]常時1



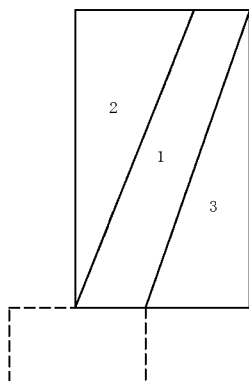
地盤反力の作用幅 (m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
1.100	台形	16.185	64.593	200.000

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	1.410 × 2.400 × 1.000	3.384	0.705	1.200	2.386	4.061	
2	-1/2 × 0.960 × 2.400 × 1.000	-1.152	0.320	1.600	-0.369	-1.843	
3	-1/2 × 0.840 × 2.400 × 1.000	-1.008	1.130	0.800	-1.139	-0.806	
		1.224	—	—	0.878	1.411	

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.878 / 1.224 = 0.717 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.411 / 1.224 = 1.153 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.1.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時1

位置	W = $\rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	23.000 × 1.224 = 28.152	-0.432

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) $x_p = 0.285 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 2.400 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= -19.290^\circ$

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 $h_w = 0.000 \text{ m}$

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	
50.00	28.172	0.000	11.738	39.910	10.521
51.00	26.484	0.000	11.035	37.519	10.571
52.00	24.842	0.000	10.351	35.193	10.558

土圧力が最大となるのは、

$$= 51.00^\circ \text{ のとき } P = 10.571 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{37.519 \times \sin(51.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(51.00^\circ - 35.00^\circ - 19.290^\circ - 23.333^\circ)} \\
 &= 10.571 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 10.571 \times \cos(-19.290^\circ + 23.333^\circ) = 10.545 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 10.571 \times \sin(-19.290^\circ + 23.333^\circ) = 0.745 \text{ kN}$$

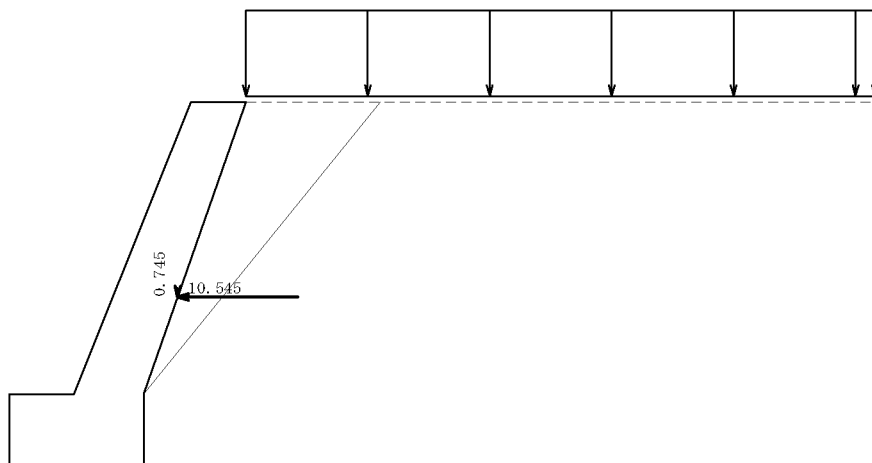
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{2.400}{3} = 0.800 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 0.800 \times \tan - 19.290^\circ - 0.285 = -0.565 \text{ m}$$

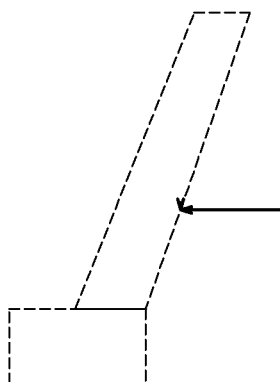
$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.800 = 0.800 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

[1]常時1



項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{xi} +M _{yi} (kN.m)
自重	28.152	0.000	-0.432	0.000	-12.173
土圧	0.745	10.545	-0.565	0.800	8.015
合計	28.897	10.545	—————	—————	-4.158

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) 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/mm²)

N：軸方向力(N)

A：コンクリートの全断面積(mm²)，A = 570000.000

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(mm³)，W = 54150.0 × 10³

荷重状態（水位）	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1	-4.158	28.897	0.127	4.500	0.026	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、

- τ_u : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm) , $d = 570.000$
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{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/mm²)

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

ここに、

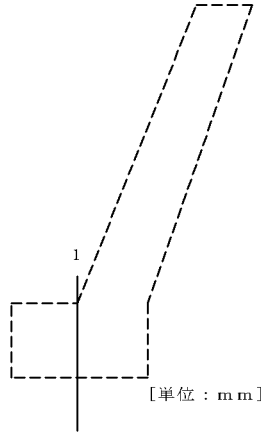
- CN : 軸方向圧縮力による補正係数
- M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント(N.mm)

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数 CN
		計算値	許容値 τ_{a1}	
常時1	10.545	0.019	0.548	1.660

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

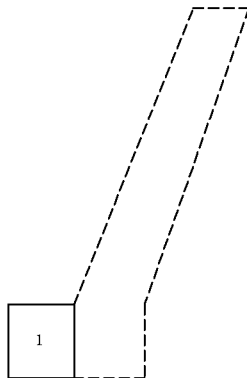
付け根からの距離 = 0.000 m



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	$0.530 \times 0.600 \times 1.000$	0.318	0.265	0.084	
		0.318	—	0.084	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.084 / 0.318 = 0.265 \text{ (m)}$$

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 $W = \text{ } \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 0.318 = 7.314$	0.265

4.1.3 地盤反力

鉛直力

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

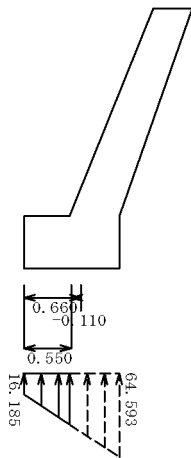
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

- q1 : つま先版前面位置の地盤反力度
- q2 : つま先版設計位置の地盤反力度
- L : 地盤反力作用幅 L = 0.530 (m)

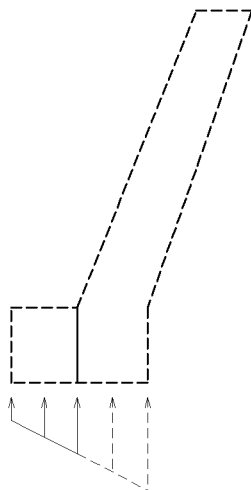
[1]常時1



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
16.185	39.509	-14.759	0.228

4.1.4 断面力の集計

[1]常時1



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-7.314	0.265	-1.938
地盤反力	14.759	0.228	3.365
合計	7.445	—	1.427

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 曲げ応力度の照査

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

ここに、

c : コンクリート断面の縁応力度(N/mm²)

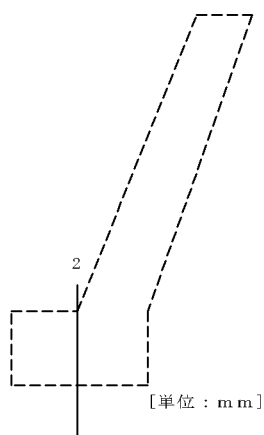
M : 曲げモーメント(N.mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm³), $W = 60000.0 \times 10^3$

荷重状態（水位）	M (kN.m)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
		計算値	許容値	計算値	許容値
常時1	1.427	0.024	4.500	0.024	0.230

4.2 照査位置[2]の設計

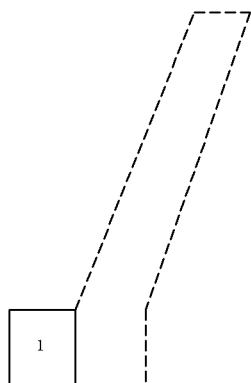
付け根からの距離 = 0.000 m



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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.530 \times 0.600 \times 1.000$	0.318	0.265	0.084	
		0.318	—	0.084	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.084 / 0.318 = 0.265 \text{ (m)}$$

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

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 0.318 = 7.314$	0.265

4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

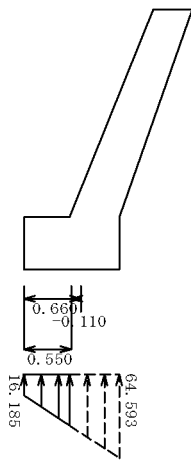
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 0.530 (m)

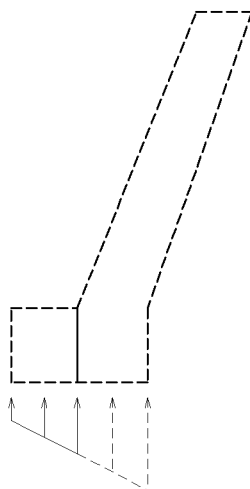
[1]常時1



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
16.185	39.509	-14.759	0.228

4.2.4 断面力の集計

[1]常時1



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN.m)
自重	-7.314	0.265	-1.938
地盤反力	14.759	0.228	3.365
合計	7.445	———	1.427

4.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_n : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm) , $d = 600.000$
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{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/mm²)

荷重状態（水位）	せん断力 S_h (kN)	せん断応力度(N/mm ²)	
		計算値	許容値 τ_{a1}
常時1	7.445	0.012	0.330