

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUDAN1

「 逆 T 式擁壁 」 の
段差フーチングの設計計算例

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 浮力	3
1.10 土圧	3
1.11 水圧	3
1.12 基礎の条件	4
1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.12.2 鉛直支持力算出用データ	4
1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.13.1 安定計算の許容値	4
1.13.2 部材の許容応力度	5
2章 安定計算	6
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	6
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	7
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	10
2.6 安定計算結果	11
2.6.1 転倒に対する安定	11
2.6.2 滑動に対する安定	11
2.6.3 支持に対する照査	12
2.6.4 鉛直支持力の照査	13
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 つま先版の設計	21
4.1 照査位置[1]の設計	21
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	21
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	22
4.1.3 地盤反力	22
4.1.4 断面力の集計	23
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	23
4.2 照査位置[2]の設計	24
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	25
4.2.3 地盤反力	25
4.2.4 断面力の集計	26
4.2.5 断面計算（許容応力度法）	27

5章 かかと版の設計	28
5.1 照査位置[1]の設計	28
5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	28
5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	29
5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	30
5.1.4 地盤反力	31
5.1.5 断面力の集計	31
5.1.6 断面計算（許容応力度法）	32
5.2 照査位置[2]の設計	33
5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	33
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	34
5.2.3 土圧	35
5.2.4 地盤反力	37
5.2.5 断面力の集計	38
5.2.6 断面計算（許容応力度法）	39

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUDAN1.f8r (コメント：段差フーチング設計例)

タイトル：逆T型-A サンプルデータ

コメント：段差フーチングの設計例

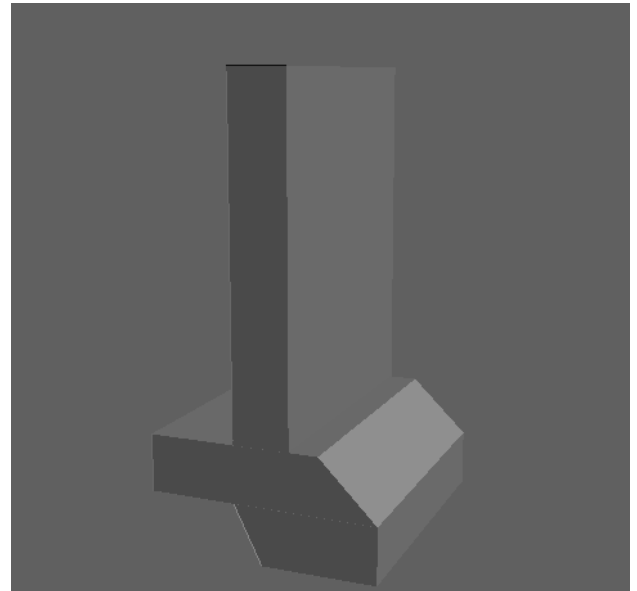
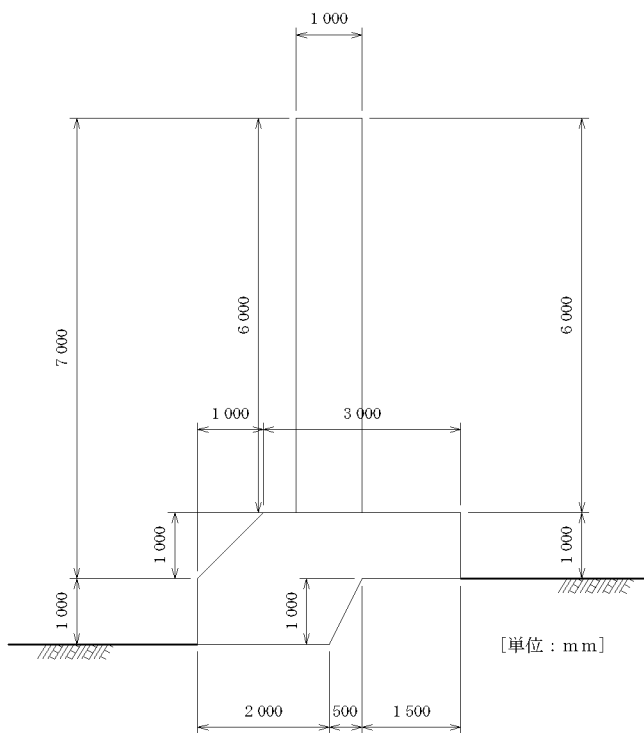
1.2 適用基準

東・中・西日本高速道路、設計要領 第2集 - 擁壁編・カルバート編 - 平成18年4月

1.3 形式

『逆T型 - A (段差フーチング)』

1.4 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 5000(mm)

1.5 使用材料

【コンクリート】	縦壁 (鉄筋コンクリート) :	ck =	24	(N/mm ²)
	底版 (鉄筋コンクリート) :	ck =	24	(N/mm ²)

【鉄筋】	種類 :	SD345
------	------	-------

【内部摩擦角】	背面土砂 :	35.00 (度)
---------	--------	-----------

【単位体積重量】

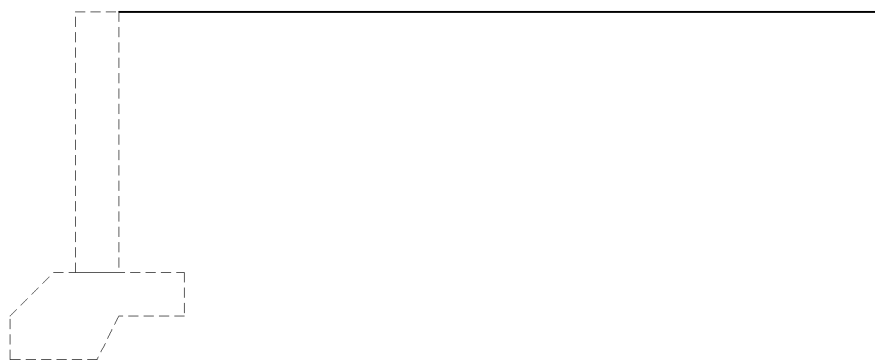
(kN/m³)

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 = 0.12
 土砂(前面) : Kh = 0.12
 (背面) : Kh = 0.12

1.6 土砂

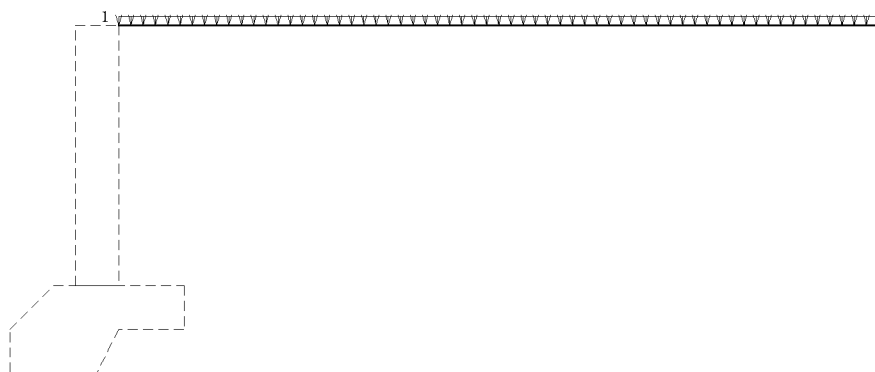
(1)背面土砂形状



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]常時荷重



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	底板
1	0.000		10.000	10.000			

1.8 その他荷重

考慮しない

1.9 浮力

- ・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.10 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	22.049	17.500	————	————

- ・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/m²)

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

- ・水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

1.11 水圧

- ・静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	考 慮	考 慮
地震時	考 慮	考 慮

1.12 基礎の条件

1.12.1 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 $\tan \delta$	0.600

1.12.2 鉛直支持力算出用データ

地盤の粘着力 c (kN/m ²)	460.000
地盤のせん断抵抗角 (度)	21.00
形状係数 (,)	長方形
せん断抵抗角の算出方法	N値より
支持力推定上の補正係数 r	1.000
基礎の寸法効果に対する補正係数	-0.300
” μ	-0.300

荷重状態 (水位)	P_0 (kN/m ²)	(kN/m ²)
常時荷重(水位1)	0.000	26.000
地震時荷重(水位1)	0.000	26.000

1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.13.1 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	鉛直支持力算出時の安全率	許容支持力度 (kN/m ²)
常時荷重	1/6	1.500	3.000	1000.000
地震時荷重	1/3	1.200	2.000	1500.000

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)

1.13.2 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/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 ca	鉄筋の 引張応力度 sa	せん断 応力度	
				a1	a2
常時荷重	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時荷重	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

2) 底版（一般部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 ca	鉄筋の 引張応力度 sa	せん断 応力度	
				a1	a2
常時荷重	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時荷重	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

ここに、

a1 : 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

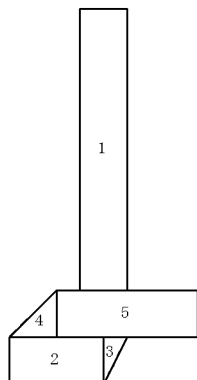
a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

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

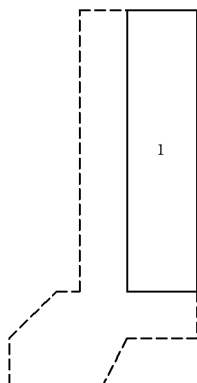
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i(m^3)$	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	1.000 × 6.000 × 1.000	6.000	2.000	5.000	12.000	30.000	
2	2.000 × 1.000 × 1.000	2.000	1.000	0.500	2.000	1.000	
3	1/2 × 0.500 × 1.000 × 1.000	0.250	2.167	0.667	0.542	0.167	
4	1/2 × 1.000 × 1.000 × 1.000	0.500	0.667	1.333	0.333	0.667	
5	3.000 × 1.000 × 1.000	3.000	2.500	1.500	7.500	4.500	
		11.750	—	—	22.375	36.333	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 22.375 / 11.750 = 1.904 \text{ (m)}$$

$$YG = (V_i \cdot Y_i) / V_i = 36.333 / 11.750 = 3.092 \text{ (m)}$$

(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 $V_i(m^3)$	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	1.500 × 6.000 × 1.000	9.000	3.250	5.000	29.250	45.000	

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			
		9.000	—	—	29.250	45.000	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 29.250 / 9.000 = 3.250 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 45.000 / 9.000 = 5.000 \text{ (m)}$$

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] 常時荷重

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 6.000 = 147.000	2.000
躯体	24.500 × 5.750 = 140.875	1.804

(2) 土砂重量，浮力

[1] 常時荷重（水位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 (m)		体積 VI (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(背面)	9.000	3.250	5.000	0.000	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 (m)	
		Xu	Yu
土砂(背面)	9.000	3.250	5.000

水位より上の体積

$$Vu = V - VI$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $WI = VI \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	9.000 × 20.000 = 180.000	0.000 × 21.000 = 0.000

位置	重量 W Wu + WI (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + WI · XI) / W (m)
土砂(背面)	180.000	3.250

(3)自重集計

[1]常時荷重 (水位1)

	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	287.875	0.000	1.904	0.000	548.188	0.000
背面土砂	180.000	0.000	3.250	0.000	585.000	0.000
合計	467.875	0.000	——	——	1133.188	0.000

2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

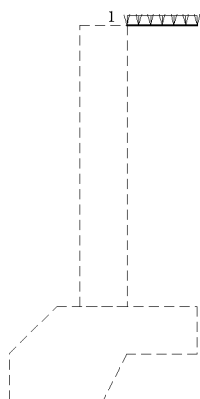
鉛直力

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

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]常時荷重



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.500	15.000	3.250

2.4 土圧・水圧

[1]常時荷重 (水位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)

xp = 4.000 m

yp = 1.000 m

仮想背面の高さ

H = 7.000 m

仮想背面が鉛直面となす角度

= 0.000 °

背面土砂の単位体積重量

s = 20.000 kN/m³

背面土砂の内部摩擦角

= 35.00 °

壁面摩擦角

= 0.000 °

すべり角の変化範囲

i = 10.00 ° ~ 85.00 °

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	
61.00	271.611	0.000	38.802	310.413	151.399
62.00	260.538	0.000	37.220	297.758	151.715
63.00	249.667	0.000	35.667	285.334	151.715

土圧力が最大となるのは、

$$= 62.00^\circ \text{ のとき } P = 151.715 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{297.758 \times \sin(62.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(62.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 151.715 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 151.715 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 151.715 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 151.715 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

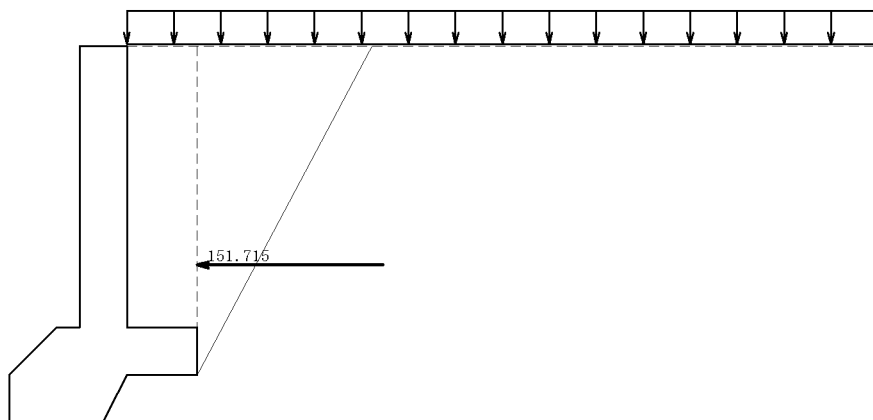
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{7.000}{3} = 2.333 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \quad = 4.000 - 2.333 \times \tan 0.000^\circ = 4.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 1.000 + 2.333 = 3.333 \text{ m}$$

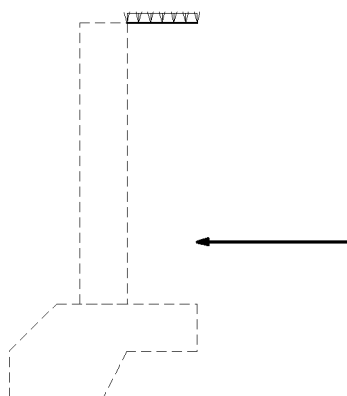
・土圧図



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]常時荷重 (水位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	467.875	0.000	2.422	0.000	1133.188	0.000
載荷、雪	15.000	0.000	3.250	0.000	48.750	0.000
土圧	0.000	151.715	4.000	3.333	0.000	505.666
合計	482.875	151.715	—	—	1181.938	505.666

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時荷重(水位1)	482.875	151.715	676.272

(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 : $B_j = 4.000$ (m)

単位幅当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重(水位1)	482.875	151.715	289.478

全幅(5.000m)当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重(水位1)	2414.375	758.575	1447.390

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

$$e_B = \frac{M_B}{V}$$

ここに、

- e_B : 荷重の偏心量(m)
- M_B : 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)

$$e_a = B/n$$

ここに、

- e_a : 荷重の許容偏心量(m)
- B : 基礎幅(m), $B = 4.000$
- n : 安全率

荷重状態(水位)	M_B (kN.m)	V (kN)	e_B (m)	e_a (m)
常時荷重(水位1)	289.478	482.875	0.599	0.667

2.6.2 滑動に対する安定

$$H_u = c_s A_e + V' \tan \delta_s$$

ここに、

- H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)
- c_s : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²), $c_s = 0.000$
- $\tan \delta_s$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \delta_s = 0.600$
- A_e : 有効載荷面積(m²), $A_e = L \cdot B_e$
- V' : 有効載荷幅内に作用する鉛直荷重(kN)

台形分布時

- V' : $(q_1 + q_3) / 2 \cdot B''$
- q_1 : 底版前側の地盤反力度 (kN/m²)
- q_3 : 底版後側の地盤反力度 (kN/m²)

三角形分布時

- V' : $q_1 \cdot X / 2$
- q_1 : 底版前側の地盤反力度 (kN/m²)
- x : 地盤反力度の作用幅 (m)

- L : 基礎の奥行き(m), $L = 1.000$
- B'' : 基礎の有効載荷幅 (m), $B'' = B - h \cdot \cot(\alpha)$
- B_e : 基礎の有効載荷幅(m), $B_e = B - 2e_B$
- B : 基礎幅(m), $B = 4.000$
- e_B : 偏心量(m)
- h : 底版段差高さ(m), $h = 1.000$
- α : $\arctan(1/4 + 1/2) - \beta$ (度)
- β : 地盤の内部摩擦角 (度), $\beta = 21.000$
- θ : 荷重傾斜角度 (度)

荷重状態(水位)	(度)	偏心量 e (m)	有効 載荷幅 B''(m)	有効 載荷面積 A _o (m ²)	地盤反力度 q ₁ (kN/m ²)	地盤反力度 q ₃ (kN/m ²)	鉛直荷重 V' (kN)
常時荷重(水位1)	38.058	0.599	2.723	2.801	229.273	81.492	423.062

$$f_s = H_o / H_b$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水位)	せん断 抵抗力H _o (kN)	作用 水平力H _b (kN)	安全率 f _s	必要 安全率f _{sa}
常時荷重(水位1)	253.837	151.715	1.673	1.500

2.6.3 支持に対する照査

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V}{LB} \pm \frac{6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V}{L \cdot x}$$

ここに、

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M_b : 基礎底面中心に作用するモ - メント(kN.m)

e_b : 荷重の偏心量(m)

x : 底面反力の作用幅(m) , x = 3 (B / 2 - e_b)

xがBより小さいときには、三角形分布になり、

xがBより大きい時には、台形分布となる。

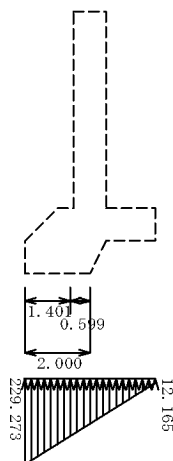
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度(kN)

B : 基礎幅(m) , B = 4.000

L : 基礎の奥行き(m) , L = 1.000

[1] 常時荷重(水位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)		
		q _{min}	q _{max}	許容値
4.000	台形	12.165	229.273	1000.000

2.6.4 鉛直支持力の照査

(1) 極限支持力の計算

水平地盤における極限支持力度

$$q_d = \alpha \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*)^\lambda + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot (B^*)^\mu + p_0 \cdot N_q \cdot (c^*)^\lambda$$

ここに、

q_d : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m²)

α, μ : 基礎の寸法効果に対する補正係数, $\alpha = -0.300$, $\mu = -0.300$

β, λ : 基礎の形状係数, $\beta = 1 + 0.3B' / L$, $\lambda = 1 - 0.4B' / L$

ただし、 $B' / L > 1$ の場合、 $B' / L = 1$ とする。

c : 地盤の粘着力 (kN/m²), $c = 460.000$

c^* : $c^* = c / c_0$, ただし $1 \leq c^* \leq 10$ (kN/m²)

c_0 : $c_0 = 10.000$ (kN/m²)

B^* : $B^* = B' / B_0$, ただし、支持力係数を算出するため地盤のせん断抵抗角 ϕ を道示IV等によりN値から推定する場合は $c^* = B^* = 1$ とする。

B_0 : $B_0 = 1.0$ (m)

γ : 支持地盤の単位重量 (kN/m³)

N_c, N_q, N : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$\tan \delta$: 荷重の傾斜, $\tan \delta = H_b / V$

B' : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m), $B' = B - 2e_s$

B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$

e_s : 荷重の偏心量 (m)

p_0 : 上載荷重 (kN/m²)

b : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m), $b = 6.000$

$b > \lambda'$ のとき、斜面上基礎の許容支持力の照査を行わない

λ' : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離, $\lambda' = R \cdot B'$

R : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比, $R = 2.560$

荷重状態 (水位)	$\tan \delta = H_b / V$	支持力係数			(kN/m ³)	λ'
		N_c	N_q	N		
常時荷重(水位1)	0.314	8.748	3.475	0.818	26.000	7.171

荷重状態 (水位)	偏心量 e_s (m)	有効載荷幅 B' (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	形状係数		上載荷重 p_0 (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)
常時荷重(水位1)	0.599	2.801	2.801	1.168	0.776	0.000	4723.240

斜面上基礎の許容支持力

$$q_f = \frac{q_d - q_{bo}}{R} \cdot \frac{b}{B'} + q_{bo}$$

ここに、

q_f : 荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮した基礎地盤の
極限支持力度 (kN)

q_d : 水平地盤における極限支持力度 (kN/m²)

q_{bo} : 斜面上の基礎において荷重端が法肩にある状態 ($b=0$) での極限支持力度 (kN/m²)

1) $\cdot B' > a$ のとき、または基礎底面が平坦であるとき

$$q_{bo} = \{ \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*) + /2 \cdot \cdot \cdot \cdot B' \cdot N \cdot (B^*)^\mu \}$$

2) $\cdot B' \leq a$ のとき

$$q_{bo} = \{ \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*) + 1/2 \cdot a \cdot \cdot \cdot \cdot N \cdot (B^*)^\mu \}$$

B' : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m) , $B' = B - 2e_b$

B : 基礎幅 (m) , $B = 4.000$

e_b : 荷重の偏心量 (m)

N_c, N : 荷重傾斜を考慮した支持力係数で、基礎地盤のせん断抵抗角 ϕ 、荷重の傾斜 α 、
斜面傾斜 β により求める。

$$N_c = 1 + 0.3B'/L, N = 1 - 0.4B'/L$$

ただし、 $B_e/L > 1$ の場合、 $B_e/L = 1$ とする。

μ : 段切り基礎を用いる場合の補正係数、 $\mu = 1 - m \cot(\beta)$

ただし、基礎底面が平坦な場合、 $\mu = 1$ 、 $\cdot B' \leq a$ の場合、 $\cdot B' = a$ とする

m : 段切高さ h とフーチング幅 B との比 = h/B

h : フーチング段切高 (m) , $h = 1.000$

a : フーチング底面幅 (m) , $a = 2.000$

$$\phi = \phi_0 + \phi_1 \cdot \alpha - \phi_2 \cdot \beta \quad (\text{度})$$

α : 荷重の傾斜角度 (度)

c^* : $c^* = c / c_0$, ただし $1 \leq c^* \leq 10$ (kN/m²)

c_0 : $c_0 = 10.000$ (kN/m²)

B^* : $B^* = B' / B_0$, ただし、支持力係数を算出するため地盤のせん断抵抗角 ϕ を道示IV等
により N 値から推定する場合は $c^* = B^* = 1$ とする。

B_0 : $B_0 = 1.0$ (m)

μ : 基礎の寸法効果に対する補正係数、 $\mu = -0.300$, $\mu = -0.300$

β : 斜面傾斜角度 (度) , $\beta = 20.000$, $e = 26.843$

ただし、地震時は次のように設計震度を考慮した角度 e とする。

$$e = \beta + \tan^{-1} kh$$

kh : 基礎地盤の設計水平震度 , $kh = 0.120$

荷重状態 (水位)	支持力係数		(度)		極限支持力度 q_d (kN/m ²)	極限支持力度 q_{bo} (kN/m ²)	極限支持力度 q_f (kN/m ²)
	N_c	N					
常時荷重(水位1)	6.436	0.931	38.058	0.681	4723.240	2366.698	4338.529

$$q_f' = q_f / r$$

$$q_a = q_f' / n$$

ここに、

q_f' : 荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力 (kN)

r : 支持力推定上の補正係数 , $r = 1.00$

q_a : 地盤の鉛直方向許容支持力 (kN)

n : 安全率

荷重状態（水位）	極限 支持力度 q_f' (kN/m^2)	許容支持力度 q_a (kN/m^2)
常時荷重(水位1)	4338.529	1446.177

(2)鉛直支持力の照査

$$Q_a = A_e \cdot q_a$$

ここに、

A_e : 有効載荷面積(m^2)

q_a : 許容支持力度(kN/m)

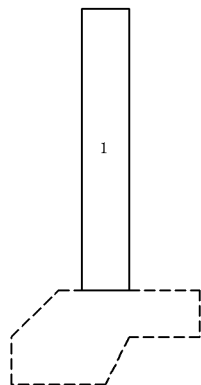
荷重状態（水位）	有 効 載荷面積 A_e (m^2)	許容支持力度 q_a (kN/m^2)	作用鉛直力 V (kN)	許容支持力 Q_a (kN)
常時荷重(水位1)	2.801	1446.177	482.875	4050.774

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	1.000 × 6.000 × 1.000	6.000	0.500	3.000	3.000	18.000	
		6.000	—	—	3.000	18.000	

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 3.000 / 6.000 = 0.500 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 18.000 / 6.000 = 3.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.1.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時荷重

位置	$W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 6.000 = 147.000$	0.000

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時荷重 (水位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) $x_p = 0.500 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 6.000 \text{ m}$
 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 $= 35.000^\circ$
 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	224.953	0.000	37.492	262.445	102.547
59.00	216.310	0.000	36.052	252.362	102.652
60.00	207.846	0.000	34.641	242.487	102.523

土圧力が最大となるのは、

$$= 59.00^\circ \text{ のとき } P = 102.652 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{252.362 \times \sin(59.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(59.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 102.652 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 102.652 \times \cos(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 94.257 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 102.652 \times \sin(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 40.658 \text{ kN}$$

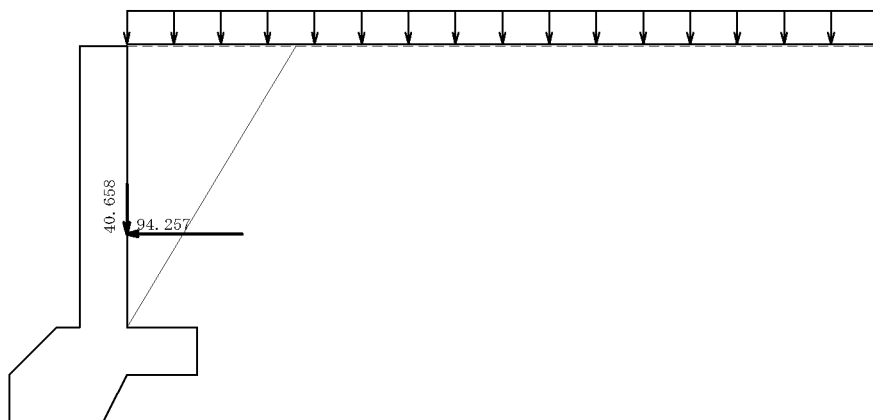
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{6.000}{3} = 2.000 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 2.000 \times \tan 0.000^\circ - 0.500 = -0.500 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.000 = 2.000 \text{ m}$$

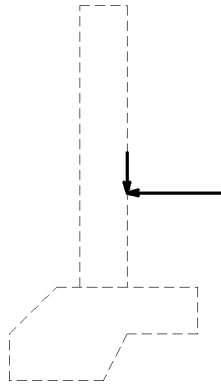
・土圧図



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]常時荷重 (水位1)

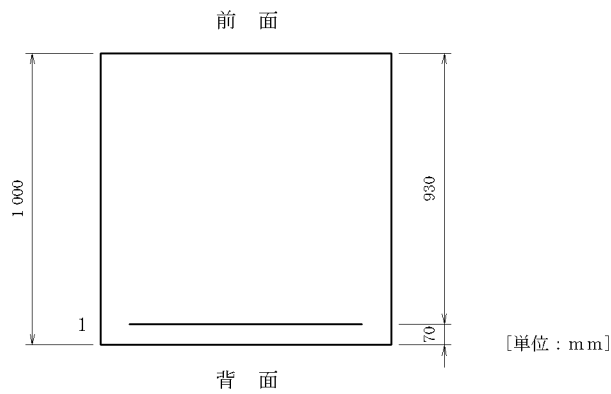


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN.m)
自重	147.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	40.658	94.257	-0.500	2.000	188.514
合計	0.000	94.257	—————	—————	188.514

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



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	7.0	D16	1.986	8.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 11.973 (cm²)

(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 = 1000.000
- 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 (mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- 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 ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時荷重 (水位1)	188.514	0.000	18.799	2.311	8.000	136.816	180.000

(3) 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 : せん断力 (N)
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \sigma_{a1}'$$

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

ここに、

σ_{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)

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_N : 軸方向圧縮力による補正係数

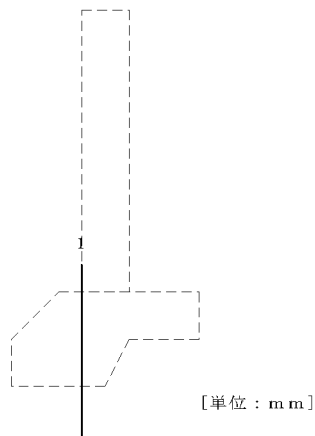
M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント(kN.m)

荷重状態(水位)	せん断力 S_v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 σ_{a1}	許容値 σ_{a2}	C_e	C_{pt}	C_N
常時荷重(水位1)	94.257	93.000	0.101	0.201	1.700	1.04	0.84	1.00

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

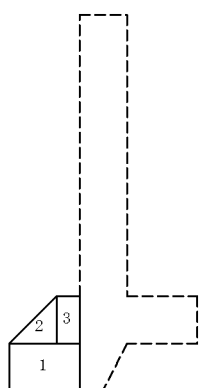
付け根からの距離 = 0.000 m



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	$1.500 \times 1.000 \times 1.000$	1.500	0.750	1.125	
2	$1/2 \times 1.000 \times 1.000 \times 1.000$	0.500	0.833	0.417	
3	$0.500 \times 1.000 \times 1.000$	0.500	0.250	0.125	
		2.500	—	1.667	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 1.667 / 2.500 = 0.667 \text{ (m)}$$

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]常時荷重

位置	鉛直力 $W = \text{ } \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 2.500 = 61.250	0.667

4.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

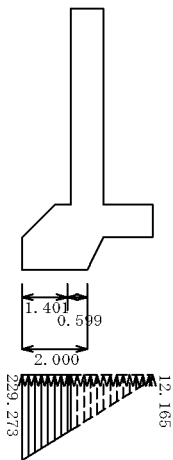
ここに、

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 = 1.500 (m)

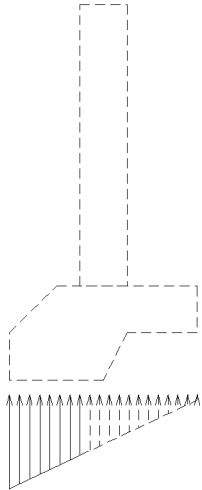
[1]常時荷重(水位1)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
229.273	147.857	-282.848	0.804

4.1.4 断面力の集計

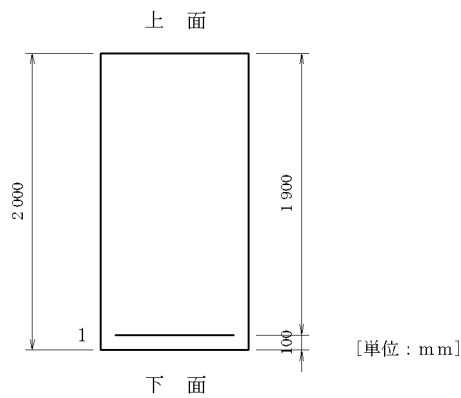
[1]常時荷重 (水位1)



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-61.250	0.667	-40.833
地盤反力	282.848	0.804	227.401
合計	221.598	—	186.568

4.1.5 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 ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	10.0	D10	0.713	8.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 5.624 (cm²)

(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

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

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

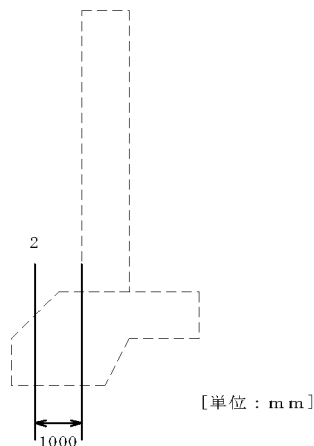
ここに、

- 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 = 2000.000
- 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 (mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- 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 ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時荷重 (水位1)	186.568	17.200	1.177	8.000	177.430	180.000

4.2 照査位置[2]の設計

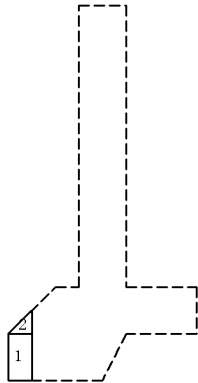
付け根からの距離 = 1.000 m



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	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.500 × 1.000 × 1.000	0.500	0.250	0.125	
2	1/2 × 0.500 × 0.500 × 1.000	0.125	0.167	0.021	
		0.625	—	0.146	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.146 / 0.625 = 0.233 \text{ (m)}$$

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] 常時荷重

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.625 = 15.313	0.233

4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

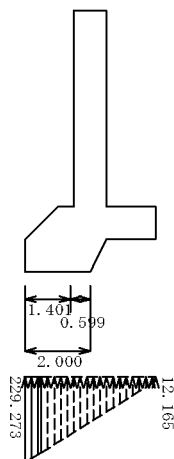
ここに、

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 = 0.500 (m)

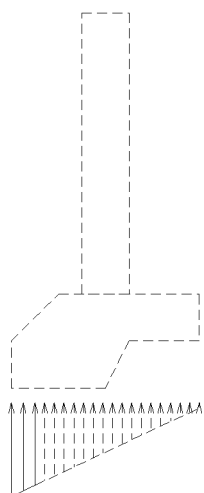
[1]常時荷重(水位1)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
229.273	202.134	-107.852	0.255

4.2.4 断面力の集計

[1]常時荷重 (水位1)



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN.m)
自重	-15.313	0.233	-3.573
地盤反力	107.852	0.255	27.528
合計	92.539	———	23.955

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)

θ : 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)
常時荷重(水位1)	140.000	475.000	> 84.190	92.539	23.955	0.000	92.539

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

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 : 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)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

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)

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

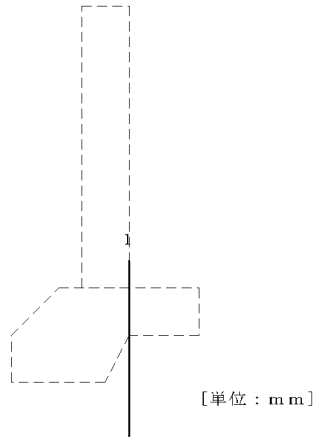
C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

荷重状態（水位）	せん断力 S_h (kN)	有効高 d' (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	C_{dc}
常時荷重(水位1)	92.539	140.000	0.066	0.743	1.700	0.94	0.58	5.91

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

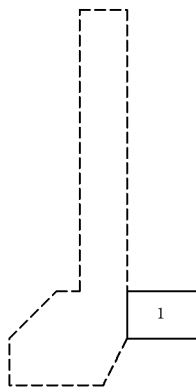
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 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



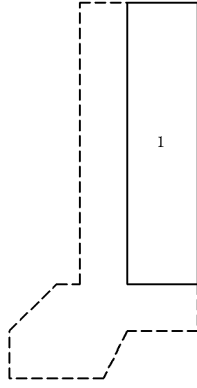
2) 自重・重心

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	$1.500 \times 1.000 \times 1.000$	1.500	0.750	1.125	
		1.500	—	1.125	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 1.125 / 1.500 = 0.750 \text{ (m)}$$

(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	1.500 × 6.000 × 1.000	9.000	0.750	6.750	
		9.000	—	6.750	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 6.750 / 9.000 = 0.750$ (m)

5.1.2 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]常時荷重

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 1.500 = 36.750$	0.750

(2)土砂重量，浮力

[1]常時荷重（水位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)	9.000	0.750	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)	9.000	0.750

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$

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)	$9.000 \times 20.000 = 180.000$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

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)	180.000	0.750

(3)自重集計

[1]常時荷重 (水位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)
躯体	36.750	0.750	27.563
背面土砂	180.000	0.750	135.000
合計	216.750	—	162.563

5.1.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

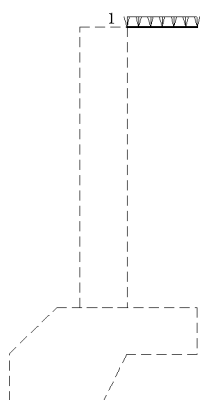
鉛直力

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

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]常時荷重



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.500	15.000	0.750

5.1.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

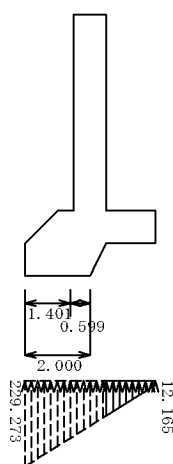
ここに、

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 = 1.500 (m)

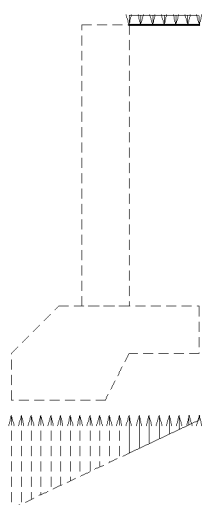
[1]常時荷重(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
12.165	93.580	79.309	0.558

5.1.5 断面力の集計

[1]常時荷重 (水位1)

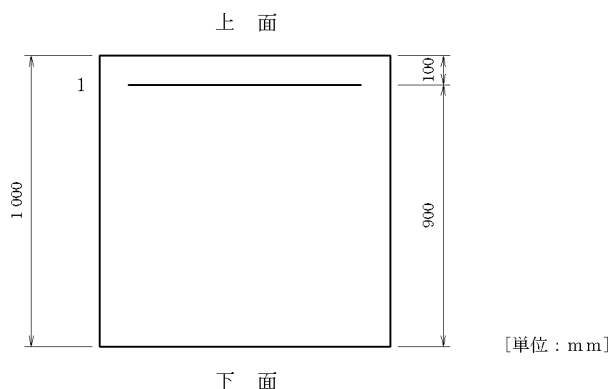


項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	216.750	0.750	162.563
載荷、雪	15.000	0.750	11.250

項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
地盤反力	-79.309	0.558	-44.216
合計	152.441	—————	129.597

5.1.6 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 ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	10.0	D13	1.267	8.00	10.136
	2	—————	—	—————	—————	—————
下面	1'	—————	—	—————	—————	—————
	2'	—————	—	—————	—————	—————

引張側必要鉄筋量 8.434 (cm²)

(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

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

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

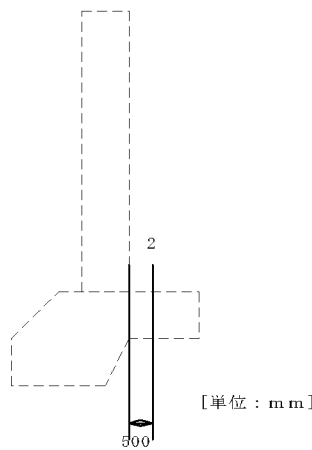
ここに、

- 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 = 1000.000
- 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(mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- 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 ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時荷重(水位1)	129.597	15.088	2.021	8.000	150.484	180.000

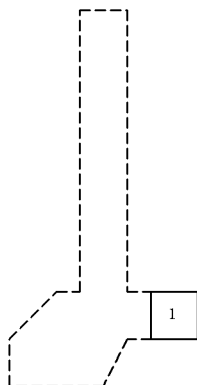
5.2 照査位置[2]の設計

付け根からの距離 = 0.500 m



5.2.1 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



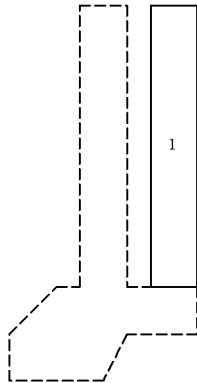
2)自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000 × 1.000 × 1.000	1.000	0.500	0.500	
		1.000	—	0.500	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 0.500 / 1.000 = 0.500 (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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000 × 6.000 × 1.000	6.000	0.500	3.000	
		6.000	—	3.000	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 3.000 / 6.000 = 0.500 (m)

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

(1)自重による作用力

[1]常時荷重、地震時荷重

位置	鉛直力 W = V (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 1.000 = 24.500	0.500

(2)土砂重量，浮力

[1]常時荷重（水位1）、地震時荷重（水位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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 VI (m ³)	重心位置 XI (m)
土砂(背面)	6.000	0.500	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)	6.000	0.500

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)	$6.000 \times 20.000 = 120.000$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

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)	120.000	0.500

(3)自重集計

[1]地震時荷重 (水位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	24.500	0.500	12.250
背面土砂	120.000	0.500	60.000
合 計	144.500	—	72.250

5.2.3 土圧

[1]地震時荷重 (水位1)

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) $x_p = 4.000$ m

$y_p = 1.000$ m

仮想背面の高さ $H = 7.000$ m

仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000$ °

背面土砂の単位体積重量 $s = 20.000$ kN/m³

背面土砂の内部摩擦角 $= 35.000$ °

地表面が水平面となす角度 $= 0.000$ °

地震時合成角 $= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.12 = 6.843$ °

壁面摩擦角

$$\delta = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$$

$$= \tan^{-1} \frac{\sin 35.00^\circ \times \sin(6.843^\circ + 11.989^\circ - 0.000^\circ)}{1 - \sin 35.00^\circ \times \cos(6.843^\circ + 11.989^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 22.049^\circ$$

$$\Delta = \sin^{-1} \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = \sin^{-1} \frac{\sin(0.000^\circ + 6.843^\circ)}{\sin 35.00^\circ} = 11.989^\circ$$

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	
52.00	382.830	0.000	0.000	382.830	156.468
53.00	369.241	0.000	0.000	369.241	156.633
54.00	356.006	0.000	0.000	356.006	156.519

土圧力が最大となるのは、

$$= 53.00^\circ \text{ のとき } P = 156.633 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{369.241 / \cos 6.843^\circ \times \sin(53.00^\circ - 35.00^\circ + 6.843^\circ)}{\cos(53.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 22.049^\circ)}$$

$$= 156.633 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 156.633 \times \cos(0.000^\circ + 22.049^\circ) = 145.178 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 156.633 \times \sin(0.000^\circ + 22.049^\circ) = 58.800 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{7.000}{3} = 2.333 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 1.000 + 2.333 = 3.333 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 58.800}{1.500} = 78.400 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L_1 = 0.500 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 1.000 \text{ m}$

設計断面位置の分布荷重強度 $p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{78.400}{1.500} \times 0.500 = 26.133 \text{ kN/m}$

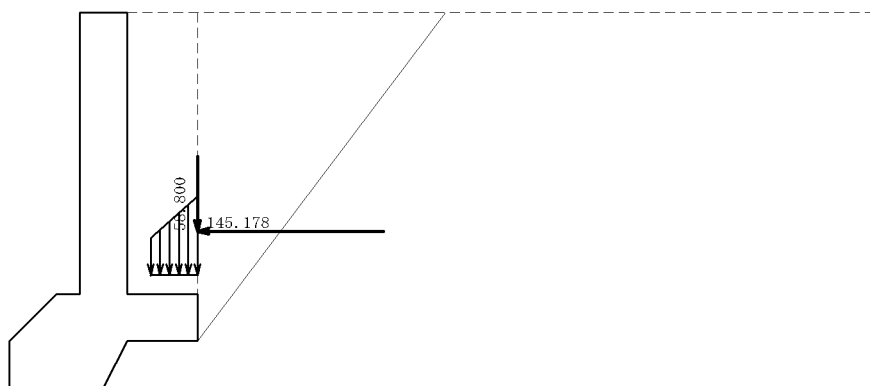
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (26.133 + 78.400) \times 1.000 = 52.267 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L_2}{3} = \frac{26.133 + 2 \times 78.400}{26.133 + 78.400} \times \frac{1.000}{3} = 0.583 \text{ m}$$

・土圧図



5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

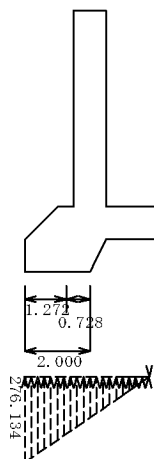
ここに、

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 $L = 1.000 \text{ (m)}$

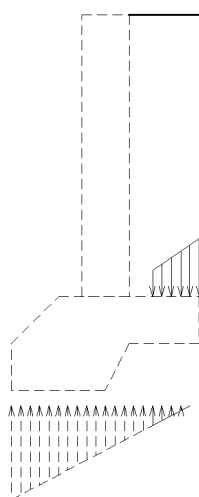
[1]地震時荷重(水位1)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	58.970	24.019	0.272

5.2.5 断面力の集計

[1]地震時荷重 (水位1)



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	144.500	0.500	72.250
土圧	52.267	0.583	30.489
地盤反力	-24.019	0.272	-6.522
合計	172.748	—	96.217

5.2.6 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)

θ : 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)
地震時荷重(水位1)	90.000	225.000	> 141.060	172.748	96.217	0.000	172.748

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

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 : 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)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

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)

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_h (kN)	有効高 d' (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	C_{dc}
地震時荷重(水位1)	172.748	90.000	0.192	0.638	2.550	1.06	0.73	2.38