

③-3 VCCO

VCCO 構造計算書（水通し部）

目 次

1.	設計条件	1
1.1	対象荷重	1
1.2	土石流諸元	1
1.3	設計に用いる諸定数	1
1.4	準拠する基準類	1
2.	基本形状の設定	2
3.	安定計算	3
3.1	荷重図	3
3.2	鉛直荷重	3
3.3	水平荷重	3
3.4	滑動に対する安定	4
3.5	転倒に対する安定	4
3.6	地盤の支持力に対する安定	4
4.	角形鋼管柱の構造計算	5
4.1	断面寸法および性能	5
4.2	土石流時作用荷重	6
4.3	応力度照査	6
4.4	礫の衝突エネルギー	7
4.5	角形鋼管柱の吸収エネルギー	7
5.	アンカー鉄筋と底版コンクリート応力度照査	9
5.1	土石流時	9
5.2	礫衝突時	11
6.	支柱下端衝突時の構造検討	13
6.1	設計外力	13
6.2	支柱のせん断応力度照査	14
6.3	底版コンクリートの安全性照査	14

1. 設計条件

1.1 対象荷重

- ・土石流流体力 + 堆砂圧 + 自重
- ・礫衝突力

1.2 土石流諸元

土石流水深	0.530 m
土石流流速	3.98 m/s
土石流単位体積重量	19.19 kN/m ³
衝突礫径	0.500 m
礫の単位体積重量	25.50 kN/m ³
流水単位体積重量	11.77 kN/m ³

1.3 設計に用いる諸定数

1.3.1 堆砂

空中の単位体積重量	15.30 kN/m ³
土石流時の泥水中単位体積重量	8.24 kN/m ³
土圧係数	0.30

1.3.2 基礎地盤

摩擦係数	0.70
許容支持力	300 kN/m ² (200×1.5, 短期荷重)

1.3.3 コンクリート

単位体積重量	22.56 kN/m ³
設計基準強度	18 N/mm ²
許容支圧応力度	5.40 N/mm ²
許容せん断応力度	0.55 N/mm ²

1.3.4 鋼材

上部支柱材	□-350 ×9.0
材質	BCR295
降伏応力度	295 N/mm ²
許容曲げ応力度	175 N/mm ²
許容せん断応力度	100 N/mm ²

1.3.5 許容応力度の割増し係数

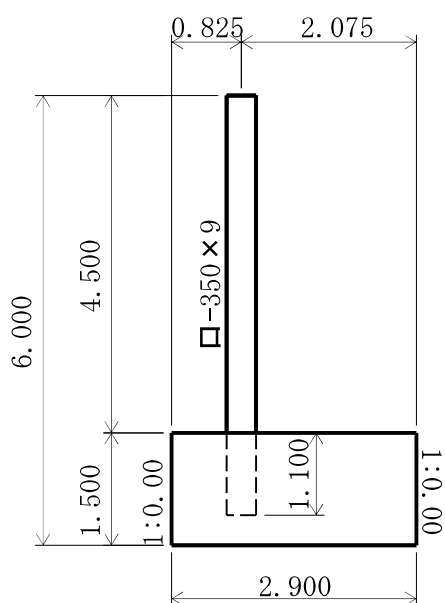
土石流時	1.50
礫衝突時	1.70

1.4 準拠する基準

建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 平成12年2月
土石流・流木対策設計技術指針 平成28年4月
新編・鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版

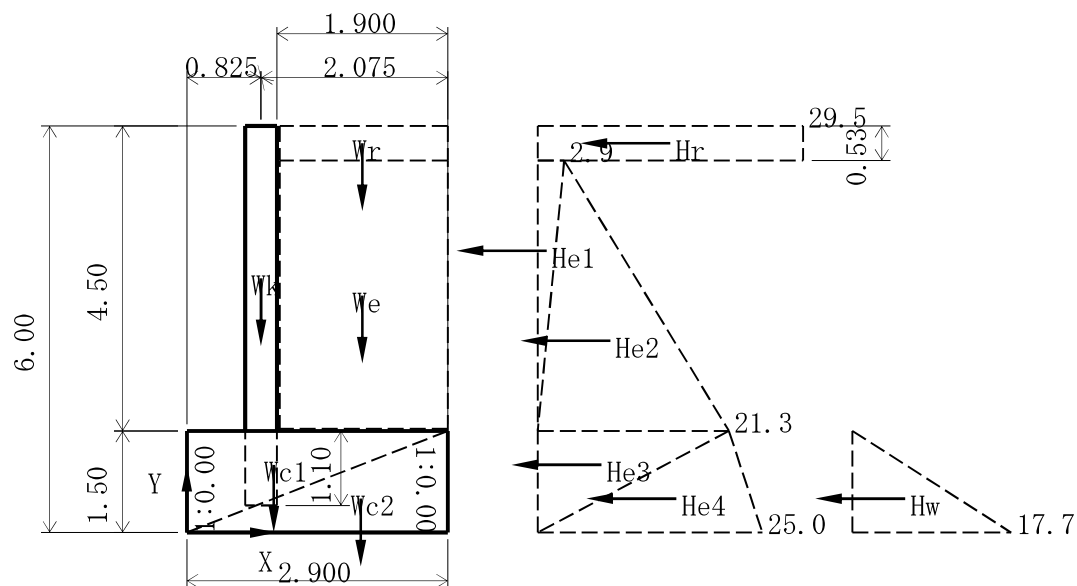
2. 基本形状の設定

堰堤透過部高さ	-----	4.500	m
設計対象の設置延長	-----	20.100	m
底版コンクリート：			
厚さ	-----	1.500	m
天端幅	-----	2.900	m
底面幅	-----	2.900	m
下流面勾配	-----	0.00	
上流面勾配	-----	0.00	
支柱上流縁端から基礎上流縁端までの距離	-----	1.900	m
支柱の設置間隔	堰堤軸方向 -----	0.550	m



3. 安定計算

3.1 荷重図



3.2 鉛直荷重

荷重種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr (kN・m/m)
自重	Wc1=	$0.50 \times 2.900 \times 1.500 \times 22.56$	49.1	0.97	48
	Wc2=	$0.50 \times 2.900 \times 1.500 \times 22.56$	49.1	1.93	95
	Wk=	$4.50 \times (0.92+1.98) \times 34/20.10$	22.1	0.83	18
堆砂重量	We=	$1.00 \times 1.900 \times 3.970 \times 15.30$	115.4	1.95	225
	We'=	$0.50 \times 0.000 \times 1.500 \times 8.24$	0.0	2.90	0
水重量	Ww=	$0.50 \times 0.000 \times 1.500 \times 11.77$	0.0	2.90	0
土石流重量	Wr=	$1.00 \times 1.900 \times 0.530 \times 19.19$	19.3	1.95	38
合 計 Σ			254.9		423

3.3 水平荷重

荷重種類	記号	計 算 式	水平力 H (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo (kN・m/m)
静水圧	Hw=	$0.50 \times 1.500 \times 1.500 \times 11.77$	13.2	0.50	7
堆砂圧	He1=	$0.30 \times 3.970 \times 0.530 \times 19.19/2$	6.1	4.15	25
	He2=	$0.30 \times 3.970 \times (0.530 \times 19.19 + 3.970 \times 15.30)/2$	42.2	2.82	119
	He3=	$0.30 \times 1.500 \times (0.530 \times 19.19 + 3.970 \times 15.30)/2$	16.0	1.00	16
	He4=	$0.30 \times 1.500 \times (0.530 \times 19.19 + 3.970 \times 15.30 + 1.50 \times 8.24)/2$	18.7	0.50	9
流体力	Hr=	$0.530 \times 3.980 \times 3.980 \times 19.19/9.8$	16.4	5.74	94
合 計 Σ			112.7		271

3.4 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

ここに、 F_s : 滑動に対する安全率

f : 堤体底面と基礎との摩擦係数 $f=0.7$

B : 堤体底面幅 = 2.9m

$$F_s = \frac{0.7 \times 254.9}{112.7}$$

$$= 1.58 > 1.00$$

----- OK !

3.5 転倒に対する安定

作用合力Rの偏心距離 e の値は次式で計算される。

$$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \leq B/3$$

$$= 2.9/2 - (423 - 271) / 255$$

$$= 0.85\text{m} < B/3 = 0.97\text{m}$$

----- OK !

3.6 地盤の支持力に対する安定

地盤の最大反力強度は作用合力Rの偏心位置により下式から求まる。

$$0 < e \leq B/6 \text{ のとき } \quad q_{\max} = (\Sigma V/B) \cdot (1 + 6e/B)$$

$$B/6 < e \leq B/3 \text{ のとき } \quad q_{\max} = 2 \times \Sigma V / (3d)$$

$$\text{ここに、} \quad d = (\Sigma M_r - \Sigma M_o) = (423 - 271) / 255$$

$$= 0.599\text{m}$$

$B/6 < e \leq B/3$ であるから、

$$q_{\max} = 2 \times \Sigma V / (3 \times d) = 2 \times 254.9 / (3 \times 0.599)$$

$$= 283\text{kN/m}^2 < 300\text{kN/m}^2 = q_a$$

----- OK !

$$q_{\min} = 0$$

$$= 0\text{kN/m}^2 < 300\text{kN/m}^2 = q_a$$

----- OK !

4. 角形鋼管柱の構造計算

4.1 断面寸法および性能

角形鋼管柱の性能については、腐食しろおよび余裕しろを考慮する。

角形鋼管 (BCR295)	□-350 ,	t=9.0
角形鋼管の有効幅	D=	350.0mm
有効板厚	t=	9.0mm
断面積	A =	120.0 cm ²
断面二次モーメント	I =	22,967 cm ⁴
断面係数	Z =	1,312 cm ³
塑性断面係数	Zp =	1,522 cm ³
角形鋼管材料の降伏強度	σ_y =	295 N/mm ²
ヤング率	E _s =	2.00×10 ⁵ N/mm ²

許容応力度 * :

角形鋼管 (BCR295)

曲げ	175 N/mm ²
せん断	100 N/mm ²

鉄筋 (SD345)

引張	180 N/mm ²
----	-----------------------

* 許容応力度の割増し係数

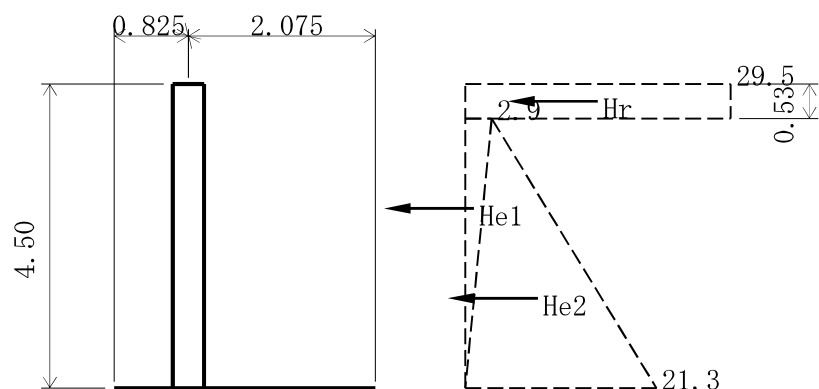
土石流時 = 1.5

礫衝突時 = 1.7

腐食しろおよび余裕しろ :

角形鋼管柱	0 mm (外側0.0mm, 内側0.0mm)
(外側 腐食しろ+余裕しろ	0.0mm+0.0mm)
(内側 腐食しろ+余裕しろ	0.0mm+0.0mm)

4.2 土石流時作用荷重



水平荷重

延長1.0mあたり

荷重種類	記号	計 算 式	水平力 H (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
堆砂圧	He1=	$0.30 \times 3.970 \times 0.530 \times 19.19/2$	6.06	2.65	16.06
	He2=	$0.30 \times 3.970 \times 0.530 \times 19.19$			
		$+ 3.970 \times 15.30)/2$	42.23	1.32	55.74
流体力	Hr=	$0.530 \times 3.980 \times 3.980 \times 19.19/9.8$	16.44	4.24	69.71
合 計 Σ			64.73		141.51

4.3 応力度照査

$$\begin{aligned} \text{最大曲げ応力度} & \sigma_b = \frac{\Sigma M}{Z} \times S_j = \frac{141.51}{1,312} \times 0.55 \times 10^3 \\ & = 59 \text{ N/mm}^2 < 263 \text{ N/mm}^2 \quad \text{----- OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{最大せん断応力度} & \tau = \frac{\Sigma H}{A} \times S_j = \frac{64.73}{120} \times 0.55 \times 10^3 \\ & = 3 \text{ N/mm}^2 < 150 \text{ N/mm}^2 \quad \text{----- OK!} \end{aligned}$$

$$S_j: \text{角形鋼管中心間隔} = 0.55\text{m}$$

4.4 礫の衝突エネルギー

礫の衝突エネルギー E_r は次式で表される。

$$E_r = 0.5 \times M_r \times U^2$$

ここに、

$$\text{礫の質量: } M_r = (\pi/6 \times d_{95}^3) \times \gamma_s / g$$

$$\text{礫の単位体積重量: } \gamma_s = 25.50 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{最大礫径: } d_{95} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{礫の衝突速度: } U = 3.98 \text{ m/s}$$

したがって、

$$M_r = (\pi/6 \times 0.50 \times 0.50 \times 0.50) \times 25.5/9.8 = 0.170 \text{ t} = 170 \text{ kg}$$

$$E_r = 0.5 \times 170 \times 3.98 \times 3.98 = 1346 \text{ N}\cdot\text{m} = 1.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.5 角形鋼管柱の吸収エネルギー

角形鋼管柱の変位による吸収エネルギー

$$\text{角形鋼管柱の幅: } D_o = 350.0 \text{ mm}$$

$$\text{板厚: } t_o = 9.0 \text{ mm}$$

$$\text{余裕代+腐食代: } \Delta t = 0.0 \text{ mm} \quad (\text{外側})$$

$$0.0 \text{ mm} \quad (\text{内側})$$

$$\text{有効幅: } D = 350.0 \text{ mm}$$

$$\text{有効板厚: } t = 9.0 \text{ mm}$$

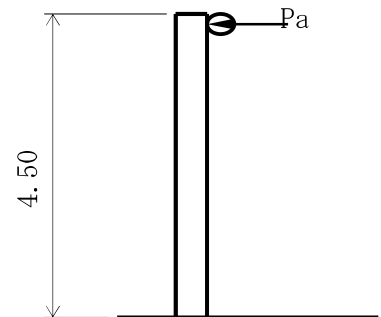
$$\text{降伏応力: } \sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ヤング率: } E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{荷重作用高さ: } H_p = 4.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{塑性断面係数: } Z_p &= 1,522 \text{ cm}^3 \\ &= 1522 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{角形鋼管柱の終局曲げ耐力: } M_p &= \sigma_y \cdot Z_p = 295 \times 1,522 \times 10^3 / 10^6 \\ &= 448.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$



角形鋼管柱の抵抗本数

Nt= 1 本

角形鋼管柱の塑性限界状態の吸収エネルギー

$$E_p = Nt \cdot M_p \cdot \theta_{pa} = 1 \times 448.9 \times 0.08727$$

$$= 39.2 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ----- OK !}$$

許容塑性回転角は、健全と判定できる限界角 5.00° を採用する。

$$\text{許容塑性回転角は } \theta_{pa} = 5.00^\circ = 0.08727 \text{ rad.}$$

$$\frac{R}{A_s \cdot E_s} = \frac{P_d}{b \cdot E_c} = \frac{P_j \cdot (d-x)}{b \cdot E_c \cdot (D-x)} \quad \text{式-5}$$

式1～5により、

$$x = \frac{6MLd + 3MD^2 + 6SLDd - 6SLd^2 + SD^3}{6ML + 6MD + 6SLD - 6SLd + 3SD^2}$$

$$= 0.5181m$$

ここに、

$$L = \frac{A_s}{b} \times \eta = \frac{795.2}{400} \times 9.355$$

$$= 18.6mm = 0.0186m$$

式1、3、5により、

$$P_j = \frac{2(D-x)S}{2L(d-x) + (D-x)^2 - x^2}$$

$$= 502.5kN/m$$

$$P_k = x \cdot P_j \cdot (D-x)$$

$$= 447.4kN/m$$

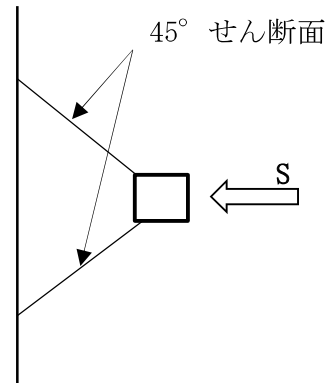
$$P_d = P_j \cdot (d-x) / (D-x)$$

$$= 286.6kN/m$$

式5により、

$$R = L \cdot (d-x) \cdot P_j / (D-x)$$

$$= 5.3kN$$



x、R、P_j、P_kを代入式1、2検証

$$\Sigma F = S - R - P_j \cdot (D-x) / 2 + P_k \cdot x / 2 = 0.0kN \quad \text{OK}$$

$$\Sigma M = M + S \cdot (D-x) - R \cdot (d-x) - P_j \cdot (D-x)^2 / 3 + P_k \cdot x^2 / 3 = 0.0kN \cdot m \quad \text{OK}$$

下流側のコンクリート支圧応力でアンカー鉄筋設置位置よりも上部に作用する部分については、安全側の設計としてこれを無視し、鉄筋の抵抗力に加算して照査する。

$$T = R + (P_j + P_d) \cdot (D-d) \cdot b / 2$$

$$= 5.3 + (502.5 + 286.6) \times (1.100 - 0.850) \times 0.4 / 2$$

$$= 44.8kN$$

鉄筋の引張応力度： $\sigma_s = T / A_s = 44782 / 795.2$

$$= 56 \text{ N/mm}^2 \leq 270 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} \quad \text{OK}$$

コンクリートの圧縮応力度： $\sigma_c = \max(P_j, P_k) / b = 502.464 / 0.4$

$$= 1256.2 \text{ kN/m}^2$$

$$= 1.26 \text{ N/mm}^2 \leq 8.10 \text{ N/mm}^2 = f'_c \quad \text{OK}$$

支圧応力度の許容値： $f'_c = 5.4 \times 1.5 = 8.10 \text{ (N/mm}^2)$

コンクリートのせん断応力度： $\tau_c = S / \sin 45^\circ / A_c = 35.6 / \sin 45^\circ / 1.94 = 18.7 \text{ kN/m}^2$

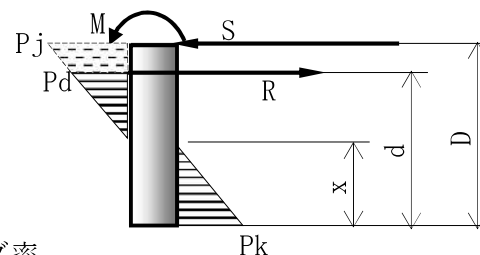
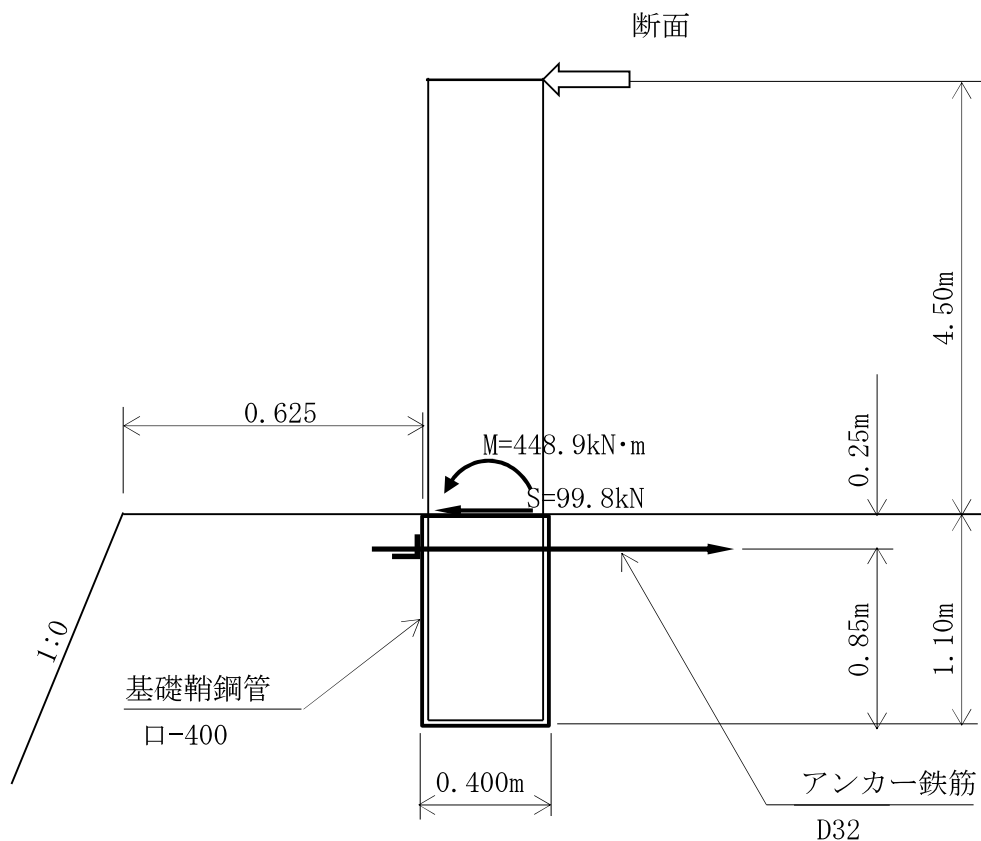
$$= 0.019 \text{ N/mm}^2 \leq 0.83 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca} \quad \text{OK}$$

せん断応力度の許容値： $\tau_{ca} = 0.55 \times 1.5 = 0.83 \text{ (N/mm}^2)$

ここに、 せん断面積： $A_c = 2 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1) / 2 \times 1.1 / \sin 45^\circ$

$$= 1.94 \text{ m}^2$$

5.2 礫衝突時



コンクリートの基準強度： $f'_{ck} = 18.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

基礎鞘管の根入深さ： $D = 1.100\text{m}$

アンカー鉄筋設置位置： $d = 0.850\text{m}$

基礎鞅管の幅： $b = 0.400\text{m}$

弹性比：

$$\eta = \frac{\text{鋼材のヤング率}}{\text{コンクリートのヤング率}} \\ = E_s/E_c = 205800/22000 \\ = 9.35$$

鉄筋断面積： $A_s = 1 \times 795.2$ D32 1 段設置
 $= 795 \text{ mm}^2$

支柱下端での作用力： $M = 448.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $S = 99.8 \text{ kN}$

上図により、力のつり合い式

$$S-R-P_j \cdot (D-x)/2 + P_k \cdot x/2 = 0 \quad \text{式-1}$$

$$M+S \cdot (D-x)-R \cdot (d-x)-P_j \cdot (D-x)^2/3-P_k \cdot x^2/3=0 \quad \text{式-2}$$

さらに、線形と変位関係から

$$P_j \cdot x = P_k \cdot (D - x) \quad \text{式-3}$$

$$Pd = P_j \cdot (d-x) / (D-x) \quad \text{式-4}$$

$$\frac{R}{A_s \cdot E_s} = \frac{P_d}{b \cdot E_c} = \frac{P_j \cdot (d-x)}{b \cdot E_c \cdot (D-x)} \quad \text{式-5}$$

式1～5により、

$$x = \frac{6MLd + 3MD^2 + 6SLDd - 6SLd^2 + SD^3}{6ML + 6MD + 6SLD - 6SLd + 3SD^2}$$

$$= 0.5350\text{m}$$

ここに、

$$L = \frac{A_s}{b} \times \eta = \frac{795}{400} \times 9$$

$$= 18.6\text{mm} = 0.0186\text{m}$$

式1、3、5により、

$$P_j = \frac{2(D-x)S}{2L(d-x) + (D-x)^2 - x^2}$$

$$= 2526\text{kN/m}$$

$$P_k = x \cdot P_j \cdot (D-x)$$

$$= 2392\text{kN/m}$$

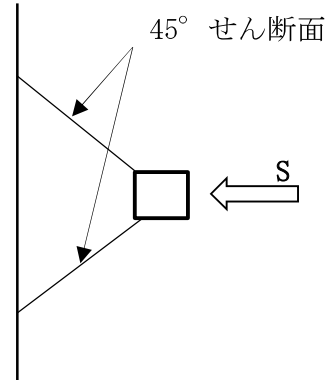
$$P_d = P_j \cdot (d-x) / (D-x)$$

$$= 1408.3\text{kN/m}$$

式5により、

$$R = L \cdot (d-x) \cdot P_j / (D-x)$$

$$= 26\text{kN}$$



x、R、P_j、P_kを代入式1、2検証

$$\Sigma F = S - R - P_j \cdot (D-x) / 2 + P_k \cdot x / 2 = 0.0\text{kN} \quad \text{OK}$$

$$\Sigma M = M + S \cdot (D-x) - R \cdot (d-x) - P_j \cdot (D-x)^2 / 3 + P_k \cdot x^2 / 3 = 0.0\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

下流側のコンクリート支圧応力でアンカー鉄筋設置位置よりも上部に作用する部分については、安全側の設計としてこれを無視し、鉄筋の抵抗力に加算して照査する。

$$T = R + (P_j + P_d) \cdot (D-d) \cdot b / 2$$

$$= 26.2 + (2,526.1 + 1,408.3) \times (1.100 - 0.850) \times 0.4 / 2$$

$$= 222.9\text{kN}$$

$$\text{鉄筋の引張応力度: } \sigma_s = T / A_s = 222912 / 795.2$$

$$= 280 \text{ N/mm}^2 \leq 306 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} \quad \text{OK}$$

$$\text{コンクリートの圧縮応力度: } \sigma_c = \max(P_j, P_k) / b = 2,526.1 / 0.4$$

$$= 6315.2 \text{ kN/m}^2$$

$$= 6.32 \text{ N/mm}^2 \leq 9.18 \text{ N/mm}^2 = f'_c \quad \text{OK}$$

$$\text{支圧応力度の許容値: } f'_c = 5.4 \times 1.7 = 9.18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートのせん断応力度: } \tau_c = S / \sin 45^\circ / A_c = 99.8 / \sin 45^\circ / 1.94 = 72.8 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.073 \text{ N/mm}^2 \leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca} \quad \text{OK}$$

$$\text{せん断応力度の許容値: } \tau_{ca} = 0.55 \times 1.7 = 0.94 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{ここに、せん断面積: } A_c = 2 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1) / 2 \times 1.1 / \sin 45^\circ$$

$$= 1.94 \text{ m}^2$$

6. 支柱下端衝突時の構造検討

6.1 設計外力

1) 礫の衝撃力

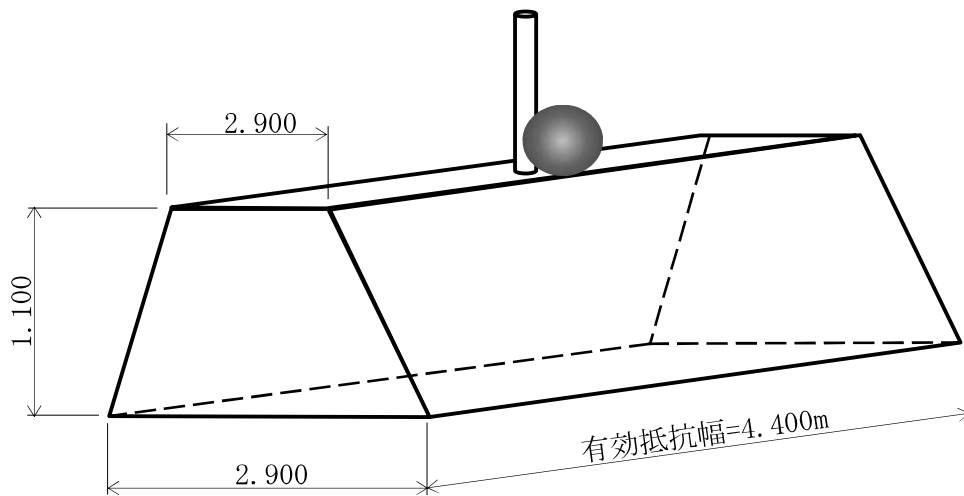
礫の重量：
$$W_R = \frac{\pi}{6} \cdot D_{95}^3 \cdot \gamma_R = \frac{\pi}{6} \times 0.50^3 \times 25.50 = 1.67 \text{ (kN)}$$

ここに、 D_{95} ：礫径 = 0.50 m
 γ_R ：礫の単位体積重量 = 25.50 (kN/m³)

礫の質量： $m_2 = W_R/g = 1.7/9.81 = 0.17 \text{ (t)}$

基礎鞘管底面上のブロックを考慮した質量：（下図参照）

$$M_1 = 0.5 \times (2.900 + 2.900) \times 1.100 \times 4.400 \times 22.56/9.81 \\ = 32.3 \text{ (t)}$$



衝撃力 P：
$$P = n \cdot \alpha^{3/2} = 1.68 \times 10^6 \times 0.00526^{3/2} \\ = 641 \text{ (kN)}$$

$$n = \sqrt{\frac{8 \cdot D_{95}}{9 \cdot \pi^2 \cdot (K_1 + K_2)^2}} \\ = \sqrt{\frac{8 \times 0.50}{9 \times \pi^2 \times (1.2 \times 10^{-7} + 6.15 \times 10^{-9})^2}} \\ = 1.68 \times 10^6 \text{ (kN/m}^{3/2}\text{)}$$

ここに、

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2.55 \times 10^6} = 1.20 \times 10^{-7} \text{ (m}^2\text{/kN)}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \cdot E_2} = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 4.91 \times 10^7} = 6.15 \times 10^{-9} \text{ (m}^2\text{/kN)}$$

ν_1 ：堤体のポアソン比 = 0.194

ν_2 ：礫のポアソン比 = 0.230

$$E_1: \text{堤体のヤング係数} = 2.551 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$E_2: \text{礫のヤング係数} = 4.905 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \cdot U^2}{4 \cdot n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 3.98 \times 3.98}{4 \times 5.88 \times 1.68 \times 10^6} \right)^{2/5}$$

$$= 0.00526 \text{ (m)}$$

$$n_1 = 1/m_2 = 5.88 \text{ (1/t)}$$

2) 礫の衝突速度及び質量比による補正係数

袖部に実際に作用する衝撃力 P_R は前述の衝撃力 P に補正係数 β を乗じた値とする。

$$P_R = \beta \cdot P = 0.938 \times 641$$

$$= 601 \text{ (kN)}$$

$$\text{ここに、} \beta = (E+1)^{-0.8} = (0.08337 + 1)^{-0.8} = 0.938$$

$$E = \frac{m_2}{M_1} \cdot U^2 = \frac{0.17}{32.3} \times 3.98^2$$

$$= 0.08337$$

$$U = 3.98 \text{ (m/s)} \quad \text{土石流の流速}$$

6.2 支柱のせん断応力度照査

礫の衝突に伴い生じる最大せん断応力度

$$\tau = \frac{P_R}{A} = \frac{601}{11,998} \times 10^3$$

$$= 50 \text{ N/mm}^2 < 170 \text{ N/mm}^2$$

OK

許容せん断応力度

$$\tau_a = 1.7 \times 100 = 170 \text{ N/mm}^2$$

6.3 底版コンクリートの安全性照査

1) 鞘管設置基面でのせん断摩擦安全率の検討

$$F_s = \frac{f \cdot V \cdot g + \tau_c \cdot A_c}{P_R} = \frac{0.7 \times 32.3 \times 9.81 + 2760 \times 12.76}{601}$$

$$= 58.97 > 4.00$$

OK

ここに、摩擦係数

$$f = 0.7$$

鞘管設置基面上方コンクリート質量

$$V = 32.3 \text{ (t)}$$

コンクリートの設計圧縮強度

$$f'_{cd} = 13,800 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートのせん断強度

$$\tau_c = f'_{cd}/5 = 13800/5 = 2760 \text{ kN/m}^2$$

鞘管設置基面のせん断面積

$$A_c = 2.900 \times 4.400 = 12.76 \text{ m}^2$$

2) 鞘管前面の押抜きせん断に対する検討

$$\text{コンクリートのせん断応力度: } \tau_c = S/A_c = 601/1.94 = 310 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.31 \text{ N/mm}^2 \leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca}$$

OK

$$\text{ここに、せん断面積: } A_c = 1.94 \text{ m}^2 \quad (5.2\text{章参照})$$

VCCO 構造計算書（基礎段上がり部）

目 次

1.	設計条件	1
1.1	対象荷重	1
1.2	土石流諸元	1
1.3	設計に用いる諸定数	1
1.4	準拠する基準類	1
2.	基本形状の設定	2
3.	安定計算	3
3.1	荷重図	3
3.2	鉛直荷重	3
3.3	水平荷重	3
3.4	滑動に対する安定	4
3.5	転倒に対する安定	4
3.6	地盤の支持力に対する安定	4
4.	角形鋼管柱の構造計算	5
4.1	断面寸法および性能	5
4.2	土石流時作用荷重	6
4.3	応力度照査	6
4.4	礫の衝突エネルギー	7
4.5	角形鋼管柱の吸収エネルギー	7
5.	アンカー鉄筋と底版コンクリート応力度照査	9
5.1	土石流時	9
5.2	礫衝突時	11
6.	支柱下端衝突時の構造検討	13
6.1	設計外力	13
6.2	支柱のせん断応力度照査	14
6.3	底版コンクリートの安全性照査	14

1. 設計条件

1.1 対象荷重

- ・土石流流体力 + 堆砂圧 + 自重
- ・礫衝突力

1.2 土石流諸元

土石流水深	0.530 m
土石流流速	3.98 m/s
土石流単位体積重量	19.19 kN/m ³
衝突礫径	0.500 m
礫の単位体積重量	25.50 kN/m ³
流水単位体積重量	11.77 kN/m ³

1.3 設計に用いる諸定数

1.3.1 堆砂

空中の単位体積重量	15.30 kN/m ³
土石流時の泥水中単位体積重量	8.24 kN/m ³
土圧係数	0.30

1.3.2 基礎地盤

摩擦係数	0.70
許容支持力	300 kN/m ² (200×1.5, 短期荷重)

1.3.3 コンクリート

単位体積重量	22.56 kN/m ³
設計基準強度	18 N/mm ²
許容支圧応力度	5.40 N/mm ²
許容せん断応力度	0.55 N/mm ²

1.3.4 鋼材

上部支柱材	□-350 ×9.0
材質	BCR295
降伏応力度	295 N/mm ²
許容曲げ応力度	175 N/mm ²
許容せん断応力度	100 N/mm ²

1.3.5 許容応力度の割増し係数

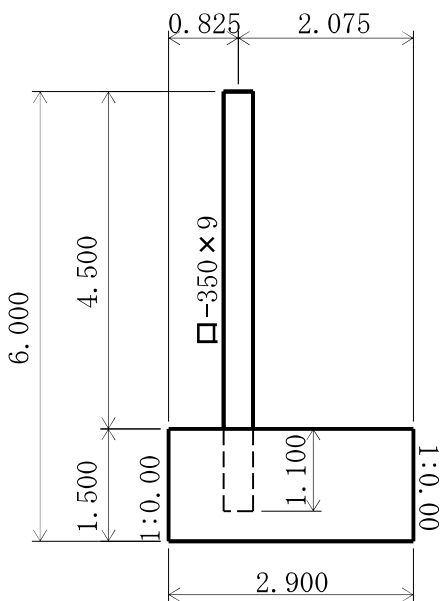
土石流時	1.50
礫衝突時	1.70

1.4 準拠する基準

建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 平成12年2月
土石流・流木対策設計技術指針 平成28年4月
新編・鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版

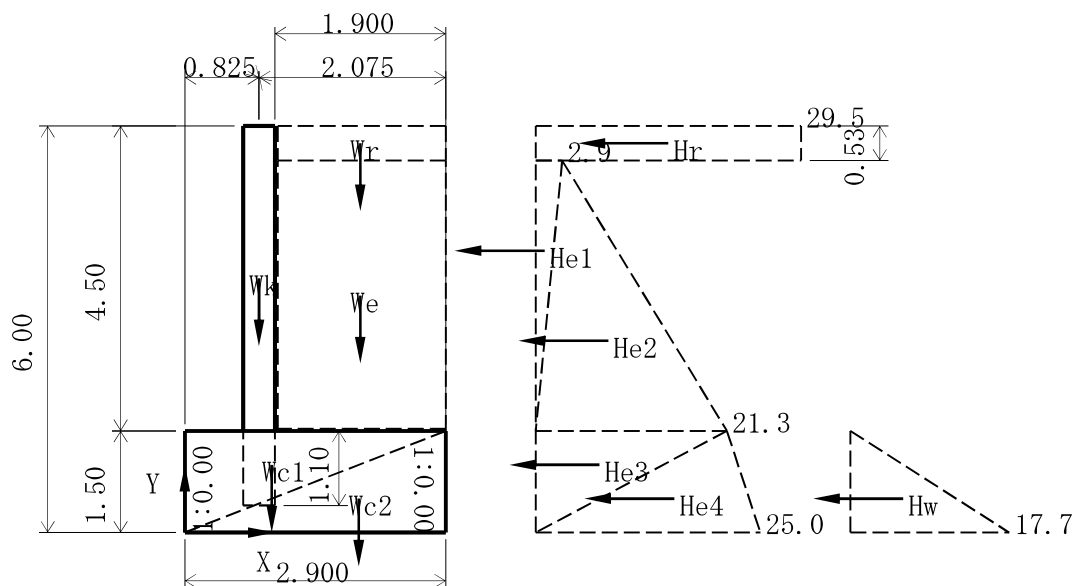
2. 基本形状の設定

堰堤透過部高さ	4.500	m
設計対象の設置延長	20.100	m
底版コンクリート：		
厚さ	1.500	m
天端幅	2.900	m
底面幅	2.900	m
下流面勾配	0.00	
上流面勾配	0.00	
支柱上流縁端から基礎上流縁端までの距離	1.900	m
支柱の設置間隔　　堰堤軸方向	0.550	m



3. 安定計算

3.1 荷重図



3.2 鉛直荷重

荷重種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr (kN・m/m)
自重	Wc1=	$0.50 \times 2.900 \times 1.500 \times 22.56$	49.1	0.97	48
	Wc2=	$0.50 \times 2.900 \times 1.500 \times 22.56$	49.1	1.93	95
	Wk=	$4.50 \times (0.92+1.98) \times 34/20.10$	22.1	0.83	18
堆砂重量	We=	$1.00 \times 1.900 \times 3.970 \times 15.30$	115.4	1.95	225
	We'=	$0.50 \times 0.000 \times 1.500 \times 8.24$	0.0	2.90	0
水重量	Ww=	$0.50 \times 0.000 \times 1.500 \times 11.77$	0.0	2.90	0
土石流重量	Wr=	$1.00 \times 1.900 \times 0.530 \times 19.19$	19.3	1.95	38
合 計 Σ			254.9		423

3.3 水平荷重

荷重種類	記号	計 算 式	水平力 H (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo (kN・m/m)
静水圧	Hw=	$0.50 \times 1.500 \times 1.500 \times 11.77$	13.2	0.50	7
堆砂圧	He1=	$0.30 \times 3.970 \times 0.530 \times 19.19/2$	6.1	4.15	25
	He2=	$0.30 \times 3.970 \times (0.530 \times 19.19 + 3.970 \times 15.30)/2$	42.2	2.82	119
	He3=	$0.30 \times 1.500 \times (0.530 \times 19.19 + 3.970 \times 15.30)/2$	16.0	1.00	16
	He4=	$0.30 \times 1.500 \times (0.530 \times 19.19 + 3.970 \times 15.30 + 1.50 \times 8.24)/2$	18.7	0.50	9
流体力	Hr=	$0.530 \times 3.980 \times 3.980 \times 19.19/9.8$	16.4	5.74	94
合 計 Σ			112.7		271

3.4 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

ここに、 F_s : 滑動に対する安全率

f : 堤体底面と基礎との摩擦係数 $f=0.7$

B : 堤体底面幅 = 2.9m

$$F_s = \frac{0.7 \times 254.9}{112.7}$$

$$= 1.58 > 1.00 \quad \text{----- OK !}$$

3.5 転倒に対する安定

作用合力Rの偏心距離 e の値は次式で計算される。

$$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \leq B/3$$

$$= 2.9/2 - (423 - 271) / 255$$

$$= 0.85\text{m} < B/3 = 0.97\text{m} \quad \text{----- OK !}$$

3.6 地盤の支持力に対する安定

地盤の最大反力強度は作用合力Rの偏心位置により下式から求まる。

$$0 < e \leq B/6 \text{ のとき} \quad q_{\max} = (\Sigma V/B) \cdot (1 + 6e/B)$$

$$B/6 < e \leq B/3 \text{ のとき} \quad q_{\max} = 2 \times \Sigma V / (3d)$$

ここに、 $d = (\Sigma M_r - \Sigma M_o) = (423 - 271) / 255$

$$= 0.599\text{m}$$

$B/6 < e \leq B/3$ であるから、

$$q_{\max} = 2 \times \Sigma V / (3 \times d) = 2 \times 254.9 / (3 \times 0.599)$$

$$= 283\text{kN/m}^2 < 300\text{kN/m}^2 = q_a \quad \text{----- OK !}$$

$$q_{\min} = 0$$

$$= 0\text{kN/m}^2 < 300\text{kN/m}^2 = q_a \quad \text{----- OK !}$$

4. 角形鋼管柱の構造計算

4.1 断面寸法および性能

角形鋼管柱の性能については、腐食しろおよび余裕しろを考慮する。

角形鋼管 (BCR295)	□-350 ,	t=9.0
角形鋼管の有効幅	D=	350.0mm
有効板厚	t=	9.0mm
断面積	A =	120.0 cm ²
断面二次モーメント	I =	22,967 cm ⁴
断面係数	Z =	1,312 cm ³
塑性断面係数	Zp =	1,522 cm ³
角形鋼管材料の降伏強度	σ_y =	295 N/mm ²
ヤング率	E _s =	2.00×10 ⁵ N/mm ²

許容応力度 * :

角形鋼管 (BCR295)

曲げ	175 N/mm ²
せん断	100 N/mm ²

鉄筋 (SD345)

引張	180 N/mm ²
----	-----------------------

* 許容応力度の割増し係数

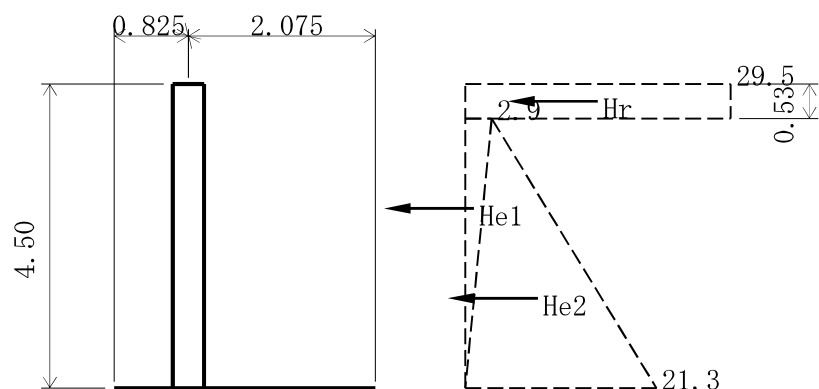
土石流時 = 1.5

礫衝突時 = 1.7

腐食しろおよび余裕しろ :

角形鋼管柱	0 mm (外側0.0mm, 内側0.0mm)
(外側 腐食しろ+余裕しろ	0.0mm+0.0mm)
(内側 腐食しろ+余裕しろ	0.0mm+0.0mm)

4.2 土石流時作用荷重



水平荷重

延長1.0mあたり

荷重種類	記号	計 算 式	水平力 H (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント M (kN・m/m)
堆砂圧	He1=	$0.30 \times 3.970 \times 0.530 \times 19.19/2$	6.06	2.65	16.06
	He2=	$0.30 \times 3.970 \times 0.530 \times 19.19 + 3.970 \times 15.30)/2$	42.23	1.32	55.74
流体力	Hr=	$0.530 \times 3.980 \times 3.980 \times 19.19/9.8$	16.44	4.24	69.71
合 計 Σ			64.73		141.51

4.3 応力度照査

$$\begin{aligned} \text{最大曲げ応力度} & \sigma_b = \frac{\Sigma M}{Z} \times S_j = \frac{141.51}{1,312} \times 0.55 \times 10^3 \\ & = 59 \text{ N/mm}^2 < 263 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{最大せん断応力度} & \tau = \frac{\Sigma H}{A} \times S_j = \frac{64.73}{120} \times 0.55 \times 10^3 \\ & = 3 \text{ N/mm}^2 < 150 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

$$S_j: \text{角形鋼管中心間隔} = 0.55\text{m}$$

4.4 礫の衝突エネルギー

礫の衝突エネルギー E_r は次式で表される。

$$E_r = 0.5 \times M_r \times U^2$$

ここに、

$$\text{礫の質量: } M_r = (\pi/6 \times d_{95}^3) \times \gamma_s / g$$

$$\text{礫の単位体積重量: } \gamma_s = 25.50 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{最大礫径: } d_{95} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{礫の衝突速度: } U = 3.98 \text{ m/s}$$

したがって、

$$M_r = (\pi/6 \times 0.50 \times 0.50 \times 0.50) \times 25.5/9.8 = 0.170 \text{ t} = 170 \text{ kg}$$

$$E_r = 0.5 \times 170 \times 3.98 \times 3.98 = 1346 \text{ N}\cdot\text{m} = 1.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.5 角形鋼管柱の吸収エネルギー

角形鋼管柱の変位による吸収エネルギー

$$\text{角形鋼管柱の幅: } D_o = 350.0 \text{ mm}$$

$$\text{板厚: } t_o = 9.0 \text{ mm}$$

$$\text{余裕代+腐食代: } \Delta t = 0.0 \text{ mm} \quad (\text{外側})$$

$$0.0 \text{ mm} \quad (\text{内側})$$

$$\text{有効幅: } D = 350.0 \text{ mm}$$

$$\text{有効板厚: } t = 9.0 \text{ mm}$$

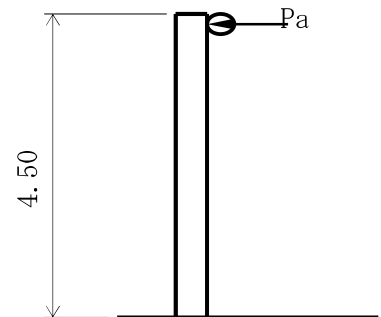
$$\text{降伏応力: } \sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ヤング率: } E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{荷重作用高さ: } H_p = 4.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{塑性断面係数: } Z_p &= 1,522 \text{ cm}^3 \\ &= 1522 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{角形鋼管柱の終局曲げ耐力: } M_p &= \sigma_y \cdot Z_p = 295 \times 1,522 \times 10^3 / 10^6 \\ &= 448.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$



角形鋼管柱の抵抗本数

Nt= 1 本

角形鋼管柱の塑性限界状態の吸収エネルギー

$$E_p = Nt \cdot M_p \cdot \theta_{pa} = 1 \times 448.9 \times 0.08727$$

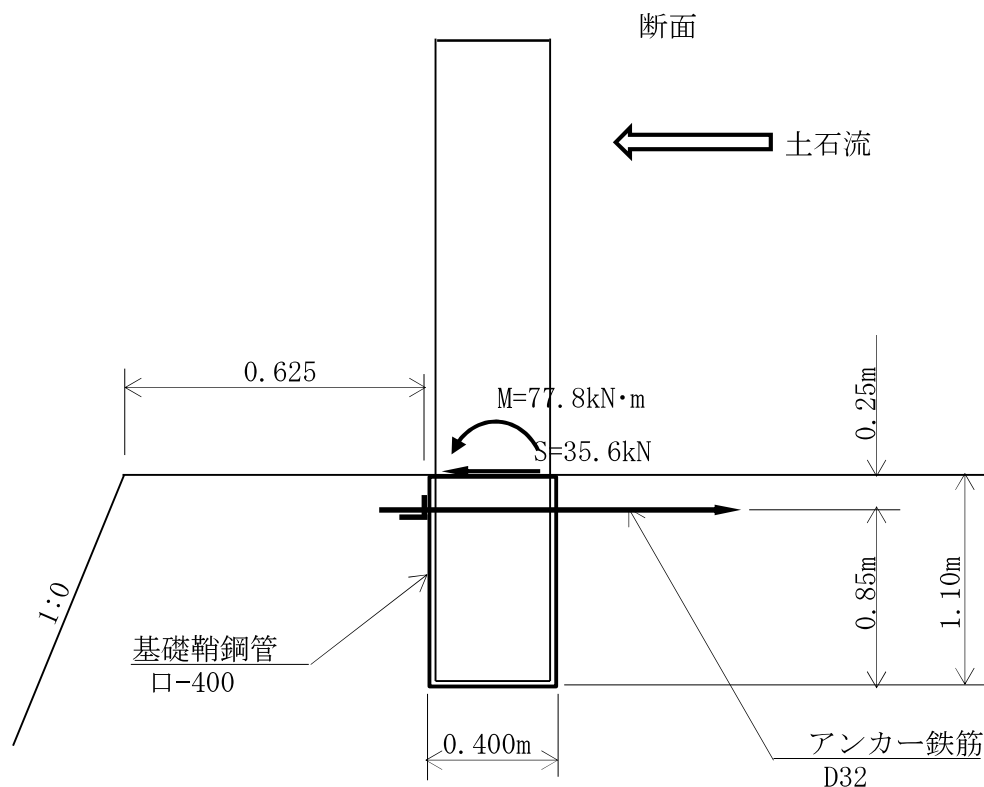
$$= 39.2 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ----- OK !}$$

許容塑性回転角は、健全と判定できる限界角 5.00° を採用する。

$$\text{許容塑性回転角は } \theta_{pa} = 5.00^\circ = 0.08727 \text{ rad.}$$

5. アンカー鉄筋と底版コンクリート応力度照査

5.1 土石流時



コンクリートの基準強度: $f'_{ck} = 18.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

基礎鞘管の根入深さ: $D = 1.100\text{m}$

アンカー鉄筋設置位置: $d = 0.850\text{m}$

基礎鞘管の幅: $b = 0.400\text{m}$

弾性比:

$$\eta = \frac{\text{鋼材のヤング率}}{\text{コンクリートのヤング率}} = E_s/E_c = 205800/22000 = 9.35$$

鉄筋断面積: $A_s = 1 \times 795.2 \text{ mm}^2$ D32 1 段設置

支柱下端での作用力: $M = 141.51 \times 0.55 = 78\text{kN}\cdot\text{m}$

$S = 64.73 \times 0.55 = 35.6\text{kN}$

4.2 参照

上図により、力のつり合い式

$$S - R - P_j \cdot (D - x) / 2 + P_k \cdot x / 2 = 0 \quad \text{式-1}$$

$$M + S \cdot (D - x) - R \cdot (d - x) - P_j \cdot (D - x)^2 / 3 - P_k \cdot x^2 / 3 = 0 \quad \text{式-2}$$

さらに、線形と変位関係から

$$P_j \cdot x = P_k \cdot (D - x) \quad \text{式-3}$$

$$P_d = P_j \cdot (d - x) / (D - x) \quad \text{式-4}$$

$$\frac{R}{A_s \cdot E_s} = \frac{P_d}{b \cdot E_c} = \frac{P_j \cdot (d-x)}{b \cdot E_c \cdot (D-x)}$$

式-5

式1～5により、

$$x = \frac{6MLd + 3MD^2 + 6SLDd - 6SLd^2 + SD^3}{6ML + 6MD + 6SLD - 6SLd + 3SD^2}$$

$$= 0.5181m$$

ここに、

$$L = \frac{A_s}{b} \times \eta = \frac{795.2}{400} \times 9.355$$

$$= 18.6mm = 0.0186m$$

式1、3、5により、

$$P_j = \frac{2(D-x)S}{2L(d-x) + (D-x)^2 - x^2}$$

$$= 502.5kN/m$$

$$P_k = x \cdot P_j \cdot (D-x)$$

$$= 447.4kN/m$$

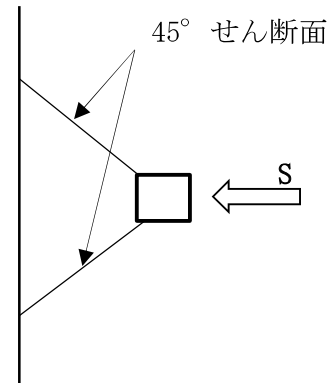
$$P_d = P_j \cdot (d-x) / (D-x)$$

$$= 286.6kN/m$$

式5により、

$$R = L \cdot (d-x) \cdot P_j / (D-x)$$

$$= 5.3kN$$



x、R、P_j、P_kを代入式1、2検証

$$\Sigma F = S - R - P_j \cdot (D-x) / 2 + P_k \cdot x / 2 = 0.0kN \quad OK$$

$$\Sigma M = M + S \cdot (D-x) - R \cdot (d-x) - P_j \cdot (D-x)^2 / 3 + P_k \cdot x^2 / 3 = 0.0kN \cdot m \quad OK$$

下流側のコンクリート支圧応力でアンカー鉄筋設置位置よりも上部に作用する部分については、安全側の設計としてこれを無視し、鉄筋の抵抗力に加算して照査する。

$$T = R + (P_j + P_d) \cdot (D-d) \cdot b / 2$$

$$= 5.3 + (502.5 + 286.6) \times (1.100 - 0.850) \times 0.4 / 2$$

$$= 44.8kN$$

鉄筋の引張応力度： $\sigma_s = T / A_s = 44782 / 795.2$

$$= 56 \text{ N/mm}^2 \leq 270 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} \quad OK$$

コンクリートの圧縮応力度： $\sigma_c = \max(P_j, P_k) / b = 502.464 / 0.4$

$$= 1256.2 \text{ kN/m}^2$$

$$= 1.26 \text{ N/mm}^2 \leq 8.10 \text{ N/mm}^2 = f'_c \quad OK$$

支圧応力度の許容値： $f'_c = 5.4 \times 1.5 = 8.10 \text{ (N/mm}^2)$

コンクリートのせん断応力度： $\tau_c = S / \sin 45^\circ / A_c = 35.6 / \sin 45^\circ / 0.97 = 37.4 \text{ kN/m}^2$

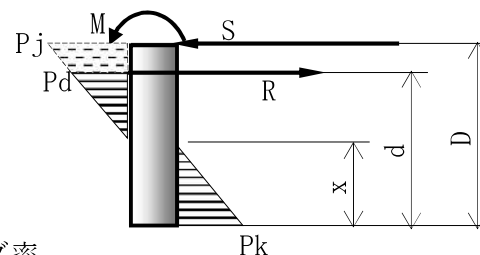
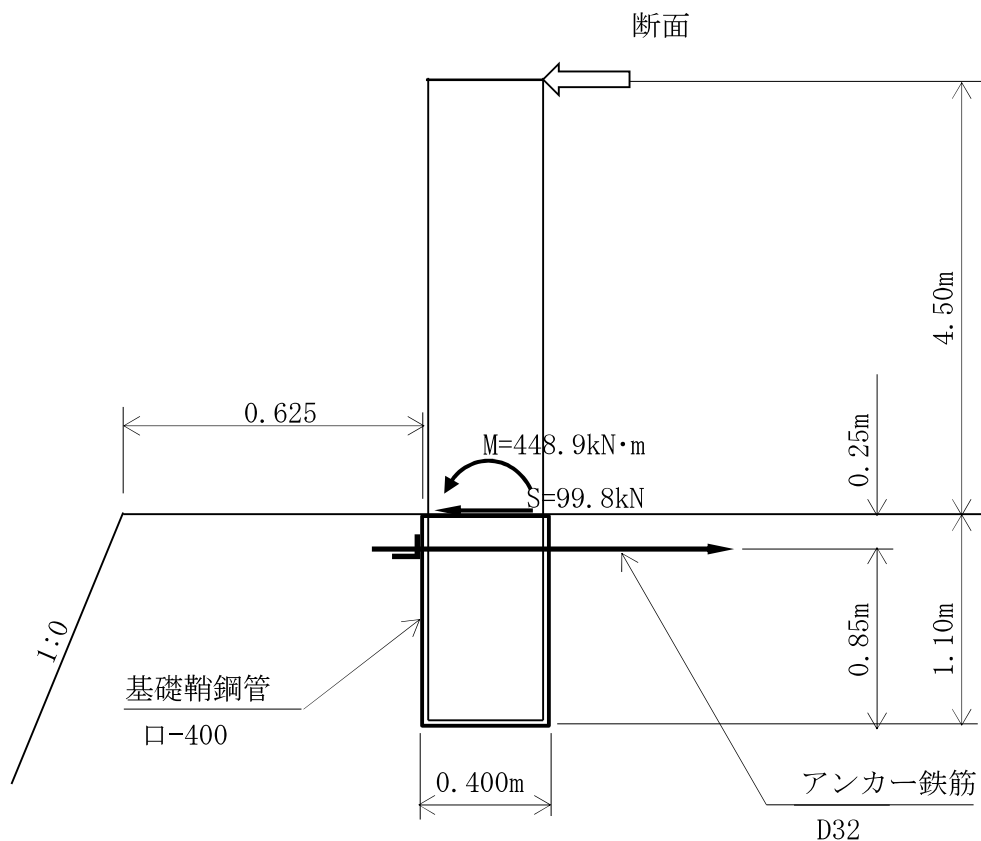
$$= 0.037 \text{ N/mm}^2 \leq 0.83 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca} \quad OK$$

せん断応力度の許容値： $\tau_{ca} = 0.55 \times 1.5 = 0.83 \text{ (N/mm}^2)$

ここに、せん断面積： $A_c = 1 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1) / 2 \times 1.1 / \sin 45^\circ$

$$= 0.97 \text{ m}^2$$

5.2 礫衝突時



コンクリートの基準強度： $f'_{ck} = 18.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

基礎鞘管の根入深さ： $D = 1.100\text{m}$

アンカー鉄筋設置位置： $d = 0.850\text{m}$

基礎鞘管の幅： $b = 0.400\text{m}$

弹性比：

$$\eta = \frac{\text{鋼材のヤング率}}{\text{コンクリートのヤング率}} \\ = E_s/E_c = 205800/22000 \\ = 9.35$$

鉄筋断面積： $A_s = 1 \times 795.2$ D32 1 段設置
 $= 795 \text{ mm}^2$

支柱下端での作用力： $M = 448.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $S = 99.8 \text{ kN}$

上図により、力のつり合い式

$$S-R-P_j \cdot (D-x)/2 + P_k \cdot x/2 = 0 \quad \text{式-1}$$

$$M+S \cdot (D-x)-R \cdot (d-x)-P_j \cdot (D-x)^2/3-P_k \cdot x^2/3=0 \quad \text{式-2}$$

さらに、線形と変位関係から

$$P_j \cdot x = P_k \cdot (D - x) \quad \text{式-3}$$

$$Pd = P_j \cdot (d-x) / (D-x) \quad \text{式-4}$$

$$\frac{R}{A_s \cdot E_s} = \frac{P_d}{b \cdot E_c} = \frac{P_j \cdot (d-x)}{b \cdot E_c \cdot (D-x)} \quad \text{式-5}$$

式1～5により、

$$x = \frac{6MLd + 3MD^2 + 6SLDd - 6SLd^2 + SD^3}{6ML + 6MD + 6SLD - 6SLd + 3SD^2}$$

$$= 0.5350\text{m}$$

ここに、

$$L = \frac{A_s}{b} \times \eta = \frac{795}{400} \times 9$$

$$= 18.6\text{mm} = 0.0186\text{m}$$

式1、3、5により、

$$P_j = \frac{2(D-x)S}{2L(d-x) + (D-x)^2 - x^2}$$

$$= 2526\text{kN/m}$$

$$P_k = x \cdot P_j \cdot (D-x)$$

$$= 2392\text{kN/m}$$

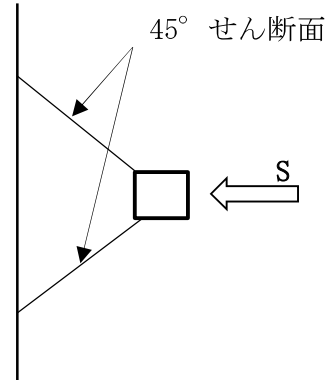
$$P_d = P_j \cdot (d-x) / (D-x)$$

$$= 1408.3\text{kN/m}$$

式5により、

$$R = L \cdot (d-x) \cdot P_j / (D-x)$$

$$= 26\text{kN}$$



x、R、P_j、P_kを代入式1、2検証

$$\Sigma F = S - R - P_j \cdot (D-x) / 2 + P_k \cdot x / 2 = 0.0\text{kN} \quad \text{OK}$$

$$\Sigma M = M + S \cdot (D-x) - R \cdot (d-x) - P_j \cdot (D-x)^2 / 3 + P_k \cdot x^2 / 3 = 0.0\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

下流側のコンクリート支圧応力でアンカー鉄筋設置位置よりも上部に作用する部分については、安全側の設計としてこれを無視し、鉄筋の抵抗力に加算して照査する。

$$T = R + (P_j + P_d) \cdot (D-d) \cdot b / 2$$

$$= 26.2 + (2,526.1 + 1,408.3) \times (1.100 - 0.850) \times 0.4 / 2$$

$$= 222.9\text{kN}$$

$$\text{鉄筋の引張応力度: } \sigma_s = T / A_s = 222912 / 795.2$$

$$= 280 \text{ N/mm}^2 \leq 306 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} \quad \text{OK}$$

$$\text{コンクリートの圧縮応力度: } \sigma_c = \max(P_j, P_k) / b = 2,526.1 / 0.4$$

$$= 6315.2 \text{ kN/m}^2$$

$$= 6.32 \text{ N/mm}^2 \leq 9.18 \text{ N/mm}^2 = f'_c \quad \text{OK}$$

$$\text{支圧応力度の許容値: } f'_c = 5.4 \times 1.7 = 9.18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートのせん断応力度: } \tau_c = S / \sin 45^\circ / A_c = 99.8 / \sin 45^\circ / 0.97 = 145.5 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.146 \text{ N/mm}^2 \leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca} \quad \text{OK}$$

$$\text{せん断応力度の許容値: } \tau_{ca} = 0.55 \times 1.7 = 0.94 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{ここに、せん断面積: } A_c = 1 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1) / 2 \times 1.1 / \sin 45^\circ$$

$$= 0.97 \text{ m}^2$$

6. 支柱下端衝突時の構造検討

6.1 設計外力

1) 礫の衝撃力

礫の重量：
$$W_R = \frac{\pi}{6} \cdot D_{95}^3 \cdot \gamma_R = \frac{\pi}{6} \times 0.50^3 \times 25.50 = 1.67 \text{ (kN)}$$

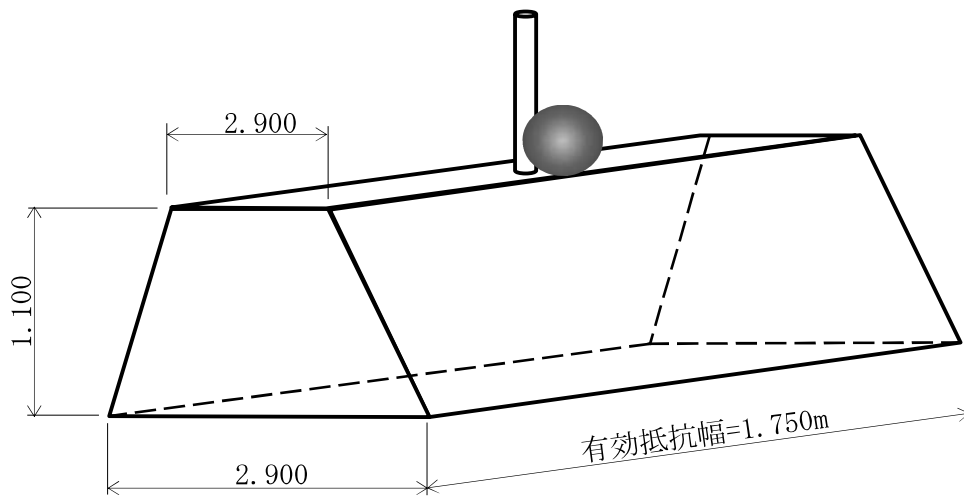
ここに、 D_{95} ：礫径 = 0.50 m
 γ_R ：礫の単位体積重量 = 25.50 (kN/m³)

礫の質量： $m_2 = W_R/g = 1.7/9.81 = 0.17 \text{ (t)}$

基礎鞘管底面上のブロックを考慮した質量：（下図参照）

$$M_1 = 0.5 \times (2.900 + 2.900) \times 1.100 \times 1.750 \times 22.56/9.81$$

$$= 12.8 \text{ (t)}$$



衝撃力 P：
$$P = n \cdot \alpha^{3/2} = 1.68 \times 10^6 \times 0.00526^{3/2}$$

$$= 641 \text{ (kN)}$$

$$n = \sqrt{\frac{8 \cdot D_{95}}{9 \cdot \pi^2 \cdot (K_1 + K_2)^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{8 \times 0.50}{9 \times \pi^2 \times (1.2 \times 10^{-7} + 6.15 \times 10^{-9})^2}}$$

$$= 1.68 \times 10^6 \text{ (kN/m}^{3/2}\text{)}$$

ここに、

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2.55 \times 10^6} = 1.20 \times 10^{-7} \text{ (m}^2\text{/kN)}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \cdot E_2} = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 4.91 \times 10^7} = 6.15 \times 10^{-9} \text{ (m}^2\text{/kN)}$$

ν_1 ：堤体のポアソン比 = 0.194

ν_2 ：礫のポアソン比 = 0.230

$$E_1: \text{堤体のヤング係数} = 2.551 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$E_2: \text{礫のヤング係数} = 4.905 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \cdot U^2}{4 \cdot n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 3.98 \times 3.98}{4 \times 5.88 \times 1.68 \times 10^6} \right)^{2/5}$$

$$= 0.00526 \text{ (m)}$$

$$n_1 = 1/m_2 = 5.88 \text{ (1/t)}$$

2) 礫の衝突速度及び質量比による補正係数

袖部に実際に作用する衝撃力 P_R は前述の衝撃力 P に補正係数 β を乗じた値とする。

$$P_R = \beta \cdot P = 0.858 \times 641$$

$$= 550 \text{ (kN)}$$

$$\text{ここに、} \beta = (E+1)^{-0.8} = (0.21038 + 1)^{-0.8} = 0.858$$

$$E = \frac{m_2}{M_1} \cdot U^2 = \frac{0.17}{12.8} \times 3.98^2$$

$$= 0.21038$$

$$U = 3.98 \text{ (m/s)} \quad \text{土石流の流速}$$

6.2 支柱のせん断応力度照査

礫の衝突に伴い生じる最大せん断応力度

$$\tau = \frac{P_R}{A} = \frac{550}{11,998} \times 10^3$$

$$= 46 \text{ N/mm}^2 < 170 \text{ N/mm}^2$$

OK

許容せん断応力度

$$\tau_a = 1.7 \times 100 = 170 \text{ N/mm}^2$$

6.3 底版コンクリートの安全性照査

1) 鞘管設置基面でのせん断摩擦安全率の検討

$$F_s = \frac{f \cdot V \cdot g + \tau_c \cdot A_c}{P_R} = \frac{0.7 \times 12.8 \times 9.81 + 2760 \times 5.075}{550}$$

$$= 25.63 > 4.00$$

OK

ここに、摩擦係数

$$f = 0.7$$

鞘管設置基面上方コンクリート質量

$$V = 13 \text{ (t)}$$

コンクリートの設計圧縮強度

$$f'_{cd} = 13,800 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートのせん断強度

$$\tau_c = f'_{cd}/5 = 13800/5 = 2760 \text{ kN/m}^2$$

鞘管設置基面のせん断面積

$$A_c = 2.900 \times 1.750 = 5.08 \text{ m}^2$$

2) 鞘管前面の押抜きせん断に対する検討

$$\text{コンクリートのせん断応力度: } \tau_c = S/A_c = 550/0.97 = 567 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.57 \text{ N/mm}^2 \leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca}$$

OK

$$\text{ここに、せん断面積: } A_c = 0.97 \text{ m}^2 \quad (5.2\text{章参照})$$