

もたれ式擁壁の設計

件名：サンプルデータ

1 設計条件

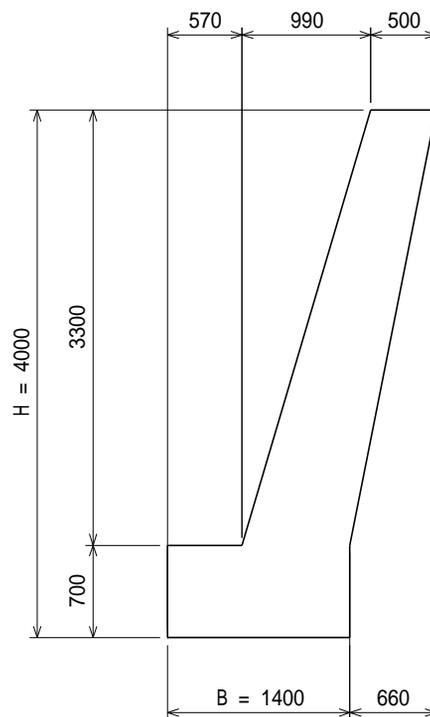
(1) 適用基準

土地改良事業計画設計基準 設計「農道」基準書，平成10年3月，(社)農業土木学会

(2) 参考文献

土地改良事業計画設計基準 設計「農道」技術書，平成10年3月，(社)農業土木学会
道路土工 擁壁工指針，平成11年3月，(社)日本道路協会

(3) 部材寸法

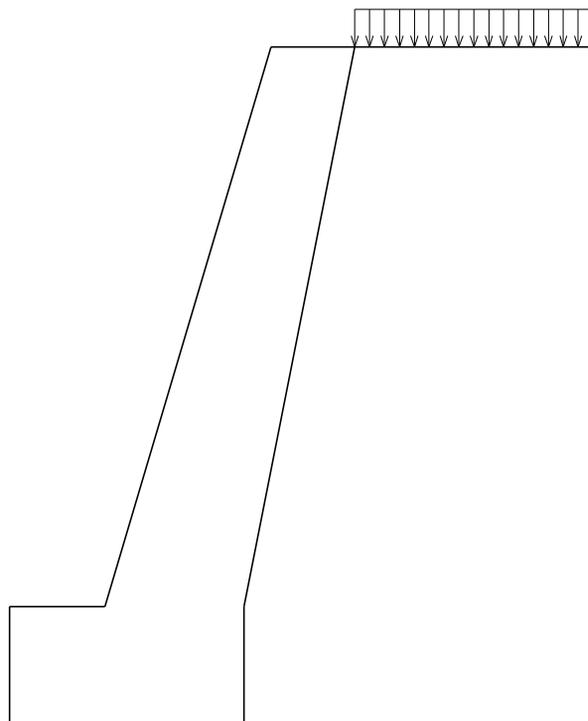


水位条件 H_w (m)

	前面側	背面側
常時	0.50	0.50
地震時	0.50	0.50

前面土砂高さ $H_s = 0.00$ (m)

(4) 盛土形状



盛土勾配なし(水平)

上載荷重

	載荷位置 x (m)	上載荷重 Q (kN/m ²)
常時	0.00	10.0
地震時	0.00	0.0

(5) 設計水平震度

設計水平震度 $KH = 0.00$

(6) 許容偏心量 $ea (= B / n)$

	n	ea(m)
常時	6	0.453
地震時	3	0.907

(7) 滑動に対する安全率

・滑動に対する安全率

	Fa
常時	1.5
地震時	1.2

・擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 $\mu = 0.6$

・擁壁底面と基礎地盤の間の粘着力 $CB = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(8) 許容支持力度

	qa(kN/m ²)
常時	200
地震時	300

(9) 前面の受働抵抗の取り扱い

諸条件を考慮し前面の受働抵抗を考慮しないものとする。

(10) 土砂

		裏込土	前面土
湿潤単位体積重量	s (kN/m ³)	20.0	18.0
飽和単位体積重量	sat (kN/m ³)	21.0	19.0
水中単位体積重量	s' (kN/m ³)	11.0	9.0
内部摩擦角 (度)		30.0	35.0
粘着力 C (kN/m ²)		0.0	0.0

(11) コンクリート

単位体積重量 $c = 23.0$ (kN/m³)

設計基準強度 $ck = 18$ (N/mm²)

		常 時	地震時
許容曲げ圧縮応力度	ca (N/mm ²)	4.50	6.75
許容曲げ引張応力度	cat (N/mm ²)	0.23	0.34
許容せん断応力度	c (N/mm ²)	0.330	0.500

(12) 水の単体席重量

単位体積重量 $w = 10.0$ (kN/m³)

(13) 適用土圧公式

適用基準通り試行くさび法にて算定する。

	壁面摩擦角 (°)	
常 時	$2/3 \cdot$	$= 20.00$
地震時	$1/2 \cdot$	$= 15.00$

(14) 応力度照査

部材の応力度照査は、無筋コンクリートの設計に準じ、次式により算出する。

$$\sigma_{ct} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

$$\sigma_c = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

σ_c ; コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)

σ_{ct} ; コンクリートの曲げ引張応力度(N/mm²)

σ_c ; コンクリートのせん断応力度(N/mm²)

b ; 部材有効幅(1000mm)

h ; 部材の厚さ(mm)

N ; 設計断面に作用する軸力(N/m)

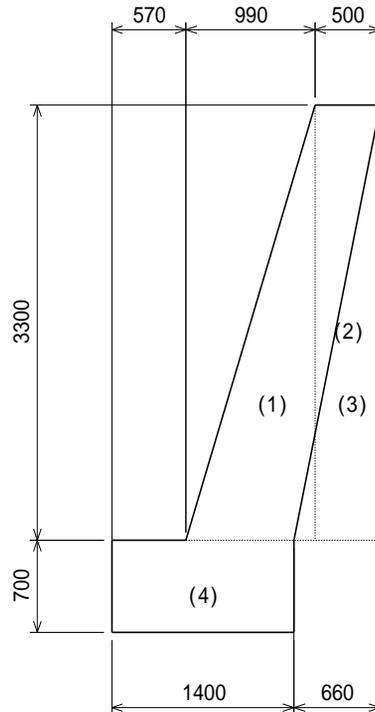
S ; 設計断面に作用するせん断力(N/m)

M ; 設計断面に作用する曲げモーメント(N・mm/m)

2 安定計算

(1) 自重

躯体および土砂重量を次の通り算定する。



区分	算定式	体積 V (m ³ /m)	単位重量 r (kN/m ³)	重量 W (kN/m)	重心位置 x (m)	1次モーメント Mx (kN·m/m)
(1)	$1/2 \times 0.990 \times 3.300$	1.634	23.0	37.58	1.230	46.22
(2)	0.500×3.300	1.650	23.0	37.95	1.810	68.69
(3)	$1/2 \times 0.660 \times 3.300$	-1.089	23.0	-25.05	1.840	-46.09
(4)	1.400×0.700	0.980	23.0	22.54	0.700	15.78
		3.175		73.02		84.60

重量 $W = 73.02 \text{ (kN/m)}$

重心位置 $X = \frac{84.60}{73.02} = 1.159 \text{ (m)}$

(2) 土 圧

土圧は、試行くさび法にて算定する。

すべり角 (°)	土楔の重量 Wsa(kN/m)	土楔の重量 水位面以深 Wsw(kN/m)	土楔に作用 する浮力 U (kN/m)	上載荷重 Wq(kN/m)	全重量W Wsa+Wsw+Wq	粘着抵抗 C (kN/m)	主働土圧合力 Pa (kN/m)
51.0	96.04	1.60	0.76	24.39	122.03	0.00	44.48
52.0	91.55	1.53	0.73	23.25	116.33	0.00	44.50(*)
53.0	87.18	1.45	0.69	22.14	110.78	0.00	44.39

(*) ; 主働土圧合力 Paの最大値を示す

・粘着高

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2 \times 0.0}{20.0} \times \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = 0.000 \text{ (m)}$$

・主働土圧合力

$$Pa = \frac{(W - U) \cdot \sin(\alpha - \beta) - C \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)}$$

$$= \frac{(116.33 - 0.73) \times \sin(52.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(52.0^\circ - 30.0^\circ - 20.0^\circ + 11.31^\circ)} = 44.50 \text{ (kN/m)}$$

・主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma \cdot Ha^2 + 2 \cdot s \cdot Ha \cdot Hw + s' \cdot Hw^2}$$

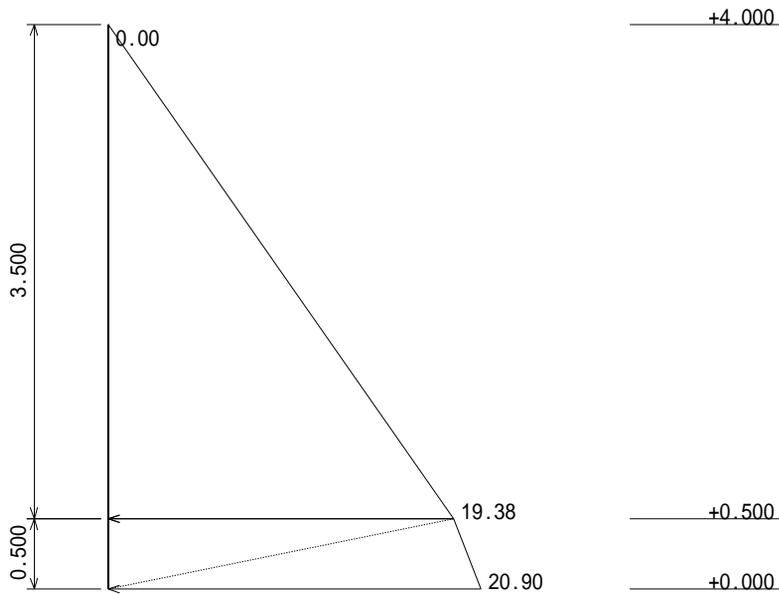
$$= \frac{2 \times 44.50}{20.0 \times 3.50^2 + 2 \times 20.0 \times 3.50 \times 0.50 + 11.0 \times 0.50^2}$$

$$= 0.2801$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m ³	i h i (kN/m ²)	r i h i + q kN/m ²	Ka cos(+)	Phi (kN/m ²)
1	3.500	20.00	70.00	0.00 70.00	0.2769	0.00 19.38
2	0.500	11.00	5.50	70.00 75.50	0.2769	19.38 20.90

・土圧力およびモーメント



区 分	土 圧 Phi (kN/m)	作用位置 y i (m)	モーメント Myi = Phi · y i (kN·m/m)		
1/2 × 3.500 ×	19.38	33.92	0.500 + 1/3 × 3.500	1.667	56.54
1/2 × 0.500 ×	19.38	4.85	0.000 + 2/3 × 0.500	0.333	1.62
1/2 × 0.500 ×	20.90	5.23	0.000 + 1/3 × 0.500	0.167	0.87
計	Ph =	44.00		My =	59.03

土圧の作用高さは次式により算定する。

$$y = My / Ph = 1.342 \text{ (m)}$$

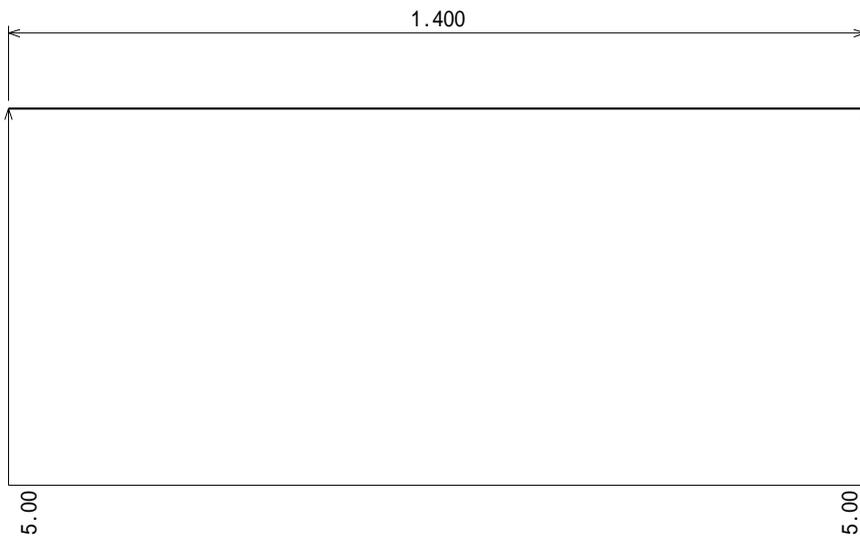
土圧による鉛直力およびモーメントは次式により算定する。

$$Pv = Ph \cdot \tan(+) = 44.00 \times \tan(20.00^\circ - 11.31^\circ) = 6.73 \text{ (kN/m)}$$

$$Mx = Pv \cdot x = 6.73 \times 1.528 = 10.28 \text{ (kN·m/m)}$$

(3) 浮力

浮力は水位面以下に作用する鉛直方向水圧の合力として算定する。



区 分	浮 力 U_i (kN/m)	作用位置 x_i (m)	モーメント $M_{ui} = U_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
	1.400×5.00	$0.000 + 1/2 \times 1.400$	0.700
計	$U = 7.00$		$M_u = 4.90$

(4) 安定計算

1) 常時・浮力無視

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	Mr = V · x (kN·m/m)	Mt = H · y (kN·m/m)
躯体自重	73.02	0.00	84.60	0.00
土 圧	6.73	44.00	10.28	59.03
合 計	79.75	44.00	94.88	59.03

・転倒に対する検討

$$| e | = 0.250 \text{ (m)} > e_a = B/6 = 0.233 \text{ (m)} \quad \text{OUT}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{1.40}{2} - 0.450 = 0.250 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{Mr - Mt}{V} = \frac{94.88 - 59.03}{79.75} = 0.450 \text{ (m)}$$

・滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B}{H} = \frac{79.75 \times 0.60 + 0.00 \times 1.40}{44.00} = 1.09 < 1.50 \quad \text{OUT}$$

・基礎地盤の支持に対する検討

$$q_1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{B - 2 \cdot e} = \frac{4}{3} \times \frac{79.75}{1.40 - 2 \times 0.250} = 118.14 \quad q_a = 200 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 0.000$$

$$\text{分布幅 } b = 3 \cdot x = 3 \times 0.450 = 1.350 \text{ m}$$

ここに,

q1; 擁壁前面側地盤反力度 (kN/m²)

q2; 擁壁背面側地盤反力度 (kN/m²)

2) 常時・浮力考慮

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	Mr = V · x (kN·m/m)	Mt = H · y (kN·m/m)
躯体自重	73.02	0.00	84.60	0.00
土 圧	6.73	44.00	10.28	59.03
浮 力	-7.00	0.00	-4.90	0.00
合 計	72.75	44.00	89.98	59.03

・転倒に対する検討

$$| e | = 0.275 \text{ (m)} > e_a = B/6 = 0.233 \text{ (m)} \quad \text{OUT}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{1.40}{2} - 0.425 = 0.275 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{Mr - Mt}{V} = \frac{89.98 - 59.03}{72.75} = 0.425 \text{ (m)}$$

・滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B}{H} = \frac{72.75 \times 0.60 + 0.00 \times 1.40}{44.00} = 0.99 < 1.50 \quad \text{OUT}$$

・基礎地盤の支持に対する検討

$$q_1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{B - 2 \cdot e} = \frac{4}{3} \times \frac{72.75}{1.40 - 2 \times 0.275} = 114.11 \quad q_a = 200 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 0.000$$

$$\text{分布幅 } b = 3 \cdot x = 3 \times 0.425 = 1.275 \text{ m}$$

ここに,

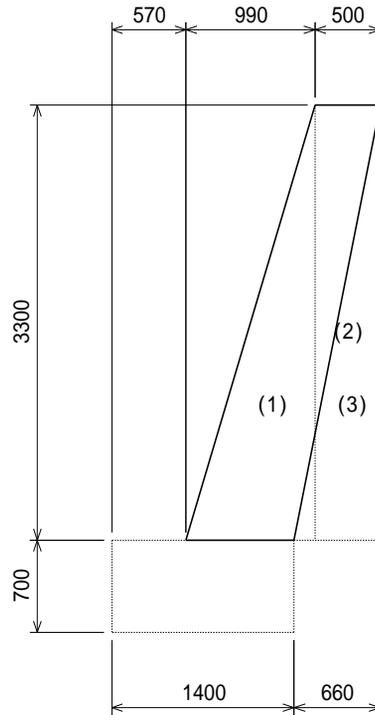
q1 ; 擁壁前面側地盤反力度 (kN/m²)

q2 ; 擁壁背面側地盤反力度 (kN/m²)

3 たて壁の設計

(1) 自重

躯体および土砂重量を次の通り算定する。



区分	算定式	体積 V (m ³ /m)	単位重量 r (kN/m ³)	重量 W (kN/m)	重心位置 x (m)	1次モーメント Mx (kN·m/m)
(1)	$1/2 \times 0.990 \times 3.300$	1.634	23.0	37.58	0.660	24.80
(2)	0.500×3.300	1.650	23.0	37.95	1.240	47.06
(3)	$1/2 \times 0.660 \times 3.300$	-1.089	23.0	-25.05	1.270	-31.81
		2.195		50.48		40.05

重量 $W = 50.48 \text{ (kN/m)}$

重心位置 $X = \frac{40.05}{50.48} = 0.793 \text{ (m)}$

(2) 土 圧

土圧は、試行くさび法にて算定する。

すべり角 (°)	土楔の重量 Wsa(kN/m)	土楔の重量 水位面以深 Wsw(kN/m)	土楔に作用 する浮力 U(kN/m)	上載荷重 Wq(kN/m)	全重量W Wsa+Wsw+Wq	粘着抵抗 C(kN/m)	主働土圧合力 Pa(kN/m)
51.0	66.41	0.00	0.00	20.12	86.53	0.00	31.74
52.0	63.30	0.00	0.00	19.18	82.48	0.00	31.75(*)
53.0	60.28	0.00	0.00	18.27	78.55	0.00	31.67

(*) ; 主働土圧合力 Paの最大値を示す

・粘着高

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \frac{2 \times 0.0}{20.0} \times \tan(45^\circ + \frac{30.0}{2}) = 0.000 \text{ (m)}$$

・主働土圧合力

$$Pa = \frac{(W - U) \cdot \sin(\alpha - \beta) - C \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)}$$

$$= \frac{(82.48 - 0.00) \times \sin(52.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(52.0^\circ - 30.0^\circ - 20.0^\circ + 11.31^\circ)} = 31.75 \text{ (kN/m)}$$

・主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma \cdot Ha^2 + 2 \cdot s \cdot Ha \cdot Hw + s' \cdot Hw^2}$$

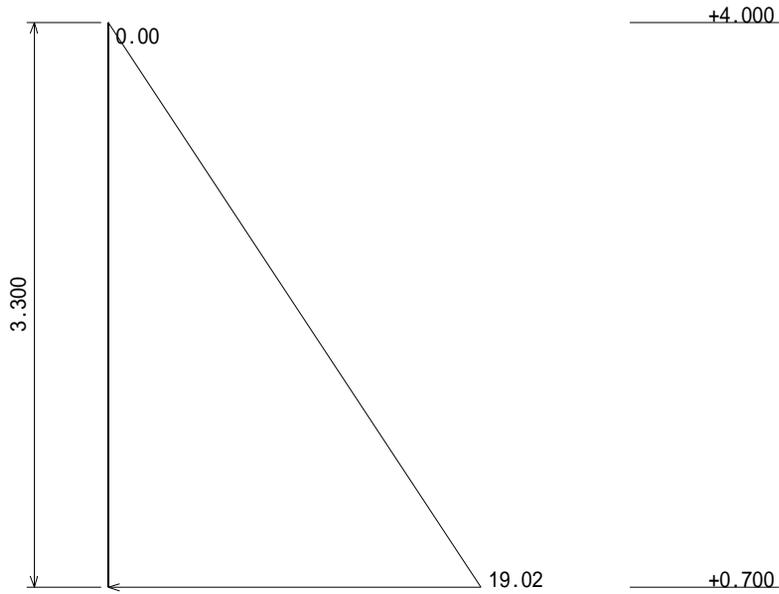
$$= \frac{2 \times 31.75}{20.0 \times 3.30^2 + 2 \times 20.0 \times 3.30 \times 0.00 + 11.0 \times 0.00^2}$$

$$= 0.2916$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m ³	i h i (kN/m ²)	r i h i + q kN/m ²	$K_a \cdot \cos(+)$	Phi (kN/m ²)
1	3.300	20.00	66.00	0.00 66.00	0.2882	0.00 19.02

・土圧力およびモーメント



区分	土 圧 Phi (kN/m)	作用位置 y i (m)	モーメント Myi = Phi · y i (kN·m/m)
	$1/2 \times 3.300 \times 19.02$	31.39	$0.000 + 1/3 \times 3.300$
計	Ph =	31.39	My = 34.53

土圧の作用高さは次式により算定する。

$$y = My / Ph = 1.100 \text{ (m)}$$

(3) 応力度

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	$Mx = V \cdot x$ (kN・m/m)	$My = H \cdot y$ (kN・m/m)
躯体自重	50.48	0.00	40.05	0.00
土 圧	0.00	31.39	0.00	34.53
合 計	50.48	31.39	40.05	34.53

・たて壁基部における設計断面力

$$N = V = 50.48 \text{ (kN/m)}$$

$$H = H = 31.39 \text{ (kN/m)}$$

$$M = V \cdot e = 50.48 \times 0.306 = 15.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{0.83}{2} - 0.109 = 0.306 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{Mx - My}{V} = \frac{40.05 - 34.53}{50.48} = 0.109 \text{ (m)}$$

・曲げ応力度

$$c = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{50.48 \times 10^3}{1000 \times 830} \pm \frac{6 \times 15.45 \times 10^6}{1000 \times 830^2}$$

$$c = 0.20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

$$ct = -0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad cat = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

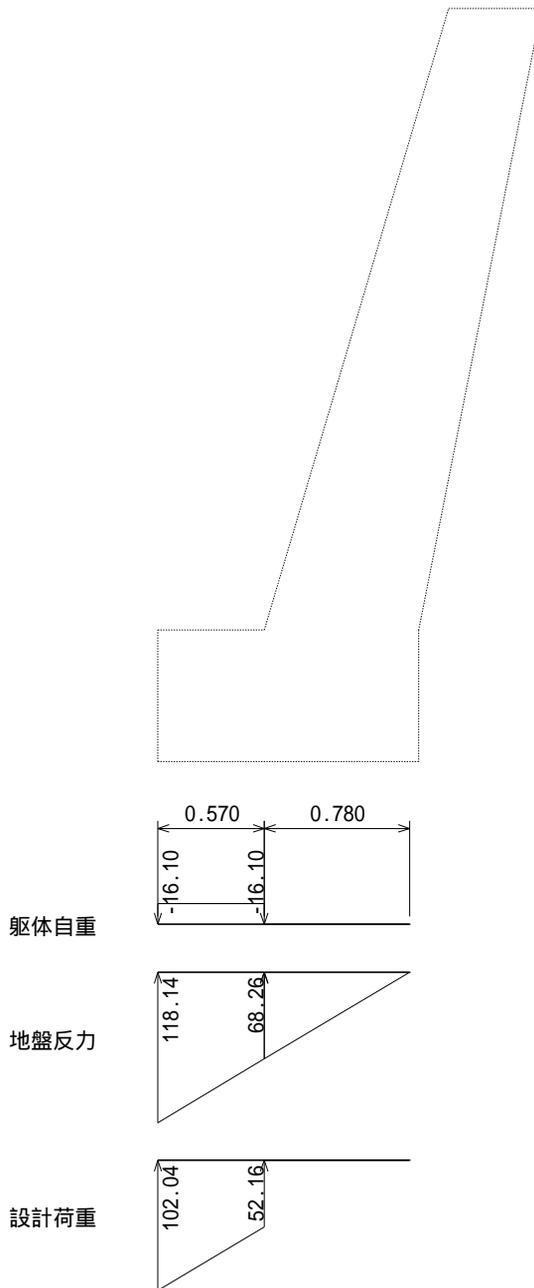
・せん断力度

$$c = \frac{H}{b \cdot h} = \frac{31.39 \times 10^3}{1000 \times 830} = 0.038 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

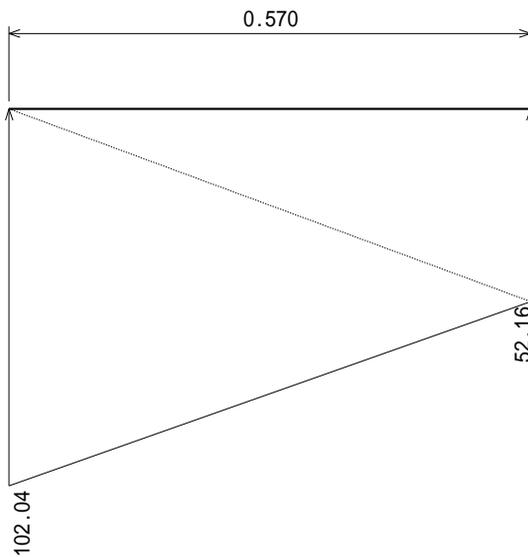
4 つま先版の照査

(1) 常時・浮力無視

1) 設計荷重



2) 設計断面力



区分	せん断力 S _i (kN/m)	作用位置 x _i (m)	モーメント M _i = S _i · x _i (kN·m/m)
	$1/2 \times 0.570 \times 102.04$	29.08	$0.000 + 2/3 \times 0.570$
	$1/2 \times 0.570 \times 52.16$	14.87	$0.000 + 1/3 \times 0.570$
計	S = 43.95		M = 13.88

3) 応力度

・ 曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 13.88 \times 10^6}{1000 \times 700^2}$$

$$c = 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

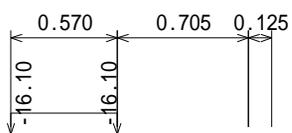
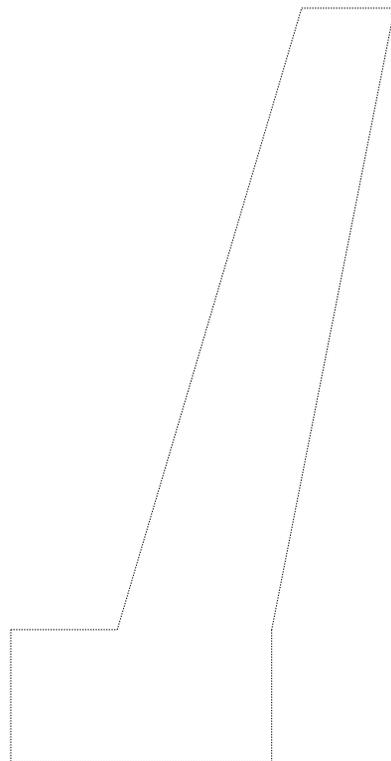
$$c_t = -0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

・ せん断応力度

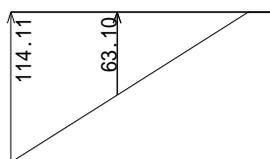
$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{43.95 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0.063 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

(2) 常時・浮力考慮

1) 設計荷重

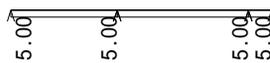


躯体自重

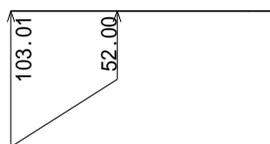


地盤反力

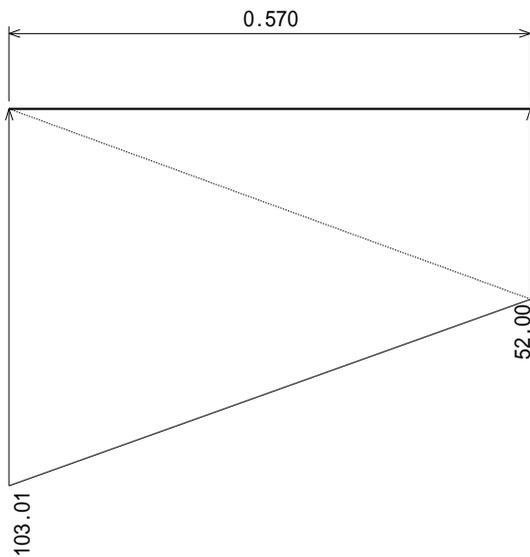
浮力



設計荷重



2) 設計断面力



区分	せん断力 S_i (kN/m)	作用位置 x_i (m)	モーメント $M_i = S_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
	$1/2 \times 0.570 \times 103.01$	29.36	$0.000 + 2/3 \times 0.570$
	$1/2 \times 0.570 \times 52.00$	14.82	$0.000 + 1/3 \times 0.570$
計	$S = 44.18$		$M = 13.98$

3) 応力度

・曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 13.98 \times 10^6}{1000 \times 700^2}$$

$$c = 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

$$c_t = -0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

・せん断応力度

$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{44.18 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0.063 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$