

もたれ式擁壁の設計

件名：サンプルデータ

1 設計条件

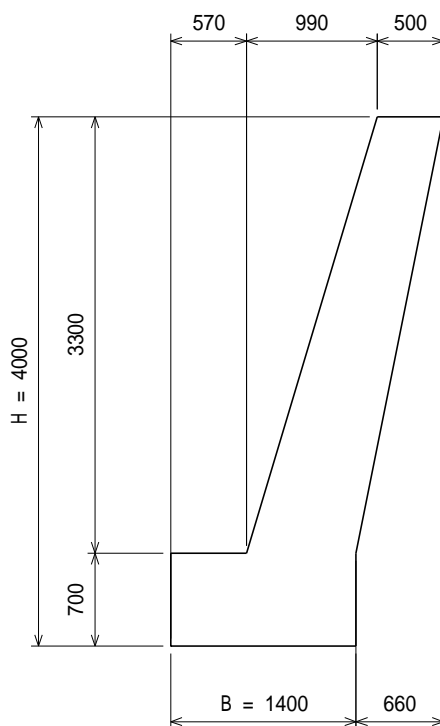
(1) 適用基準

道路土工 擁壁工指針，平成 11 年 3 月，(社)日本道路協会

(2) 参考文献

道路橋示方書・同解説 下部構造編，平成 14 年 3 月，(社)日本道路協会

(3) 部材寸法

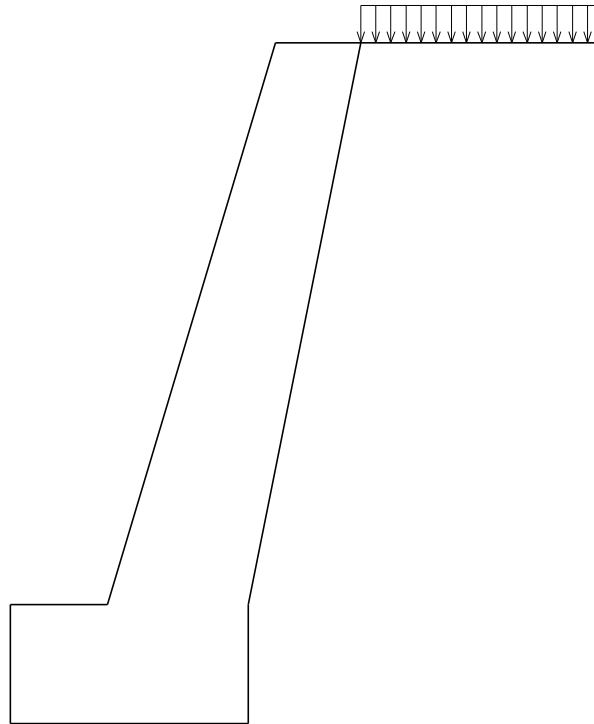


水位条件 H_w (m)

	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 $k_H = 0.12$

(6) 滑動に対する安全率

- ・滑動に対する安全率

	F_s
常時	1.5
地震時	1.2

- ・擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数 $\mu = 0.6$

- ・擁壁底版と支持地盤の間の粘着力 $C_B = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(7) 許容偏心距離 $ea (= B / n)$

	n	$ea(m)$
常時	6	0.453
地震時	3	0.907

(8) 許容支持力度

	$qa(\text{kN/m}^2)$
常時	200
地震時	300

(9) 前面土の受働土圧の取り扱い

諸条件を考慮し前面土の受働土圧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 $2/3 \cdot \quad = 20.00$

地震時 $1/2 \cdot \quad = 15.00$

地震時については常時土圧(ただし, 上載荷重は考慮しない)を準用するものとする。

(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。

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

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

ここに、

c ; コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)

c ; コンクリートの曲げ引張応力度(N/mm²)

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)

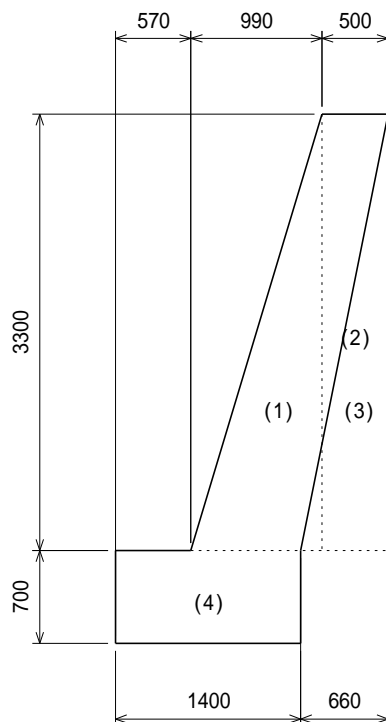
S ; 設計断面に作用するせん断力(N/m)

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	単位重量	重量	重心位置		1次モーメント	
		$V \text{ (m}^3\text{/m)}$	$r \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$W \text{ (kN/m)}$	$x \text{ (m)}$	$y \text{ (m)}$	$M_x \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$	$M_y \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
(1)	$1/2 \times 0.990 \times 3.300$	1.634	23.0	37.58	1.230	1.800	46.22	67.64
(2)	0.500×3.300	1.650	23.0	37.95	1.810	2.350	68.69	89.18
(3)	$1/2 \times 0.660 \times 3.300$	-1.089	23.0	-25.05	1.840	1.800	-46.09	-45.09
(4)	1.400×0.700	0.980	23.0	22.54	0.700	0.350	15.78	7.89
		3.175		73.02			84.60	119.62

重量 $W = 73.02 \text{ (kN/m)}$

地震時慣性力 $WH = W \cdot KH = 73.02 \times 0.12 = 8.76 \text{ (kN/m)}$

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

$Y = \frac{119.62}{73.02} = 1.638 \text{ (m)}$

(2) 土 圧

土圧は、試行くさび法にて算定する。

1) 常時

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

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

$$= \frac{(116.33 - 0.73) \times \sin(52.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(52.0^\circ - 30.0^\circ - 20.00^\circ + 11.31^\circ)} = 44.50 \text{ (kN/m)}$$

・主働土圧係数

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

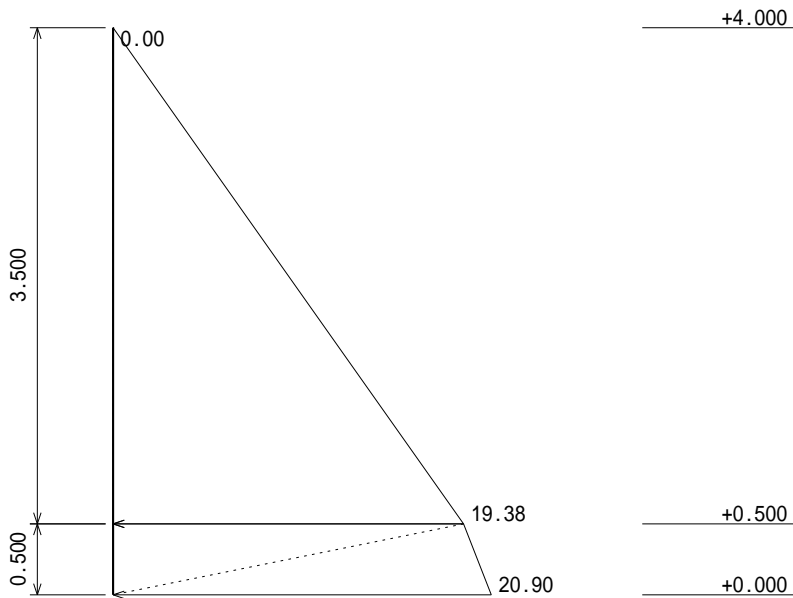
$$= \frac{2 \times 44.50}{20.0 \times 3.50^2 + 2 \times 20.0 \times 3.50 \times 0.50 + 11.0 \times 0.50^2}$$

$$= 0.2801$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m ³	i h i (kN/m ²)	rihi+q kN/m ²	Ka cos(+)	Phi (kN/m ²)
1	3.500	20.00	70.00	0.00	0.2769	0.00
				70.00		19.38
2	0.500	11.00	5.50	70.00	0.2769	19.38
				75.50		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)
	$1/2 \times 3.500 \times 19.38$	33.92	$0.500 + 1/3 \times 3.500$ 1.667 56.54
	$1/2 \times 0.500 \times 19.38$	4.85	$0.000 + 2/3 \times 0.500$ 0.333 1.62
	$1/2 \times 0.500 \times 20.90$	5.23	$0.000 + 1/3 \times 0.500$ 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。

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

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

2) 地震時

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	0.00	97.64	0.00	35.54
52.0	91.55	1.53	0.73	0.00	93.08	0.00	35.55(*)
53.0	87.18	1.45	0.69	0.00	88.64	0.00	35.46

(*) ; 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

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{(W - U) \cdot \sin(\alpha - \beta) - C \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \theta)} \\ &= \frac{(92.35 - 0.73) \times \sin(52.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(52.0^\circ - 30.0^\circ - 20.00^\circ + 11.31^\circ)} = 35.55 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

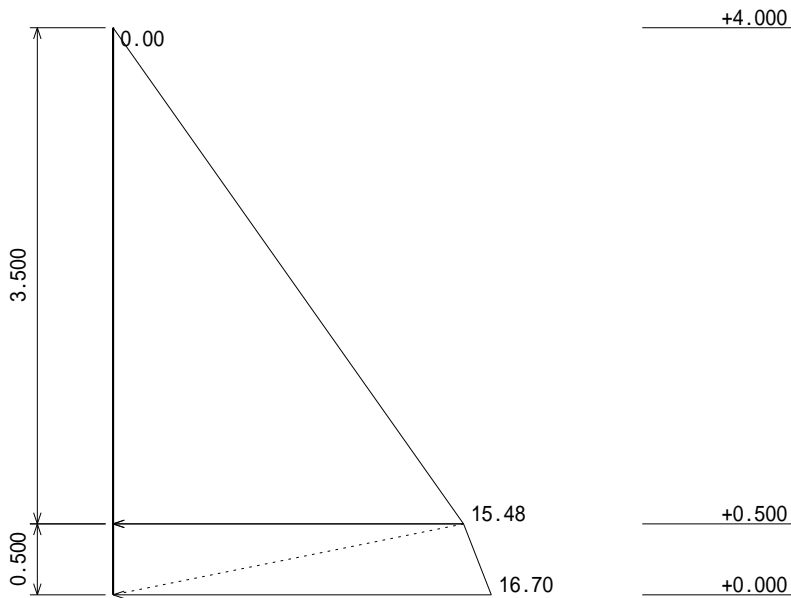
・主働土圧係数

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{2 \cdot P_a}{\gamma \cdot H a^2 + 2 \cdot \gamma' \cdot H a \cdot H w + \gamma' \cdot H w^2} \\ &= \frac{2 \times 35.55}{20.0 \times 3.50^2 + 2 \times 20.0 \times 3.50 \times 0.50 + 11.0 \times 0.50^2} \\ &= 0.2238 \end{aligned}$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m ³	i h i (kN/m ²)	rihi+q kN/m ²	$Ka \cdot \cos(\delta + \alpha)$	Phi (kN/m ²)
1	3.500	20.00	70.00	0.00	0.2212	0.00
				70.00		15.48
2	0.500	11.00	5.50	70.00	0.2212	15.48
				75.50		16.70

・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 My _i = Phi · y _i (kN·m/m)	
	$1/2 \times 3.500 \times 15.48$	27.10	$0.500 + 1/3 \times 3.500$ 1.667	45.18
	$1/2 \times 0.500 \times 15.48$	3.87	$0.000 + 2/3 \times 0.500$ 0.333	1.29
	$1/2 \times 0.500 \times 16.70$	4.18	$0.000 + 1/3 \times 0.500$ 0.167	0.70
計	Ph = 35.15		My = 47.17	

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。

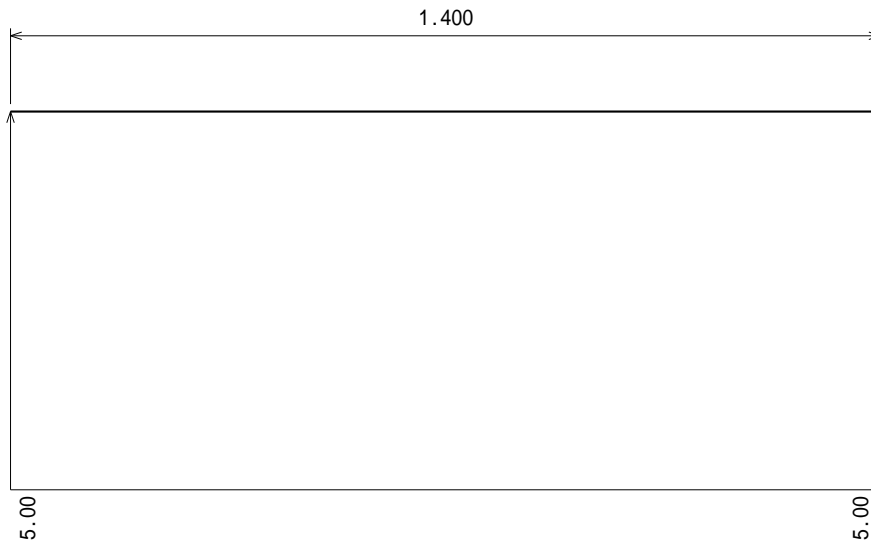
$$P_v = Ph \cdot \tan(\delta + \alpha) = 35.15 \times \tan(20.00^\circ - 11.31^\circ) = 5.37 \text{ (kN/m)}$$

$$M_x = P_v \cdot x = 5.37 \times 1.528 = 8.21 \text{ (kN·m/m)}$$

(3) 浮力

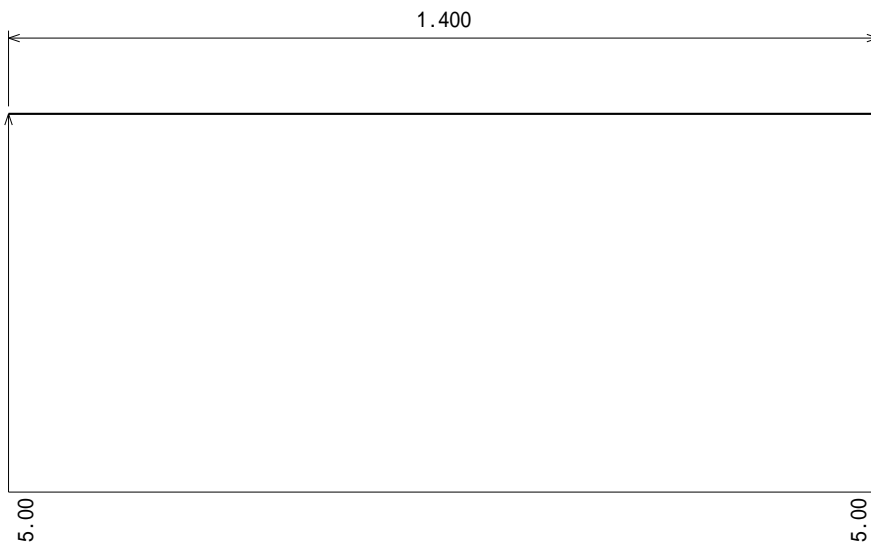
浮力は水位面以下に作用する鉛直方向水圧の合力として算定する。

1) 常時



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	$M_u =$

2) 地震時



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

・滑動に対する安定

$$F = \frac{V \cdot \mu + C_B \cdot B}{H} = \frac{79.75 \times 0.60 + 0.0 \times 1.40}{44.00} = 1.09 < 1.50 \quad \text{OUT}$$

・転倒に対する安定

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

ここに,

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

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

・支持地盤の支持力に対する安定

$$q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d} = \frac{2 \times 79.75}{3 \times 0.450} = 118.14 \quad q_a = 200 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 0.000$$

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

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)	Mo = 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

・滑動に対する安定

$$F = \frac{V \cdot \mu + C_B \cdot B}{H} = \frac{72.75 \times 0.60 + 0.0 \times 1.40}{44.00} = 0.99 < 1.50 \quad \text{OUT}$$

・転倒に対する安定

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

ここに,

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

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

・支持地盤の支持力に対する安定

$$q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d} = \frac{2 \times 72.75}{3 \times 0.425} = 114.11 \quad q_a = 200 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 0.000$$

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

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) 地震時・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)	Mo = H · y (kN·m/m)
躯体自重	73.02	8.76	84.60	14.35
土 圧	5.37	35.15	8.21	47.17
合 計	78.39	43.91	92.81	61.52

・滑動に対する安定

$$F = \frac{V \cdot \mu + C_B \cdot B}{H} = \frac{78.39 \times 0.60 + 0.0 \times 1.40}{43.91} = 1.07 < 1.20 \quad \text{OUT}$$

・転倒に対する安定

$$|e| = 0.301 \text{ (m)} \quad e_a = B/3 = 0.467 \text{ (m)} \quad \text{OK}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.40}{2} - 0.399 = 0.301 \text{ (m)}$$

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{92.81 - 61.52}{78.39} = 0.399 \text{ (m)}$$

・支持地盤の支持力に対する安定

$$q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d} = \frac{2 \times 78.39}{3 \times 0.399} = 130.98 \quad q_a = 300 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 0.000$$

$$\text{分布幅 } b = 3 \cdot d = 3 \times 0.399 = 1.197 \text{ m}$$

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)

4) 地震時・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)	Mo = H · y (kN·m/m)
躯体自重	73.02	8.76	84.60	14.35
土 圧	5.37	35.15	8.21	47.17
浮 力	-7.00	0.00	-4.90	0.00
合 計	71.39	43.91	87.91	61.52

・滑動に対する安定

$$F = \frac{V \cdot \mu + C_B \cdot B}{H} = \frac{71.39 \times 0.60 + 0.0 \times 1.40}{43.91} = 0.98 < 1.20 \quad \text{OUT}$$

・転倒に対する安定

$$|e| = 0.330 \text{ (m)} \quad e a = B/3 = 0.467 \text{ (m)} \quad \text{OK}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.40}{2} - 0.370 = 0.330 \text{ (m)}$$

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{87.91 - 61.52}{71.39} = 0.370 \text{ (m)}$$

・支持地盤の支持力に対する安定

$$q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d} = \frac{2 \times 71.39}{3 \times 0.370} = 128.64 \quad q_a = 300 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 0.000$$

$$\text{分布幅 } b = 3 \cdot d = 3 \times 0.370 = 1.110 \text{ m}$$

ここに,

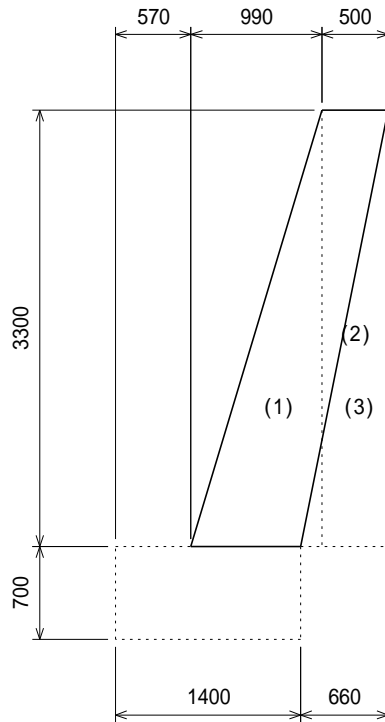
q1 ; 擁壁前面側地盤反力度 (kN/m²)

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	単位重量	重量	重心位置		1次モーメント	
		$V (m^3/m)$	$r (kN/m^3)$	$W (kN/m)$	$x (m)$	$y (m)$	$M_x (kN \cdot m/m)$	$M_y (kN \cdot m/m)$
(1)	$1/2 \times 0.990 \times 3.300$	1.634	23.0	37.58	0.660	1.100	24.80	41.34
(2)	0.500×3.300	1.650	23.0	37.95	1.240	1.650	47.06	62.62
(3)	$1/2 \times 0.660 \times 3.300$	-1.089	23.0	-25.05	1.270	1.100	-31.81	-27.56
		2.195		50.48			40.05	76.40

重量 $W = 50.48 (kN/m)$

地震時慣性力 $WH = W \cdot KH = 50.48 \times 0.12 = 6.06 (kN/m)$

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

$Y = \frac{76.40}{50.48} = 1.513 (m)$

(2) 土 圧

土圧は、試行くさび法にて算定する。

1) 常時

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

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

・主働土圧合力

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{(W - U) \cdot \sin(\alpha - \beta) - C \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \delta - \beta)} \\ &= \frac{(82.48 - 0.00) \times \sin(52.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(52.0^\circ - 30.0^\circ - 20.00^\circ + 11.31^\circ)} = 31.75 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

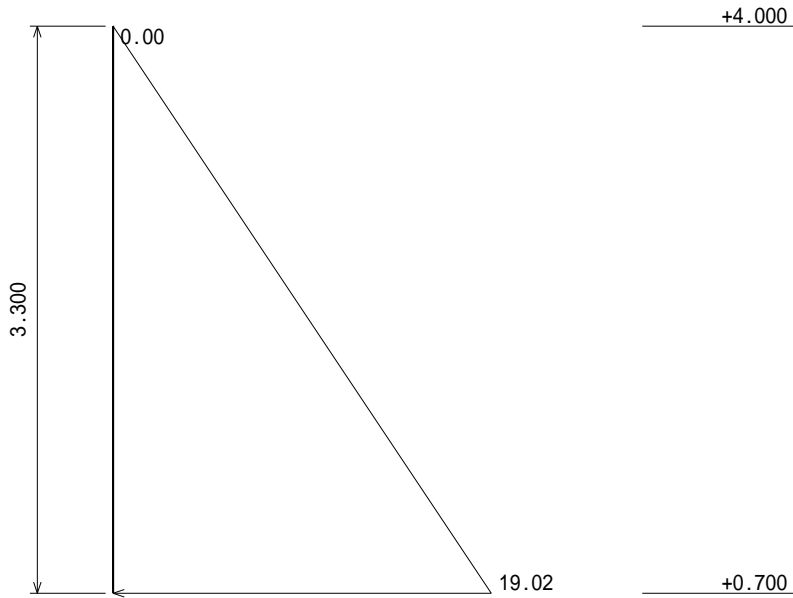
・主働土圧係数

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{2 \cdot P_a}{\gamma \cdot H a^2 + 2 \cdot \gamma' \cdot H a \cdot H_w + \gamma' \cdot H_w^2} \\ &= \frac{2 \times 31.75}{20.0 \times 3.30^2 + 2 \times 20.0 \times 3.30 \times 0.00 + 11.0 \times 0.00^2} \\ &= 0.2916 \end{aligned}$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m ³	i h i (kN/m ²)	rihi+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。

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

2) 地震時

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	0.00	66.41	0.00	24.36
52.0	63.30	0.00	0.00	0.00	63.30	0.00	24.37(*)
53.0	60.28	0.00	0.00	0.00	60.28	0.00	24.31

(*) ; 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

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{(W - U) \cdot \sin(\alpha - \beta) - C \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)} \\ &= \frac{(63.30 - 0.00) \times \sin(52.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(52.0^\circ - 30.0^\circ - 20.00^\circ + 11.31^\circ)} = 24.37 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

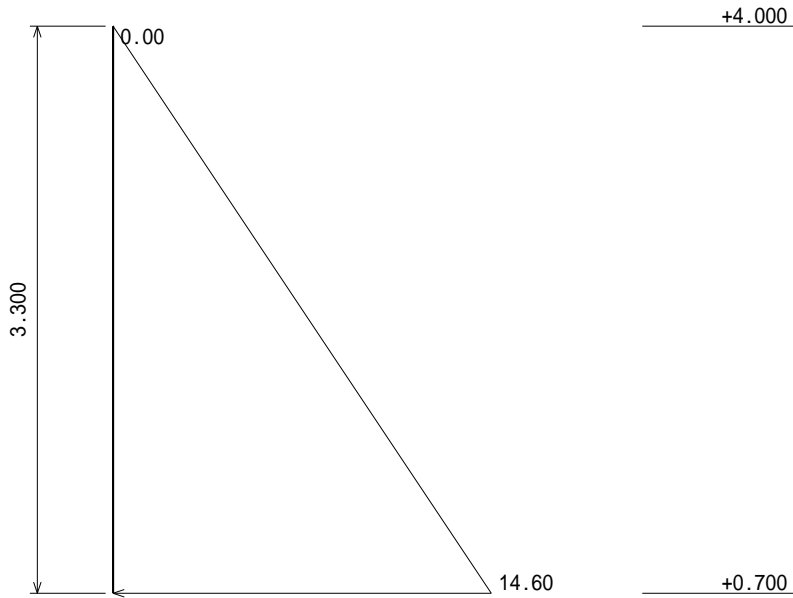
・主働土圧係数

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{2 \cdot P_a}{\gamma \cdot H a^2 + 2 \cdot \gamma' \cdot H a \cdot H w + \gamma' \cdot H w^2} \\ &= \frac{2 \times 24.37}{20.0 \times 3.30^2 + 2 \times 20.0 \times 3.30 \times 0.00 + 11.0 \times 0.00^2} \\ &= 0.2238 \end{aligned}$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m ³	i h i (kN/m ²)	rihi+q kN/m ²	$K_a \cdot \cos(\delta)$	Phi (kN/m ²)
1	3.300	20.00	66.00	0.00 66.00	0.2212	0.00 14.60

・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)
	$1/2 \times 3.300 \times 14.60$	24.09	$0.000 + 1/3 \times 3.300 \times 14.60$
計	Ph = 24.09		My = 26.50

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

1) 常時

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	$M_x = V \cdot x$ (kN·m/m)	$M_y = H \cdot y$ (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

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

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

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

ここに,

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

$$d = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{40.05 - 34.53}{50.48} = 0.109 \text{ (m)}$$

・ 曲げ応力度

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

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

$$c_t = -0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

・ せん断応力度

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

2) 地震時

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	$M_x = V \cdot x$ (kN·m/m)	$M_y = H \cdot y$ (kN·m/m)
躯体自重	50.48	6.06	40.05	9.17
土 圧	0.00	24.09	0.00	26.50
合 計	50.48	30.15	40.05	35.67

・たて壁基部における設計断面力

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

$$H = H = 30.15 \text{ (kN/m)}$$

$$M = V \cdot e = 50.48 \times 0.328 = 16.56 \text{ (kN·m/m)}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.83}{2} - 0.087 = 0.328 \text{ (m)}$$

$$d = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{40.05 - 35.67}{50.48} = 0.087 \text{ (m)}$$

・曲げ応力度

$$c = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{50.48 \times 10^3}{1000 \times 830} \pm \frac{6 \times 16.56 \times 10^6}{1000 \times 830^2}$$

$$c = 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

$$c_t = -0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

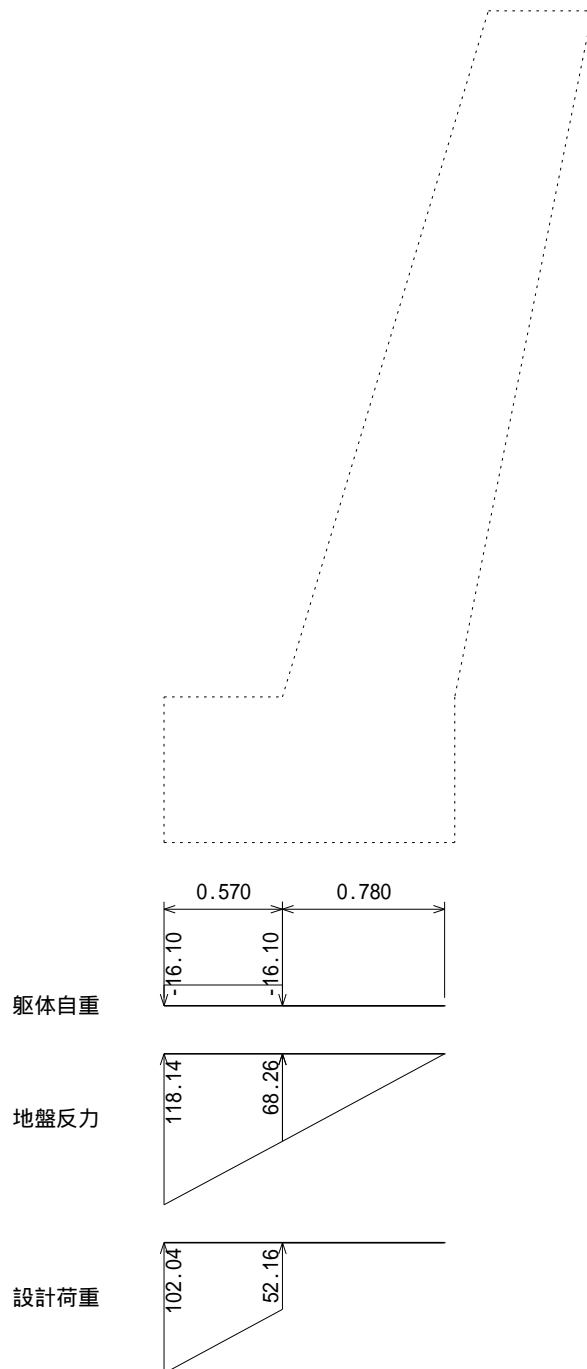
・せん断力度

$$c = \frac{H}{b \cdot h} = \frac{30.15 \times 10^3}{1000 \times 830} = 0.036 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

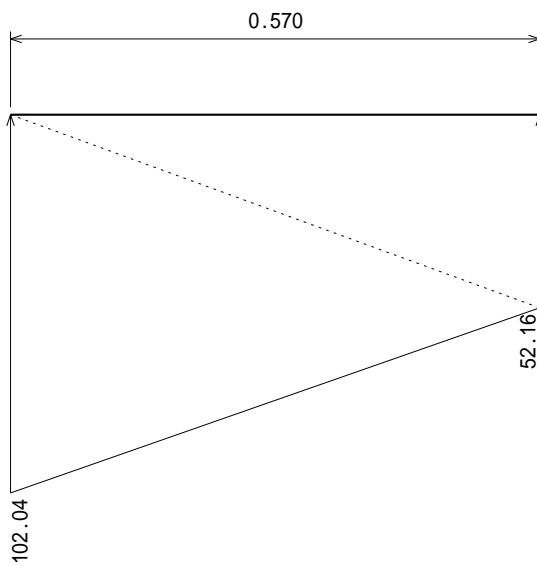
4 つま先版の照査

(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 $M_i = S_i \cdot x_i$ (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

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

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

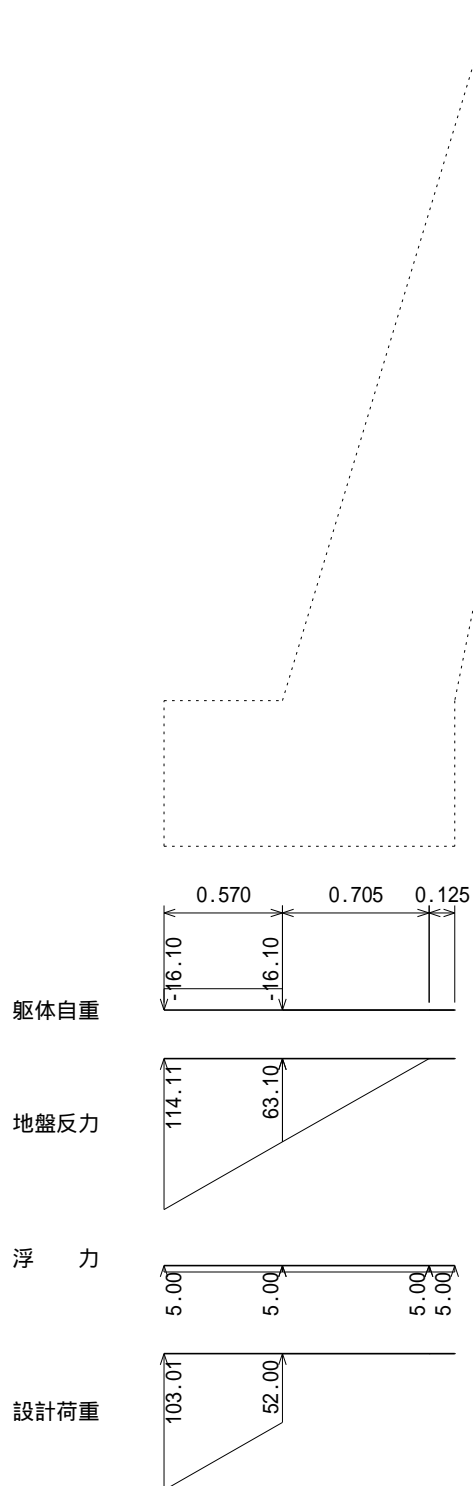
$$c_t = -0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

・せん断応力度

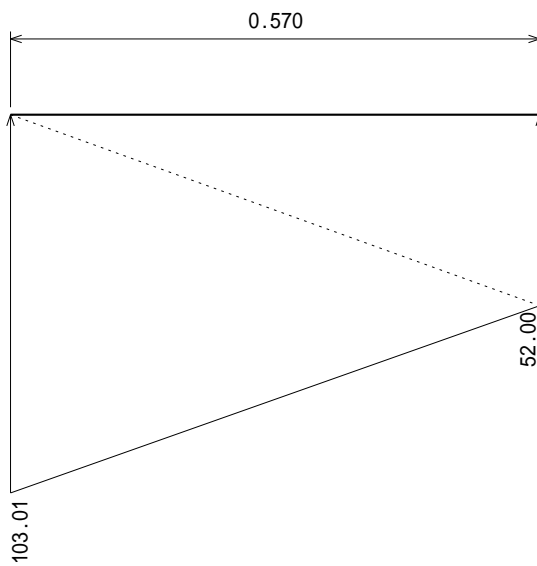
$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{43.95 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0.063 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

(2) 常時・浮力考慮

1) 設計荷重



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

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

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

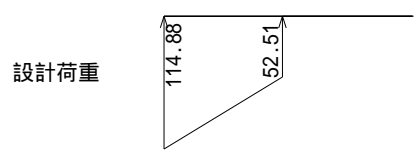
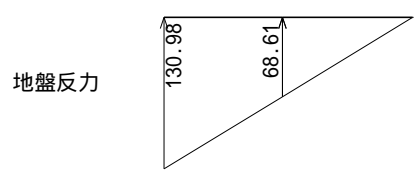
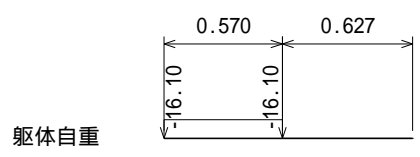
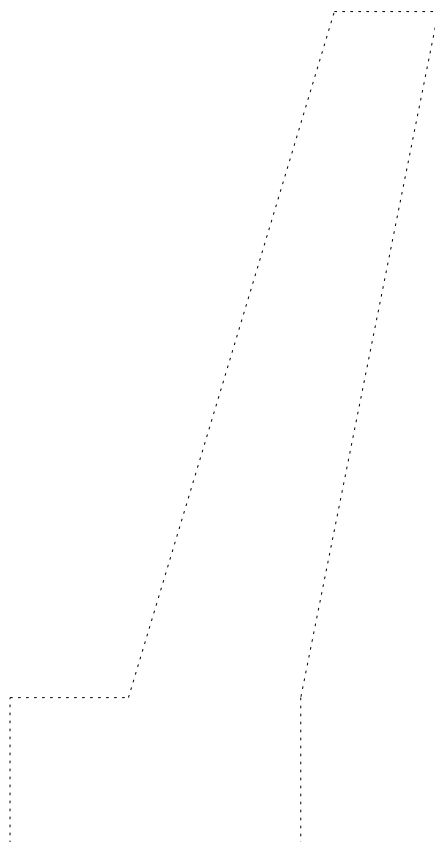
$$c_t = -0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

・せん断応力度

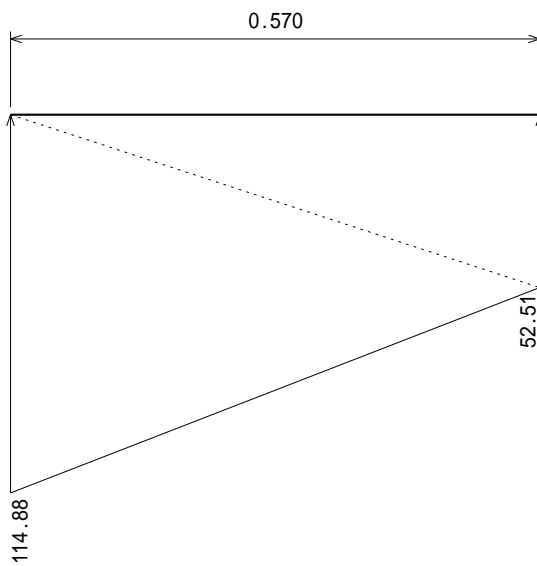
$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{44.18 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0.063 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

(3) 地震時・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 $M_i = S_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
	$1/2 \times 0.570 \times 114.88$	32.74	$0.000 + 2/3 \times 0.570$
	$1/2 \times 0.570 \times 52.51$	14.96	$0.000 + 1/3 \times 0.570$
計	$S = 47.70$		$M = 15.28$

3) 応力度

・曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 15.28 \times 10^6}{1000 \times 700^2}$$

$$c = 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

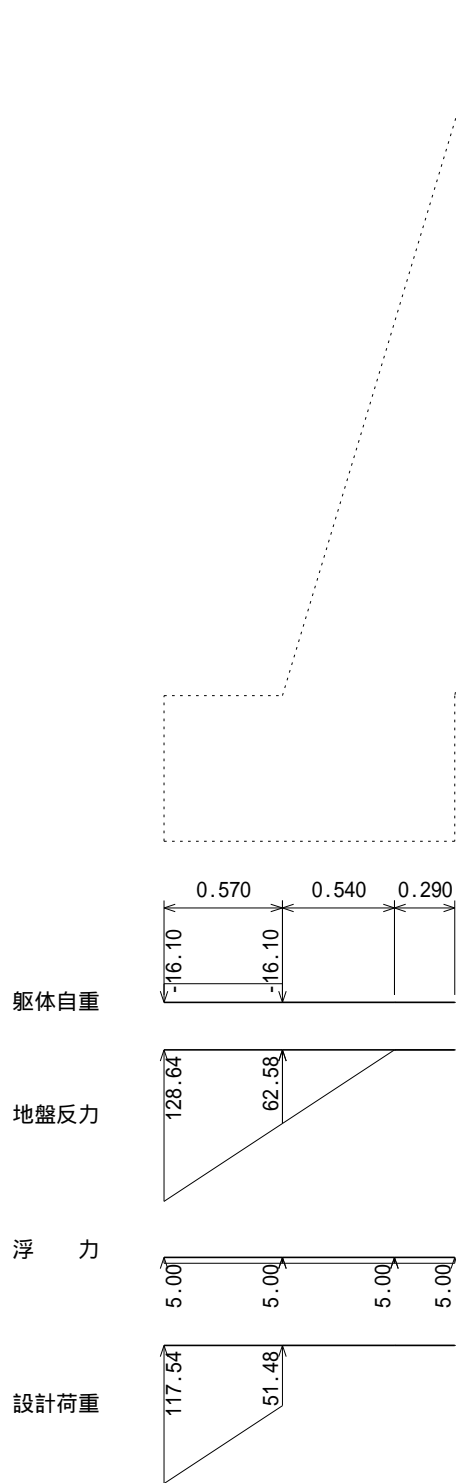
$$c_t = -0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

・せん断力度

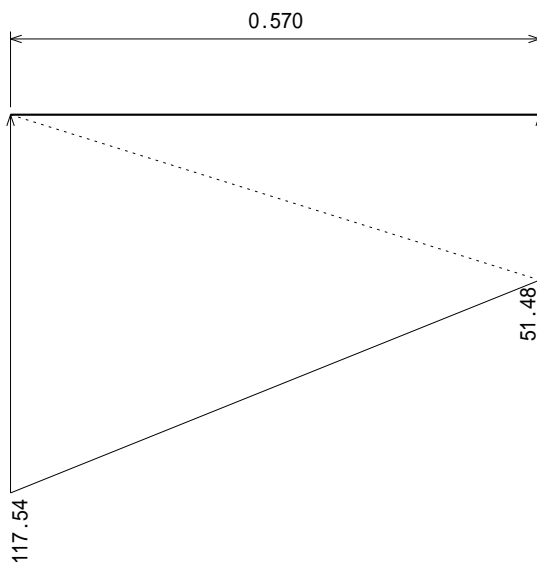
$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{47.70 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0.068 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

(4) 地震時・浮力考慮

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 $M_i = S_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
	$1/2 \times 0.570 \times 117.54$	33.50	$0.000 + 2/3 \times 0.570$
	$1/2 \times 0.570 \times 51.48$	14.67	$0.000 + 1/3 \times 0.570$
計	$S = 48.17$		$M = 15.52$

3) 応力度

・曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 15.52 \times 10^6}{1000 \times 700^2}$$

$$c = 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

$$c_t = -0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

・せん断応力度

$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{48.17 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0.069 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$