

別添資料 T4-1
損失落差計算書 (Tornaui地点)

第1章 損失落差の計算

第1節 取水口における損失落差

1. 流入による損失落差

$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

ここに h_e : 流入による損失落差 (m)
 f_e : 流入損失係数 0.1
 V_1 : 流入前流速 (m/s)
 V_2 : 流入後流速 (m/s)

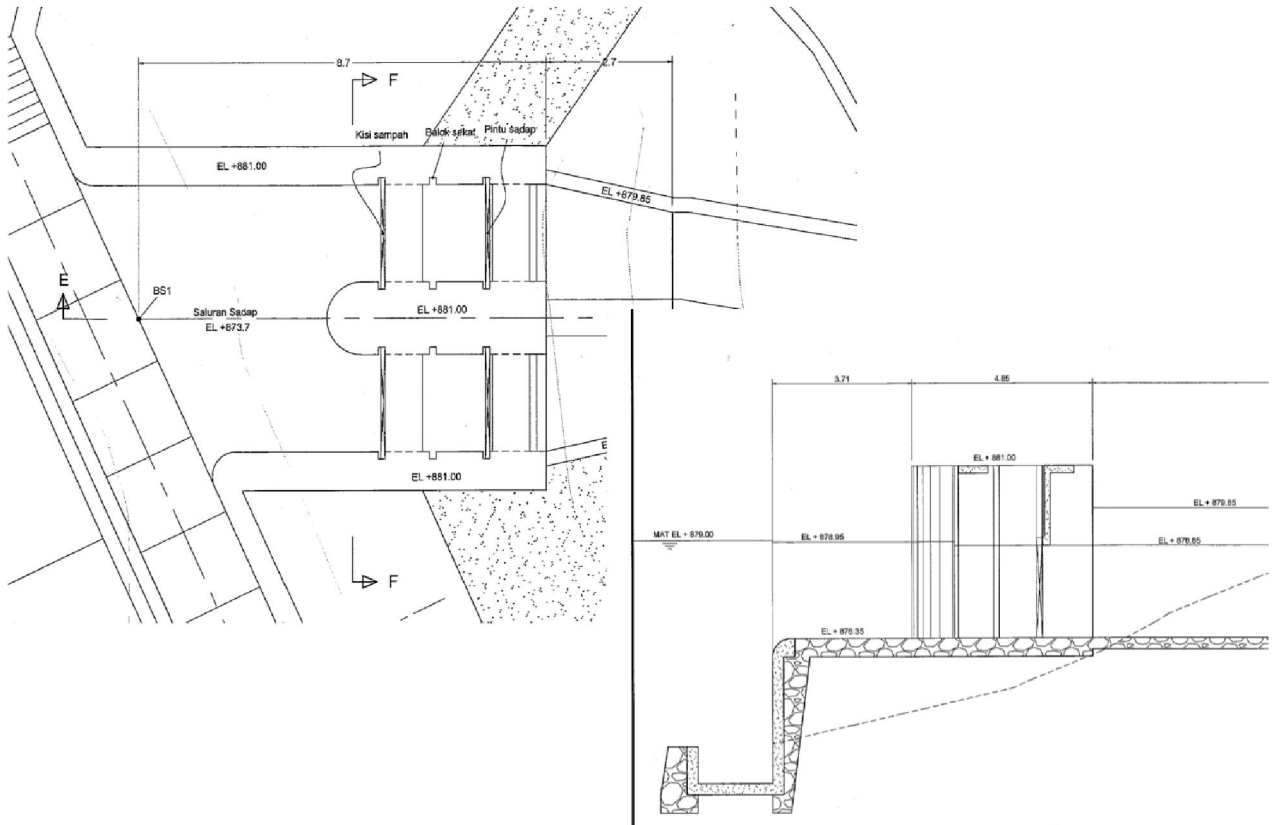
いま、 $V_1=0$ とみなせるから次式に変形できる。

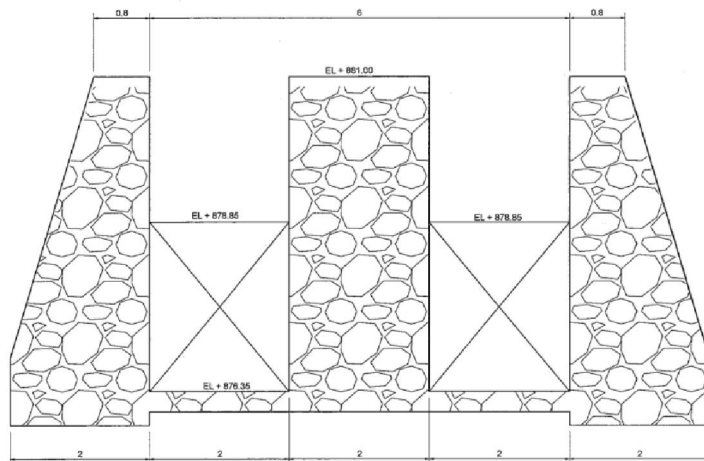
$$h_e = (1 + f_e) \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

流入による損失落差は次表のとおりである。

項目	上流水位 $WL_1(m)$	下流水位 $WL_2(m)$	取水口敷 $Z_2(m)$					
最大	879.000	878.982	876.350					
常時	879.000	879.000	876.350					

項目	流量 $Q(m^3/s)$	取水口全幅 $B(m)$	下流水深 $H_2(m)$	流入後流速 $V_2(m/s)$	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失係数 $1+f_e$	損失落差 $h_e(m)$	
最大	11.500	8.000	2.632	0.546	0.015	1.170	0.018	0.000
常時	1.730	8.000	2.650	0.082	-	1.170	-	0.000





POTONGAN F - F

・ 限界水深の算定

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots \textcircled{2}$$

限界水深	: hc	(m)
使用水量	: Q	(m^3/s)
流速分布補正係数	: $\alpha =$	1.0
重力加速度	: $g =$	9.8 (m^2/s)
水路幅	: $B =$	8.000 (m)
側壁勾配	: $m =$	0.000
流積	: $A = (B + m \cdot hc) hc$	(m^2)
水面幅	: $T = B + 2m \cdot hc$	(m)

平均流速: $V = Q/A$ 、水理水深: $D = A/T$ を②式に代入すると、以下のとおりとなる。

$$\alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \dots \textcircled{3}$$

$$V = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{4}$$

$$D = \frac{A}{T} \dots \textcircled{5}$$

③に④、⑤を代入すると

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots \textcircled{6}$$

となるので、⑥式を満足する h を hc とする

項目	流量 $Q (m^3/s)$	限界水深 $h_c (m)$	水路幅 $B (m)$	補正係数 α	流積 $A (m^2)$	左辺 $\alpha Q^2/g$	右辺 A^3/T	左辺-右辺
最大	11.500	0.595	8.000	1.000	4.762	13.495	13.495	0.000
常時	1.730	0.168	8.000	1.000	1.347	0.305	0.305	0.000

2. ピアーによる損失落差

$$h_p = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{C^2 B_2^2 (H_1 - h_3)^2} - \frac{1}{B_1^2 H_1^2} \right]$$

ここに h_p : ピアーによる損失落差 (m)
 Q : 流量 (m^3/s)
 C : ピアーの形状による 0.92 (m/s)
 B_1 : ピアー直前の水路幅 8.00 (m)
 B_2 : 水路幅からピアー幅総計を控除した幅
 t : ピアー1基の幅 2.00 (m)
 H_1 : ピアー上流側の水深

いま、 $h_p/H_1=0$ と仮定して、 h_p を次式で求める。

$$h_p = \left\{ \frac{1}{C^2} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^2 - 1 \right\} \frac{V_1^2}{2g}, \quad V_1 = \frac{Q}{B_1 H_1}$$

これを第1近似値として両辺が一致するよう試算する。
 各使用水量時のピアーによる損失落差は次表のとおりである。

項目	上流水位 $WL_1(m)$	取水口敷 $Z_1(m)$	上流水深 $H_1(m)$	直前水路幅 B_1	控除水路幅 B_2	ピアー係数 C	$C^2 B_2^2$	$B_1^2 H_1^2$
最大	878.982	876.350	2.632	8.000	6.000	0.920	30.470	443.355
常時	879.000	876.350	2.650	8.000	6.000	0.920	30.470	449.440

項目	流量 $Q(m^3/s)$	$Q^2/2g$	損失落差 h_p	下流水深 H_2	下流水位 $WL_2(m)$	h_p'	$h_p - h_p'$
最大	11.500	6.747	0.017	2.615	878.965	0.017	-0.000
常時	1.730	0.153	-	2.650	879.000	0.000	-0.000

3. 取水口における損失落差の合計

$$h_I = h_e + h_p + h_c$$

ここに h_e : 流入による損失落差 (m)
 h_p : ピアーによる損失落差 (m)
 h_c : 余裕 (m)

取水口における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
流入	h_e	0.018	0.000
ピアー	h_p	0.017	0.000
余裕	h_c	0.000	0.000
計	h_I	0.035	0.000

取水路始点における水位は次のとおりである。

使用水量ケース	最大	常時
取水口始点水位	879.000	879.000
取水口損失落差	0.035	0.000
水路始点水位	878.965	879.000

第2節 沈砂池における損失落差

1. 断面変化による損失落差

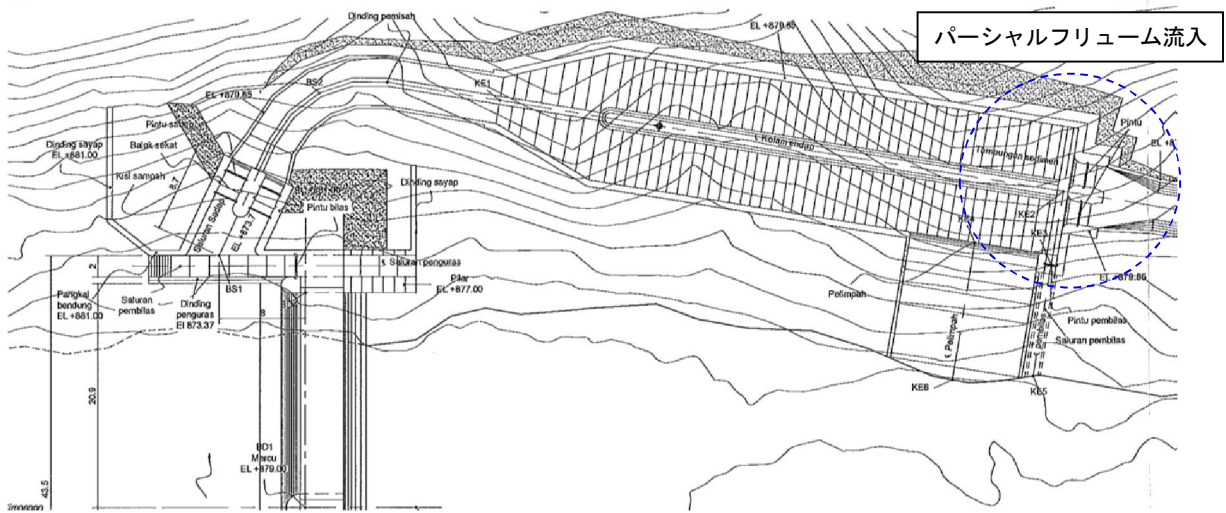
取水口から取水路（L：26.44m）で沈砂池に連結する。
 沈砂池の流入部では、漸拡により

- ・流入後流速 $V_2 < \text{流入前流速} V_1$

となることから、速度水頭差がマイナスになる。また、流速が遅く
 漸拡による断面変化損失水頭も無視できるので

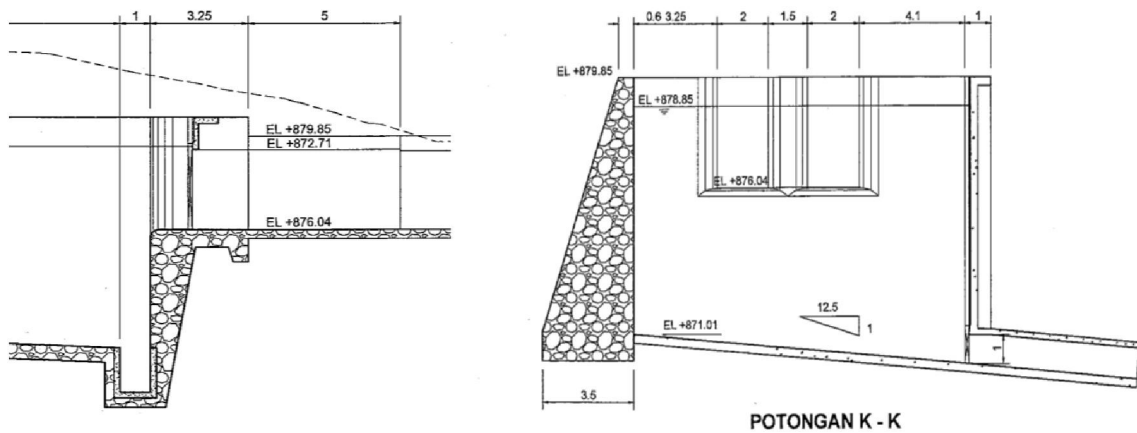
- ・損失落差 ≈ 0

とする。



2. 流入による損失落差

沈砂池からパーシャルフリュームへ流入する箇所の損失落差を計上する。



$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

ここに h_e : 流入による損失落差 (m)
 f_e : 流入損失係数 0.2
 V_1 : 流入前流速 (m/s)
 V_2 : 流入後流速 (m/s)

いま、 $V_1=0$ とみなせるから次式に変形できる。

$$h_e = (1+f_e) \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

流入による損失落差は次表のとおりである。

項目	上流水位 $WL_1 (m)$	下流水位 $WL_2 (m)$	水路敷 $Z_2 (m)$					
最大	878.965	878.904	876.040					
常時	879.000	878.999	876.040					

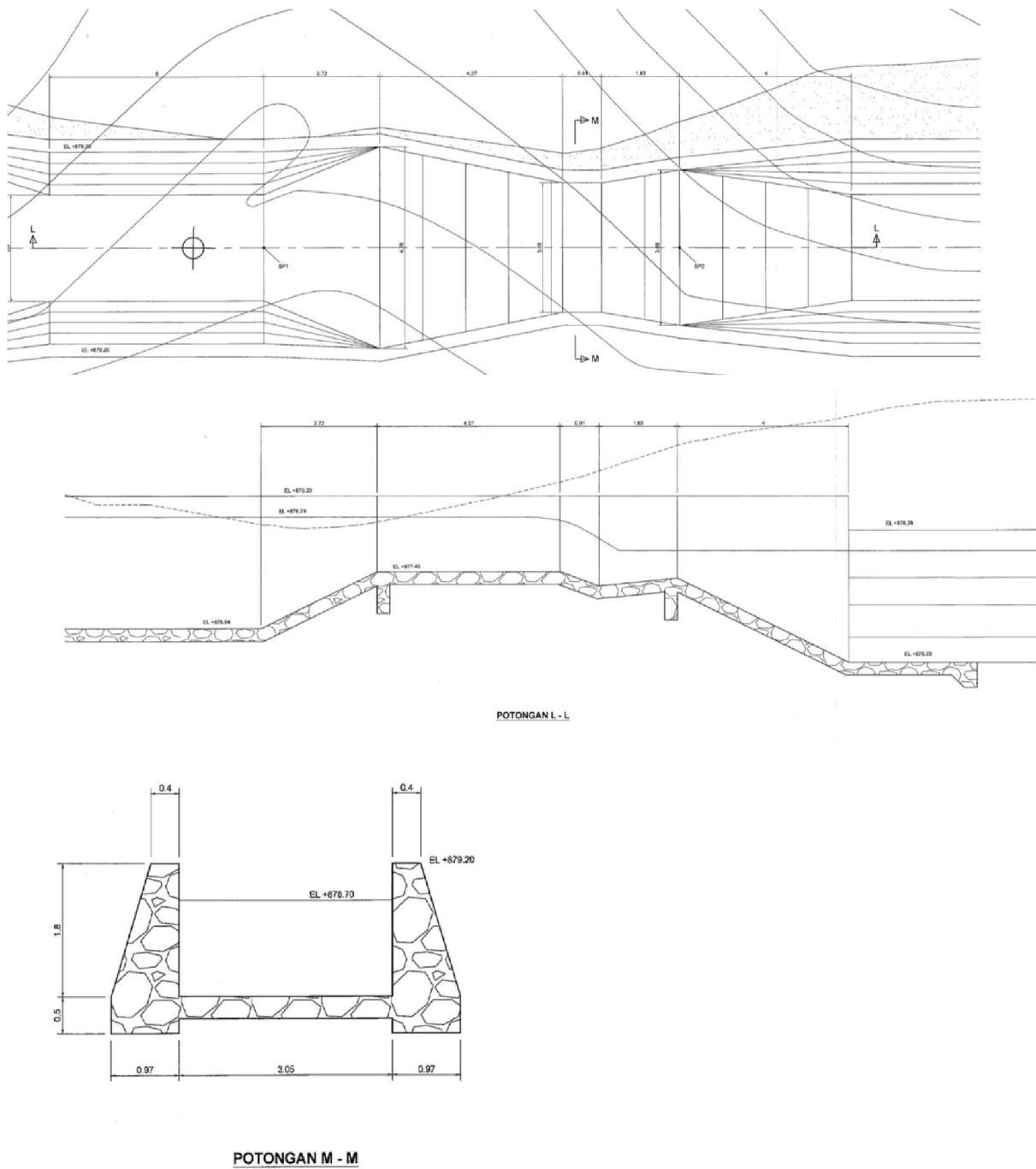
項目	流量 $Q (m^3/s)$	導水路幅 $B (m)$	下流水深 $H_2 (m)$	流入後流速 $V_2 (m/s)$	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失係数 $1+f_e$	損失落差 $h_e (m)$	$WL_1-WL_2-h_e$
最大	11.500	4.000	2.864	1.004	0.051	1.200	0.061	0.000
常時	1.730	4.000	2.959	0.146	0.001	1.200	0.001	0.000

沈砂池における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
断面変化	h_{ge}	0.000	0.000
流入	h_e	0.061	0.001
余裕	h_c	0.000	0.000
計	h_{II}	0.061	0.001

第3節 パーシャルフリュームにおける損失落差

導水路流入前にパーシャルフリューム区間 (L : 23.73m) を設けて、流量を測定する。パーシャルフリュームとは、水路の途中に、一定の形状と寸法をもつ絞り部を設けて下流側水位に影響されない流れ (限界流) を作る。



この区間の損失落差は

- ・ ΔH_1 : 流入部における上流側水位と絞り部 (M-M) 断面の限界水位の差分
 - ・ ΔH_2 : 絞り部 (M-M) 断面の限界水位と導水路始点水位の差分
- とする。

・限界水位の算定

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots\dots②$$

限界水深	:hc	(m)
使用水量	:Q	(m ³ /s)
流速分布補正係数	:α =	1.0
重力加速度	:g=	9.8 (m ² /s)
水路幅	:B=	3.050 (m)
側壁勾配	:m=	0.000
流積	:A=(B+m·hc)hc	(m ²)
水面幅	:T=B+2m·hc	(m)

平均流速: $V=Q/A$ 、水力水深: $D=A/T$ を②式に代入すると、以下のとおりとなる。

$$\alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \dots\dots③$$

$$V = \frac{Q}{A} \dots\dots④$$

$$D = \frac{A}{T} \dots\dots⑤$$

③に④、⑤を代入すると

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots\dots⑥$$

となるので、⑥式を満足する h を hc とする

項目	流量 $Q(m^3/s)$	限界水深 $h_c(m)$	水路幅 $B(m)$	補正係数 α	流積 $A(m^2)$	左辺 $\alpha Q^2/g$	右辺 A^3/T	左辺-右辺
最大	11.500	1.132	3.050	1.000	3.453	13.495	13.495	0.000
常時	1.730	0.320	3.050	1.000	0.976	0.305	0.305	0.000

項目	上流水位 $WL_1(m)$	水路敷 $Z(m)$	限界水位 $H_c(m)$	損失落差 $\Delta H_1(m)$		下流水位 $WL_2(m)$	損失落差 $\Delta H_2(m)$
最大	878.904	877.400	878.532	0.372		877.685	0.847
常時	878.999	877.400	877.720	1.279		876.027	1.693

パーシャルフリュームにおける損失落差は次のとおりである。

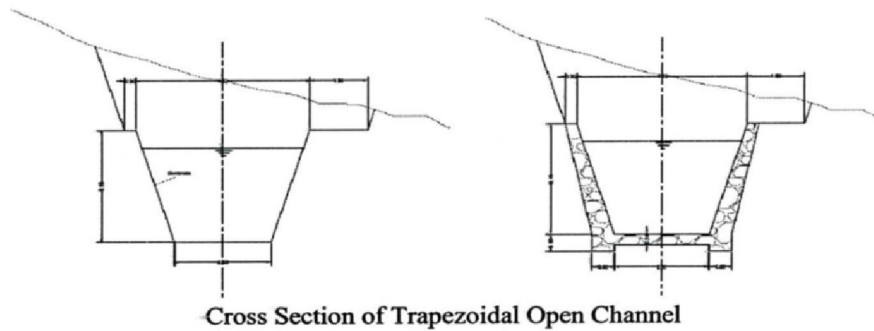
損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
上流側損失落差	ΔH_1	0.372	1.279
下流側損失落差	ΔH_2	0.847	1.693
計	h_{III}	1.219	2.972

第4節 導水路における損失落差

1. 導水路の水面追跡計算

導水路における損失落差は、始点水位と終点水位（水槽水位）の差分とする。
導水路始点水位は水槽からの背水計算により算定する。

名称	測点	区間延長 m	水路勾配		始点敷高	終点敷高
	SP. m				EL. m	EL. m
導水路始点	115.60	1266.51	2544.51	0.0393%	875.230	874.730
サイフォン1	1382.11	170.89			874.730	874.149
	1553.00	251.86	2544.51	0.0393%	874.149	874.050
サイフォン2	1804.86	99.14			874.050	873.791
	1904.00	408.10	2544.51	0.0393%	873.791	873.630
サイフォン3	2312.10	106.30			873.630	873.350
	2418.40	305.51	2544.51	0.0393%	873.350	873.230
水槽始点	2723.91				873.230	
合計		2608.31				



水路底幅 B : 2.50 m
側壁勾配 m : 0.33
粗度係数 n : 0.017

サイフォン区間は、円形水路の流入および摩擦損失落差を考慮して、流入部の水位を算出する。

水路径 D : 2.42 m
粗度係数 n : 0.012

3. 導水路始点水位の算定

各測点における水位は、以下のとおりである。

名称	使用水量ケース		最大 損失落差 m	11.50	常時	1.73
	測点 SP. m	延長 m		算定水位 EL. m	損失落差 m	算定水位 EL. m
導水路始点	115.60	1266.51	0.912	877.685	0.664	876.027
サイフォン1	1382.11	170.89	0.310	876.773	0.007	875.363
	1553.00	251.86	0.185	876.463	0.024	875.356
サイフォン2	1804.86	99.14	0.183	876.278	0.004	875.332
	1904.00	408.10	0.322	876.095	0.017	875.328
サイフォン3	2312.10	106.30	0.196	875.773	0.004	875.310
	2418.40	305.51	0.277	875.577	0.006	875.306
水槽始点	2723.91			875.300		875.300
合計		2608.31	2.385		0.727	

4. 導水路における損失落差

$$h_{IV} = WL_1 - WL_2$$

WL_1 : 導水路始点水位 (m)

WL_2 : 導水路終点水位 (水槽水位) (m)

導水路における損失落差は次のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
導水路始点水位	WL_1	877.685	876.027
導水路終点水位 (水槽水位)	WL_2	875.300	875.300
計	h_{IV}	2.385	0.727

等流水深の算定

マンニングの式を満足する水深を求める。

$AR^{2/3} = \frac{Qn}{\sqrt{I}} \dots\dots①$	等流水深	: h_o	(m)
	使用水量	: Q	(m^3/s)
	水路勾配	: $I =$	0.00039
	マンニング粗度係数	: $n =$	0.017
	水路幅	: $B =$	2.500 (m)
	側壁勾配	: $m =$	0.330
	流積	: $A = (B + mh)h$	(m^2)
	潤辺	: $S = B + 2h(1 + m^2)^{0.5}$	(m)
	径深	: $R = A/S$	(m)

項目	流量 $Q (m^3/s)$	右辺 $Q \cdot n / I^{0.5}$	等流水深 $h_o (m)$	流積 $A (m^2)$	潤辺 $S (m)$	径深 $R (m)$	左辺 $AR^{2/3}$	左辺-右辺
最大	11.500	9.862	2.699	9.153	8.185	1.118	9.862	0.000
常時	1.730	1.484	0.814	2.252	4.213	0.535	1.484	0.000

限界水深の算定

$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots\dots②$	限界水深	: hc	(m)
	使用水量	: Q	(m^3/s)
	流速分布補正係数	: $\alpha =$	1.0
	重力加速度	: $g =$	9.8 (m^2/s)
	水路幅	: $B =$	2.500 (m)
	側壁勾配	: $m =$	0.330
	流積	: $A = (B + m \cdot hc)hc$	(m^2)
	水面幅	: $T = B + 2m \cdot hc$	(m)

平均流速: $V = Q/A$ 、水力水深: $D = A/T$ を②式に代入すると、以下のとおりとなる。

$$\alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2} \dots\dots③$$

$$V = \frac{Q}{A} \dots\dots④$$

$$D = \frac{A}{T} \dots\dots⑤$$

③に④、⑤を代入すると

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots\dots⑥$$

となるので、⑥式を満足する h を hc とする

項目	流量 $Q (m^3/s)$	限界水深 $h_c (m)$	水路幅 $B (m)$	補正係数 α	流積 $A (m^2)$	左辺 $\alpha Q^2/g$	右辺 A^3/T	左辺-右辺
最大	11.500	1.222	2.500	1.000	3.547	13.495	13.495	0.000
常時	1.730	0.360	2.500	1.000	0.942	0.305	0.305	0.000

導水路水面追跡計算

$$\left(\frac{\alpha_2 Q^2}{2gA_2^2} + h_2 + z_2\right) - \left(\frac{\alpha_1 Q^2}{2gA_1^2} + h_1 + z_1\right) = -\frac{1}{2} \left(\frac{Q^2}{K_1^2} + \frac{Q^2}{K_2^2}\right) (L_2 - L_1)$$

<導水路始点～サイフォン1区間> 115.60 ～ 1382.11 1266.51

断面形 台形
 水路幅 B: 2.500 (m)
 側壁勾配 m: 0.330
 粗度係数 n: 0.017
 水路勾配 i: 0.00039
 補正係数 α: 1.000

最大

流量 Q: 11.500 (m³/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m ²)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h _f (m)
1	0.00		2.0427	6.4836	0.9532	1.7737	876.773	874.730	876.9332	369.394	
2	100.00	100.00	2.1074	6.7341	0.9706	1.7077	876.877	874.769	877.0255	388.312	0.0923
3	200.00	100.00	2.1613	6.9447	0.9848	1.6559	876.970	874.809	877.1098	404.366	0.0843
4	300.00	100.00	2.2073	7.1259	0.9968	1.6138	877.055	874.848	877.1880	418.279	0.0782
5	400.00	100.00	2.2471	7.2842	1.0071	1.5788	877.134	874.887	877.2615	430.518	0.0735
6	500.00	100.00	2.2822	7.4243	1.0161	1.5490	877.209	874.927	877.3311	441.406	0.0696
7	600.00	100.00	2.3134	7.5494	1.0240	1.5233	877.279	874.966	877.3975	451.175	0.0664
8	700.00	100.00	2.3412	7.6620	1.0311	1.5009	877.346	875.005	877.4613	460.001	0.0637
9	800.00	100.00	2.3664	7.7638	1.0374	1.4812	877.411	875.044	877.5227	468.021	0.0614
10	900.00	100.00	2.3892	7.8565	1.0431	1.4637	877.473	875.084	877.5822	475.342	0.0595
11	1,000.00	100.00	2.4099	7.9412	1.0483	1.4481	877.533	875.123	877.6399	482.051	0.0577
12	1,100.00	100.00	2.4288	8.0185	1.0530	1.4342	877.591	875.162	877.6960	488.188	0.0562
13	1,200.00	100.00	2.4461	8.0896	1.0572	1.4216	877.648	875.202	877.7508	493.852	0.0549
14	1,266.51	66.51	2.4569	8.1341	1.0599	1.4138	877.685	875.228	877.7866	497.398	0.0358
計	1,266.51						877.685				0.8536

常時

流量 Q: 1.730 (m³/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m ²)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h _f (m)
1	0.00		0.6334	1.7159	0.4476	1.0082	875.363	874.730	875.4153	59.058	
2	100.00	100.00	0.6788	1.8491	0.4705	0.9356	875.448	874.769	875.4928	65.802	0.0775
3	200.00	100.00	0.7083	1.9362	0.4851	0.8935	875.517	874.809	875.5576	70.315	0.0648
4	300.00	100.00	0.7294	1.9990	0.4953	0.8654	875.577	874.848	875.6155	73.610	0.0579
5	400.00	100.00	0.7453	2.0465	0.5029	0.8453	875.632	874.887	875.6689	76.126	0.0534
6	500.00	100.00	0.7576	2.0835	0.5087	0.8303	875.684	874.927	875.7193	78.099	0.0504
7	600.00	100.00	0.7674	2.1128	0.5133	0.8188	875.733	874.966	875.7674	79.676	0.0481
8	700.00	100.00	0.7753	2.1365	0.5170	0.8097	875.780	875.005	875.8138	80.951	0.0464
9	800.00	100.00	0.7816	2.1557	0.5199	0.8025	875.826	875.044	875.8589	81.993	0.0451
10	900.00	100.00	0.7869	2.1715	0.5223	0.7967	875.871	875.084	875.9030	82.850	0.0441
11	1,000.00	100.00	0.7912	2.1846	0.5243	0.7919	875.914	875.123	875.9462	83.559	0.0432
12	1,100.00	100.00	0.7948	2.1954	0.5260	0.7880	875.957	875.162	875.9888	84.149	0.0426
13	1,200.00	100.00	0.7978	2.2044	0.5274	0.7848	875.999	875.202	876.0308	84.641	0.0420
14	1,266.51	66.51	0.7995	2.2096	0.5281	0.7830	876.027	875.228	876.0585	84.921	0.0277
計	1,266.51						876.027				0.6432

$$h_2 = (f \cdot \frac{L}{D} + f_e) \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに h_2 : サイフォンにおける損失落 (m)
 f : 摩擦損失係数
 V : 管内流速 (m/s)
 D : 管路直径 2.420 (m)
 L : 管路延長 175.340 (m)
 f_e : 流入損失係数 0.050 ベルマウス

円形断面水路の摩擦損失係数は次式で計算する.

$$f = 124.5 \cdot n^2 / D^{4.75} \quad \text{ここに } n: \text{マンニングの粗度係数}$$

n : 粗度係数 0.012

No.	管路直径 D (m)	管路延長 L (m)	管路断面積 A (m ²)	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$	$f \cdot L / D + f_e$
1	2.420	175.34	4.599	0.012	0.0134	0.971	1.021

No.	最大使用水量 11.500			常時使用水量 1.730		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_2 (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_2 (m)
1	2.501	0.319	0.310	0.376	0.007	0.007
計		$h_2 =$	0.310		$h_2 =$	0.007

<サイフォン1～サイフォン2区間>

1553.00

～

1804.86

251.86

断面形 台形

水路幅 $B: 2.500 (m)$

側壁勾配 $m: 0.330$

粗度係数 $n: 0.017$

水路勾配 $i: 0.00039$

補正係数 $\alpha: 1.000$

最大

流量 $Q: 11.500 (m^3/s)$

No	水路延長 $L (m)$	追加距離 $dL (m)$	水深 $h (m)$	流積 $A (m^2)$	径深 $R (m)$	流速 $V (m/s)$	水位 $H (m)$	管路敷高 $Z (m)$	比EG E	通水能 K	摩擦損失 $h_f (m)$
1	0.00		2.2277	7.2070	1.0021	1.5957	876.278	874.050	876.4076	424.536	
2	50.00	50.00	2.2470	7.2835	1.0071	1.5789	876.317	874.070	876.4438	430.465	0.0362
3	100.00	50.00	2.2650	7.3556	1.0117	1.5634	876.354	874.089	876.4790	436.057	0.0352
4	150.00	50.00	2.2820	7.4235	1.0161	1.5491	876.391	874.109	876.5134	441.345	0.0344
5	200.00	50.00	2.2980	7.4878	1.0202	1.5358	876.427	874.129	876.5470	446.356	0.0336
6	250.00	50.00	2.3132	7.5486	1.0240	1.5235	876.461	874.148	876.5798	451.111	0.0328
7	251.86	1.86	2.3137	7.5508	1.0241	1.5230	876.463	874.149	876.5810	451.284	0.0012
計	251.86						876.463				0.1734

常時

流量 $Q: 1.730 (m^3/s)$

No	水路延長 $L (m)$	追加距離 $dL (m)$	水深 $h (m)$	流積 $A (m^2)$	径深 $R (m)$	流速 $V (m/s)$	水位 $H (m)$	管路敷高 $Z (m)$	比EG E	通水能 K	摩擦損失 $h_f (m)$
1	0.00		1.2820	3.7472	0.7206	0.4617	875.332	874.050	875.3428	177.174	
2	50.00	50.00	1.2668	3.6966	0.7153	0.4680	875.336	874.070	875.3476	173.917	0.0049
3	100.00	50.00	1.2518	3.6467	0.7100	0.4744	875.341	874.089	875.3526	170.719	0.0050
4	150.00	50.00	1.2370	3.5976	0.7047	0.4809	875.346	874.109	875.3578	167.582	0.0052
5	200.00	50.00	1.2224	3.5493	0.6994	0.4874	875.351	874.129	875.3632	164.506	0.0054
6	250.00	50.00	1.2080	3.5017	0.6942	0.4940	875.356	874.148	875.3687	161.492	0.0056
7	251.86	1.86	1.2074	3.4997	0.6940	0.4943	875.356	874.149	875.3689	161.364	0.0002
計	251.86						875.356				0.0264

$$h_2 = (f \cdot \frac{L}{D} + f_e) \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに h_2 : サイフォンにおける損失落 (m)
 f : 摩擦損失係数
 V : 管内流速 (m/s)
 D : 管路直径 2.420 (m)
 L : 管路延長 103.500 (m)
 f_e : 流入損失係数 0.050 ベルマウス

円形断面水路の摩擦損失係数は次式で計算する.

$$f = 124.5 \cdot n^2 / D^{4/3} \quad \text{ここに } n: \text{マンニングの粗度係数}$$

n : 粗度係数 0.012

No.	管路直径 D (m)	管路延長 L (m)	管路断面積 A (m ²)	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$	$f \cdot L / D + f_e$
1	2.420	103.50	4.599	0.012	0.0134	0.573	0.623

No.	最大使用水量 11.500			常時使用水量 1.730		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_2 (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_2 (m)
1	2.501	0.319	0.183	0.376	0.007	0.004
計		$h_2 =$	0.183		$h_2 =$	0.004

<サイフォン2～サイフォン3区間>

1904.00

～

2312.10

408.10

断面形 台形

水路幅 B : 2.500 (m)

側壁勾配 m : 0.330

粗度係数 n : 0.017

水路勾配 i : 0.00039

補正係数 α : 1.000

最大

流量 Q : 11.500 (m^3/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m^2)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)
1	0.00		2.1426	6.8713	0.9799	1.6736	875.773	873.630	875.9155	398.750	
2	50.00	50.0	2.1677	6.9697	0.9865	1.6500	875.817	873.650	875.9562	406.278	0.0408
3	100.00	50.0	2.1909	7.0612	0.9926	1.6286	875.860	873.669	875.9955	413.301	0.0394
4	150.00	50.0	2.2125	7.1466	0.9982	1.6091	875.901	873.689	876.0336	419.880	0.0381
5	200.00	50.0	2.2327	7.2267	1.0034	1.5913	875.941	873.709	876.0705	426.059	0.0370
6	250.00	50.0	2.2516	7.3018	1.0083	1.5750	875.980	873.728	876.1064	431.881	0.0359
7	300.00	50.0	2.2693	7.3728	1.0128	1.5598	876.017	873.748	876.1414	437.395	0.0350
8	350.00	50.0	2.2861	7.4398	1.0171	1.5457	876.054	873.768	876.1755	442.611	0.0342
9	400.00	50.0	2.3019	7.5031	1.0211	1.5327	876.089	873.787	876.2089	447.556	0.0334
10	408.10	8.1	2.3043	7.5131	1.0218	1.5307	876.095	873.790	876.2142	448.333	0.0053
計	408.10						876.095				0.2991

常時

流量 Q : 1.730 (m^3/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m^2)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)
1	0.00		1.6805	5.1331	0.8500	0.3370	875.310	873.630	875.3163	270.937	
2	50.00	50.0	1.6627	5.0690	0.8446	0.3413	875.312	873.650	875.3183	266.419	0.0021
3	100.00	50.0	1.6449	5.0052	0.8392	0.3456	875.314	873.669	875.3203	261.945	0.0021
4	150.00	50.0	1.6273	4.9422	0.8338	0.3500	875.316	873.689	875.3225	257.543	0.0022
5	200.00	50.0	1.6098	4.8797	0.8284	0.3545	875.318	873.709	875.3248	253.189	0.0023
6	250.00	50.0	1.5923	4.8176	0.8230	0.3591	875.321	873.728	875.3272	248.876	0.0024
7	300.00	50.0	1.5749	4.7559	0.8176	0.3638	875.323	873.748	875.3296	244.611	0.0025
6	350.00	50.0	1.5576	4.6947	0.8122	0.3685	875.325	873.768	875.3321	240.394	0.0025
7	400.00	50.0	1.5404	4.6340	0.8067	0.3733	875.328	873.787	875.3347	236.225	0.0026
8	408.10	8.1	1.5376	4.6241	0.8058	0.3741	875.328	873.790	875.3351	235.545	0.0004
計	408.10						875.328				0.0192

$$h_2 = (f \cdot \frac{L}{D} + f_e) \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに h : サイフォンにおける損失落 (m)
 f : 摩擦損失係数
 V : 管内流速 (m/s)
 D : 管路直径 2.420 (m)
 L : 管路延長 110.660 (m)
 f_e : 流入損失係数 0.050 ベルマウス

円形断面水路の摩擦損失係数は次式で計算する.

$$f = 124.5 \cdot n^2 / D^{4.75} \quad \text{ここに } n: \text{マンニングの粗度係数}$$

n : 粗度係数 0.012

No.	管路直径 D (m)	管路延長 L (m)	管路断面積 A (m ²)	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$	$f \cdot L / D + f_e$
1	2.420	110.66	4.599	0.012	0.0134	0.613	0.663

No.	最大使用水量 11.500			常時使用水量 1.730		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_2 (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_2 (m)
1	2.501	0.319	0.196	0.376	0.007	0.004
計		$h =$	0.196		$h =$	0.004

<サイフォン3～水槽区間>

2418.40

～

2723.91

305.51

断面形 台形

水路幅 B : 2.500 (m)

側壁勾配 m : 0.330

粗度係数 n : 0.017

水路勾配 i : 0.00039

補正係数 α : 1.000

最大

流量 Q : 11.500 (m^3/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m^2)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)
1	0.00		2.0700	6.5890	0.9606	1.7453	875.300	873.230	875.4554	377.329	
2	50.00	50.00	2.1015	6.7109	0.9690	1.7136	875.351	873.250	875.5009	386.553	0.0453
3	100.00	50.00	2.1301	6.8227	0.9766	1.6856	875.399	873.269	875.5444	395.046	0.0433
4	150.00	50.00	2.1565	6.9257	0.9835	1.6605	875.445	873.289	875.5861	402.911	0.0416
5	200.00	50.00	2.1807	7.0212	0.9899	1.6379	875.489	873.309	875.6262	410.229	0.0400
6	250.00	50.00	2.2033	7.1102	0.9958	1.6174	875.532	873.328	875.6650	417.067	0.0387
7	300.00	50.00	2.2243	7.1933	1.0012	1.5987	875.572	873.348	875.7026	423.478	0.0374
8	305.51	5.51	2.2265	7.2021	1.0018	1.5968	875.577	873.350	875.7066	424.162	0.0041
計	305.51						875.577				0.2504

常時

流量 Q : 1.730 (m^3/s)

No	水路延長 L (m)	追加距離 dL (m)	水深 h (m)	流積 A (m^2)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	水位 H (m)	管路敷高 Z (m)	比EG E	通水能 K	摩擦損失 h_f (m)
1	0.00		2.0700	6.5890	0.9606	0.2626	875.300	873.230	875.3035	377.329	
2	50.00	50.00	2.0513	6.5170	0.9555	0.2655	875.301	873.250	875.3046	371.901	0.0011
3	100.00	50.00	2.0327	6.4453	0.9505	0.2684	875.302	873.269	875.3057	366.514	0.0011
4	150.00	50.00	2.0141	6.3739	0.9454	0.2714	875.303	873.289	875.3068	361.169	0.0011
5	200.00	50.00	1.9955	6.3029	0.9403	0.2745	875.304	873.309	875.3080	355.865	0.0012
6	250.00	50.00	1.9770	6.2323	0.9353	0.2776	875.305	873.328	875.3092	350.603	0.0012
7	300.00	50.00	1.9585	6.1619	0.9301	0.2808	875.306	873.348	875.3104	345.383	0.0012
8	305.51	5.51	1.9564	6.1541	0.9296	0.2811	875.306	873.350	875.3105	344.806	0.0001
計	305.51						875.306				0.0070

第5節 水槽における損失落差

1. 急拡による損失落差

$$h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$f_{se} = \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$$

ここに

h_{se} : 断面急拡による損失落差 (m)

f_{se} : 急拡損失係数

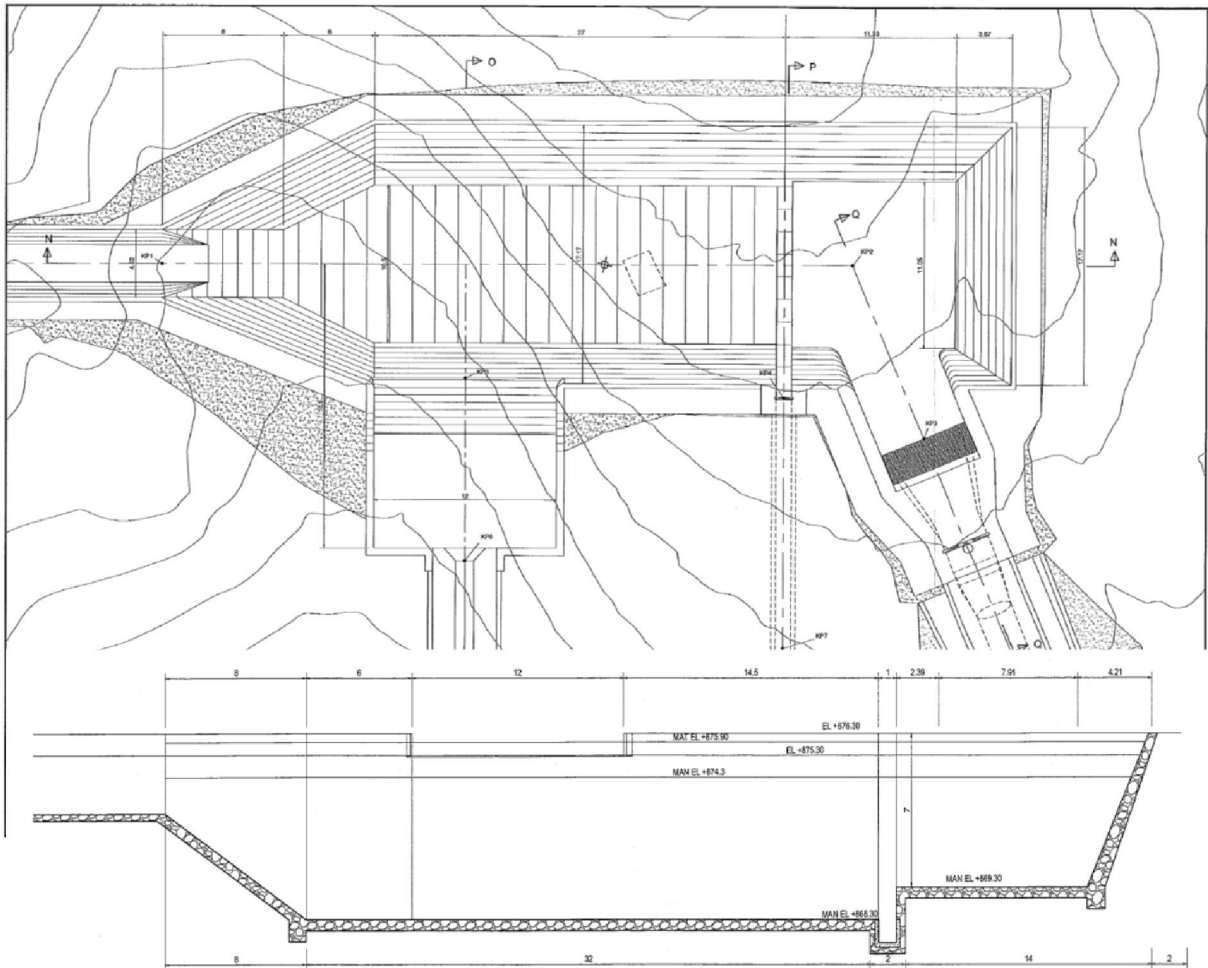
V_1 : 急拡前の流速 (m/s)

V_2 : 急拡後の流速 (m/s)

$V_2 < V_1$ により、速度水頭差がマイナスになるので、損失落差に計上しない

項目	上流水位 WL_1 (m)	上流敷 Z_1 (m)	上流水深 H_1 (m)	上流有効幅 B_1 (m)	下流水位 WL_2 (m)	下流敷 Z_2 (m)	下流水深 H_2 (m)	下流有効幅 B_2 (m)
最大	875.300	873.230	2.600	2.500	875.300	868.300	7.000	10.500
常時	875.300	873.230	2.600	2.500	875.300	868.300	7.000	10.500

項目	流量 Q (m^3/s)	流速 V_1 (m/s)	速度水頭 $V_1^2/2g$	流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失係数 f_{se}	損失落差 h_{se} (m)	$WL_1 - WL_2 - h_2$
最大	11.500	1.769	0.160	0.156	0.001	0.831	-0.158	0.158
常時	1.730	0.266	0.004	0.024	0.000	0.831	-0.004	0.004



POTONGAN N - N

3. 水槽における損失落差の合計

$$h_v = h_{se} + h_c$$

ここに h_{se} : 断面急拡による損失落差 (m)
 h_c : 余裕 (m)

水槽における損失落差の合計は、次表のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差	
		最大	常時
断面急拡	h_{se}	0.000	0.000
余裕	h_c	0.000	0.000
計		0.000	0.000

第6節 水圧管路における損失落差

1. 流入による損失落差

$$h_e = f_e \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

ここに h_e : 流入による損失落差 (m)
 f_e : 流入損失係数 0.050 ベルマウス
 V_2 : 流入後流速 (m/s)
 D : 管路直径 (m)
 A : 管路断面積 (m²)

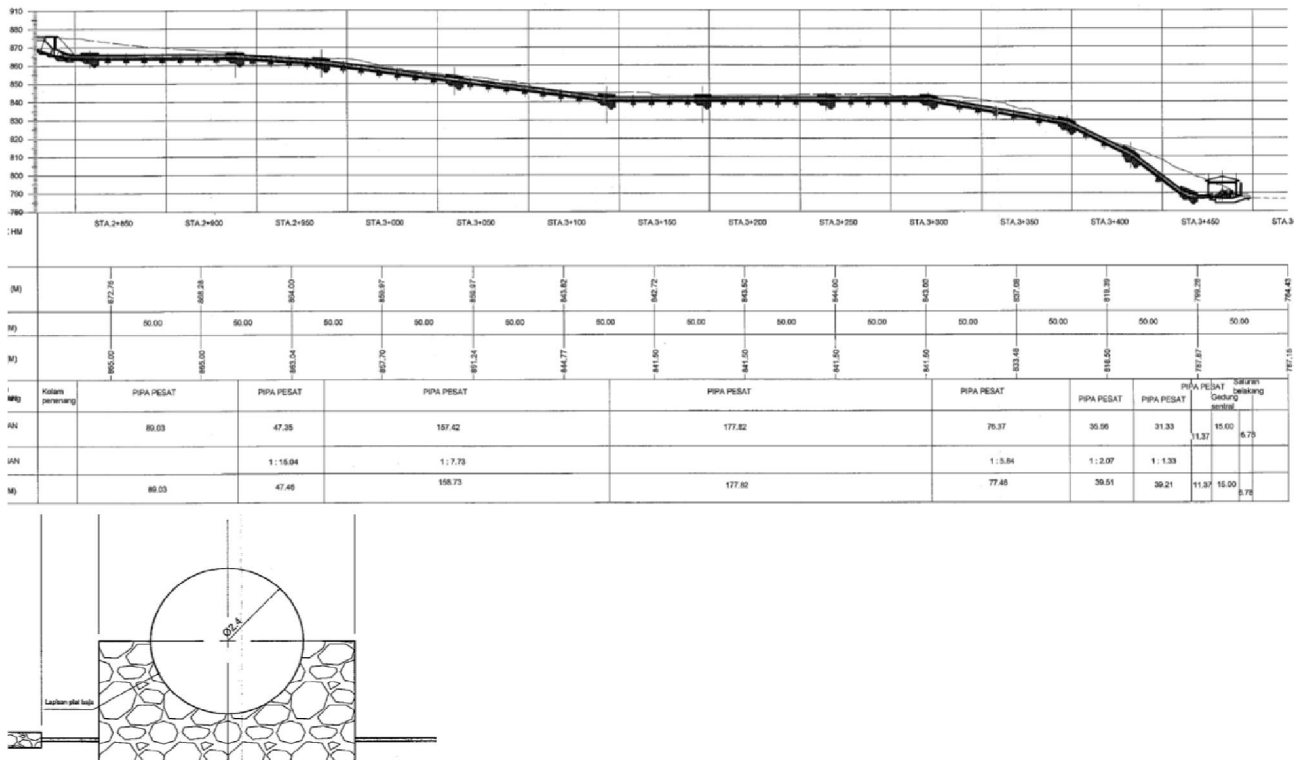
各使用水量時の流入による損失落差は次表のとおりである。

項目	流量 $Q/(m^3/s)$	管路直径 $D(m)$	管路断面積 $A(m^2)$	流入後流速 $V_2(m/s)$	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失係数 f_e	損失落差 $h_e(m)$
最大	11.500	2.400	4.524	2.542	0.330	0.050	0.017
常時	1.730	2.400	4.524	0.382	0.007	0.050	-

2. 摩擦による損失落差(分岐前)

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに h_f : 摩擦による損失落差 (m)
 f : 摩擦損失係数
 V : 管内流速 (m/s)
 D : 管路直径 2.400 (m)
 L : 管路延長 (m)



円形断面水路の摩擦損失係数は次式で計算する.

$$f = 124.5 \cdot n^2 / D^{1/3}$$

ここに n : マニングの粗度係数 0.012

各管径における摩擦損失係数は次表のとおりである.

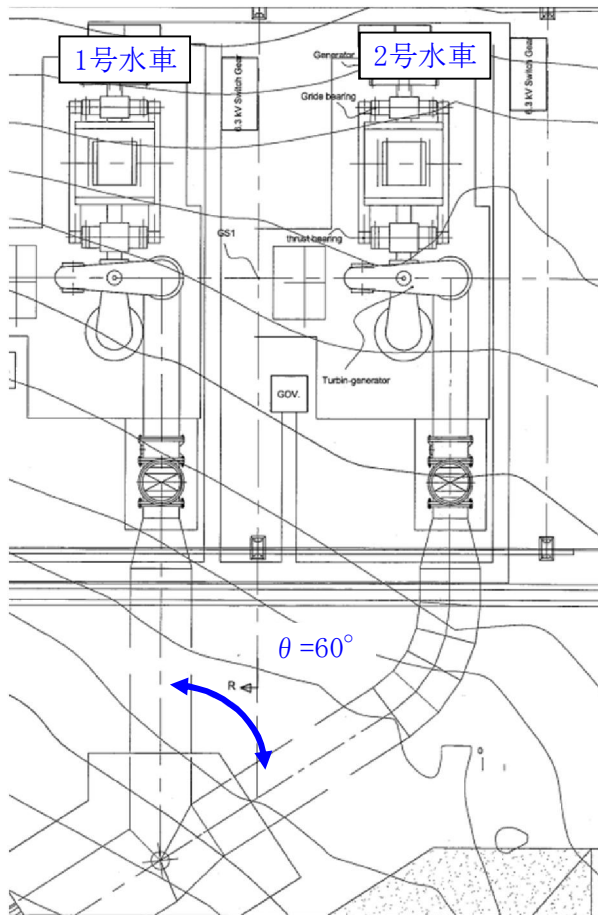
No.	管路直径 D (m)	管路延長 L (m)	管路断面積 A (m ²)	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$
1	2.400	640.61	4.524	0.012	0.0134	3.577

各使用水量時の摩擦による損失落差 (分岐前) は次表のとおりである.

No.	最大使用水量 $Q = 11.500$			常時使用水量 $Q = 1.730$		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)
1	2.542	0.330	1.180	0.484	0.012	0.043
計		$h_2 =$	1.180		$h_2 =$	0.043

3. 分岐による損失落差

最大時には水車2台で発電するので、分岐後は1/2流量で損失落差を計算する。
常時においては水車1台 (1号水車) で発電するものとして計算する。



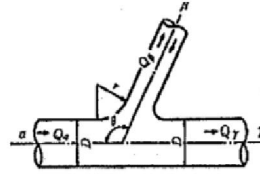
D_0 : 管路直径 (分岐前) 2.400 (m)
 D_1 : 管路直径 (分岐後) 1.680 (m)
 D_2 : 管路直径 (漸縮後) 0.940 (m)

L_{11} : 延長 (1号 D_1 区間) 8.200 (m)
 L_{12} : 延長 (1号漸縮区間) 1.400
 L_{21} : 延長 (2号 D_1 区間) 7.600 (m)
 L_{22} : 延長 (2号曲線区間) 1.780 (m)
 L_{23} : 延長 (2号漸縮区間) 1.400 (m)

ρ : 曲線半径 1.700 (m)
 θ : 曲線中心角 (分岐角) 60.000 °

分岐による損失水頭

$$h_1 = H_\alpha - H_\beta = f_\beta \cdot \frac{V_\alpha^2}{2g}$$



分流管, 合流管

ここに, H_α : 管 α の全水頭 (m)

H_β : 管 β の全水頭 (m)

V_α : 分岐前流速 (m/s)

f_β : 分流による損失係数(支管)

$$= 0.95(1-q_\beta)^2 + q_\beta^2 \left(1.3 \cot \frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4 - 0.1\phi}{\phi^2} \right) \left(1 - 0.9 \sqrt{\frac{\rho}{\phi}} \right) + 0.4q_\beta(1-q_\beta) \left(1 + \frac{1}{\phi} \right) \cot \frac{\theta}{2}$$

f_γ : 分流による損失係数(本管) $= 0.58q_\beta^2 - 0.26q_\beta + 0.03$

q_β : 支管流量 Q_β と分流前流量 Q_α との比 $= Q_\beta / Q_\alpha$

Q_α : 分岐前流量

Q_β : 分岐後流量

ρ : 支管と本管の接続部面取り半径 r と本管直径 D_α との比 $= r / D_\alpha$

$r=0$ より $\rho=0$

θ : 本管と支管の交角 (°)

ϕ : 本管と支管の断面積比 $= A_\beta / A_\alpha$

ケース	Q_r	Q_β	Q_α	q_β	A_α	A_β	ϕ	θ
最大時	5.750	5.750	11.500	0.500	4.524	2.217	0.490	60
常時	1.730	-	1.730	-	4.524	2.217	0.490	60

ケース	ρ	V_α	$V_\alpha^2 / 2g$		f_β	f_γ	h_{1A}	h_{1A}'
最大時	1.00	2.542	0.330		0.496	0.045	0.164	0.015
常時	1.00	2.542	0.330		-	-	-	-

4. 摩擦による損失落差(分岐後)

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに h_f : 摩擦による損失落差 (m)
 f : 摩擦損失係数
 V : 管内流速 (m/s)
 D : 管路直径 (m)
 L : 管路延長 (m)

$$f = 124.5 \cdot n^2 / D^{13}$$

ここに n : マニングの粗度係数

ここに n : マニングの粗度係数 0.012

<1号>

各管径における摩擦損失係数は次表のとおりである。

No.	管路直径 D (m)	管路延長 L (m)	管路断面積 A (m ²)	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$	平均径 D' (m ²)
1	1.680	8.200	2.217	0.012	0.0151	0.074	
2	1.68-0.94	1.400	1.057	0.012	0.0171	0.021	1.160
3	0.940	-	0.694	0.012	0.0183	-	

各使用水量時の摩擦による損失落差は次表のとおりである。

No.	最大使用水量 $Q = 5.750$			常時使用水量 $Q = 1.730$		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)
1	2.594	0.343	0.025	0.780	0.031	0.001
2	5.440	1.510	0.032	1.637	0.137	0.003
3	8.285	3.502	0.000	2.493	0.317	0.000
計		$h_f =$	0.057		$h_f =$	0.004

<2号>

各管径における摩擦損失係数は次表のとおりである。

No.	管路直径 D (m)	管路延長 L (m)	管路断面積 A (m ²)	粗度係数 n	損失係数 f	$f \cdot L / D$	平均径 D' (m ²)
1	1.680	9.380	2.217	0.012	0.0151	0.084	
2	1.68-0.94	1.400	1.057	0.012	0.0171	0.021	1.160
3	0.940	-	0.694	0.012	0.0183	-	

各使用水量時の摩擦による損失落差は次表のとおりである。

No.	最大使用水量 $Q = 5.750$			常時使用水量 $Q = 0.000$		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_f (m)
1	2.594	0.343	0.029	0.000	0.000	0.000
2	5.440	1.510	0.032	0.000	0.000	0.000
3	8.285	3.502	0.000	0.000	0.000	0.000
計		$h_f =$	0.061		$h_f =$	0.000

5. 曲がりによる損失落差

<2号>

$$h_b = f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ここに

h_b : 曲がりによる損失落差 (m)

f_{b1} : 曲がりの曲率半径 ρ と管径 D によって決まる損失係数

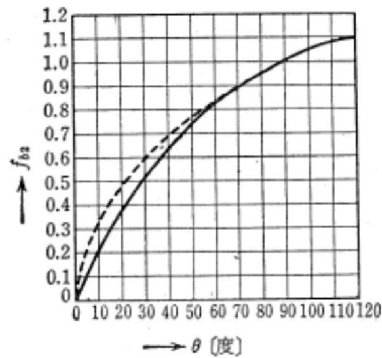
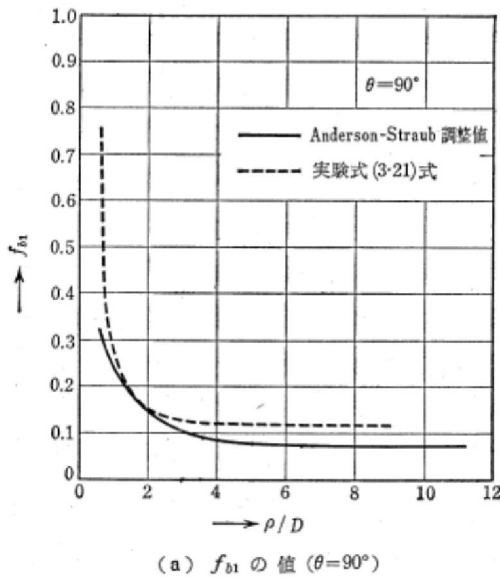
f_{b2} : 任意の曲がりの中心角 θ の場合の損失と 90° の場合の損失比

V : 管内流速 (m/s)

損失係数 f_{b1} 、 f_{b2} は、次式で算定する。

$$f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \cdot (D/\rho)^{7/2}$$

$$f_{b2} = (\theta/90)^{1/2}$$



第 3-13 図 曲がりの損失係数

各箇所曲がりの損失係数は次表のとおりである。

IP	管路直径 D (m)	管路断面積 A (m ²)	曲率半径 ρ	D/ρ	損失係数 f_{b1}	角度 θ	損失比 f_{b2}	$f_{b1} \cdot f_{b2}$
1	1.680	2.217	1.700	0.988	0.287	60.000	0.816	0.235

各使用水量時の曲がりによる損失落差は次表のとおりである。

IP	最大使用水量 $Q = 5.750$			常時使用水量 $Q = 0.000$		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_b (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_b (m)
1	2.594	0.343	0.081	0.000	0.000	0.000
計		$h_b =$	0.081		$h_b =$	0.000

6. 屈折による損失落差

<1号>

$$h_{be} = f_{be} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ここに h_{be} : 屈折による損失落差 (m)
 f_{be} : 屈折損失係数
 V : 管内流速 (m/s)
 θ : 屈折角

損失係数 f_{be} は、次式で算定する。

$$f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$$

各箇所の屈折損失係数は次表のとおりである。

IP	管路直径 D (m)	管路断面積 A (m ²)	角度 θ	損失係数 f_{be}
3	1.680	2.217	60.000	0.365

各使用水量時の屈折による損失落差は次表のとおりである。

IP	最大使用水量 $Q = 0.000$			常時使用水量 $Q = 1.730$		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{be} (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{be} (m)
3	0.000	0.000	0.000	0.780	0.031	0.011
計		$h_{be} =$	0.000		$h_{be} =$	0.011

7. 断面漸縮による損失落差

$$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

ここに

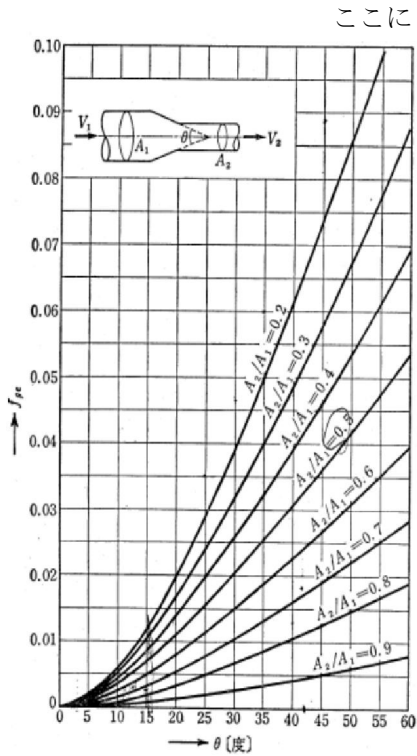
h_{gc} : 断面漸縮による損失落差 (m)

f_{gc} : 漸縮損失係数

V_2 : 漸縮後の流速 (m/s)

各箇所での漸縮損失係数は次表のとおりである。

管路直径 D (m)	漸縮前面積 A_1 (m ²)	漸縮後面積 A_2 (m ²)	延長 L	A_2/A_1	漸縮角 θ	損失係数 f_{gc}
1.68-0.94	2.217	0.694	1.400	0.313	29.612	0.033



D : 管路直径 (m)

A_1 : 漸縮前断面面積 (m²)

A_2 : 漸縮後断面面積 (m²)

θ : 漸縮角 = $\tan^{-1}(((A_1/\pi)^{0.5} - (A_2/\pi)^{0.5})/L) \times 2$ (°)

<1号>

各使用水量時の漸縮による損失落差は次表のとおりである。

No.	最大使用水量 $Q= 5.750$			常時使用水量 $Q= 1.730$		
	管内流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失落差 h_{gc} (m)	管内流速 V_2 (m/s)	速度水頭 $V_2^2/2g$	損失落差 h_{gc} (m)
5	8.285	3.502	0.116	2.493	0.317	0.010
計		$h_{gc} =$	0.116		$h_{gc} =$	0.010

<2号>

各使用水量時の漸縮による損失落差は次表のとおりである。

No.	最大使用水量 $Q= 5.750$			常時使用水量 $Q= 0.000$		
	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{gc} (m)	管内流速 V (m/s)	速度水頭 $V^2/2g$	損失落差 h_{gc} (m)
5	8.285	3.502	0.116	0.000	0.000	0.000
計		$h_{gc} =$	0.116		$h_{gc} =$	0.000

8. 水圧管路における損失落差の合計

$$h_{VI} = h_e + h_f + h_a + h_{4f} + h_b + h_{be} + h_{gc} + h_c$$

ここに	h_e : 流入	による損失落差	(m)
	h_f : 摩擦(分岐前)	〃	(m)
	h_a : 分岐	〃	(m)
	h_f : 摩擦(分岐後)	〃	
	h_b : 曲がり	〃	
	h_{be} : 屈折	〃	
	h_{gc} : 断面漸縮	〃	
	h_c : 余裕		

水圧管路における損失落差の合計は、次表のとおりである。

損失箇所、種類	記号	損失落差			
		最大		常時	
		1号	2号	1号	2号
流入	h_e	0.017		0.000	
摩擦(分岐前)	h_f	1.180		0.043	
分岐	h_a	0.164	0.015	-	-
摩擦(分岐後)	h_f	0.057	0.061	0.004	-
曲がり	h_b	-	0.081	-	-
屈折	h_{be}	-	-	0.011	-
断面漸縮	h_{gc}	0.116	0.116	0.010	-
余裕	h_c	0.056	0.120	0.007	-
計		1.590	1.590	0.075	-

第7節 損失落差の合計

取水口から放水路までの損失落差の合計は次表のとおりである。

項 目	最大	常時
取水口	0.035	0.000
沈砂池	0.061	0.001
パーシャルフリューム	1.219	2.972
導水路	2.385	0.727
水槽	0.000	0.000
水圧管路	1.590	0.075
その他余裕		
合 計	5.290	3.775

フィジビリティスタディの基本設計で、設定された各区間の損失落差は以下に示すとおりである。

Headloss		
Structures	Headloss	Water level
Intake weir		879.00 m
Intake	0.25 m	878.75 m
Sediment basin	0.05 m	878.70 m
Parshall flume	0.80 m	877.90 m
Headrace channel and syphons	1.95 m	875.95 m
Headpond	0.65 m	875.30 m
Penstock	1.59 m	
Tailrace	0.00 m	788.50 m
Total	5.29 m	
Gross head	90.50 m	
Net head	85.21 m	

基本設計値と今回計算値を比較すると、区間ごとに差異はあるが、取水口～水槽区間の合計値は、3.70mで一致しており、設計されている水路設備は計画流量 11.5 m³/sを通水するための十分な容量を有している。

第8節 有効落差の計算

取水口から放水路までの損失落差の合計は次表のとおりである。

項 目	単位	最大	常時
使用水量	m ³ /s	11.500	1.730
取水位	m	879.000	879.000
放水位	m	788.500	788.500
総落差	m	90.500	90.500
損失落差	m	5.290	3.775
有効落差	m	85.210	86.725

第2章 理論水力，発電力の計算

第1節 理論水力の計算

$$P_e = 9.8 \cdot H_m \cdot Q_m$$

ここに P_e : 理論水力 (kW)
 H_m : 有効落差 (m)
 Q_m : 使用水量 (m^3/s)

1台あたり

項目	単位	最大	常時
使用水量: Q_m	m^3/s	5.750	0.865
有効落差: H_m	m	85.210	86.725
理論水力: P_e	kW	4,802	735

第2節 発電力の計算

$$E = P_e \cdot \eta_1 \cdot \eta_2$$

ここに E : 発電力 (kW)
 P_e : 理論水力 (kW)
 η_1 : 水車効率
 η_2 : 発電機効率

項目	単位	最大	常時
理論水力 : P_e	kW	4,802	735
合成効率 : η_2		0.873	-
発電力 : E	kW	4,200	-

×2		8,400	
----	--	-------	--

常時は、 $Q/Q_{max} < 30\%$ により発電不可

別添資料 T4-2
取水堰の安定計算書 (Tornaui地点)

(1) 設計条件

1) 準拠基準及び参考図書

- | | | |
|--|---------|--------|
| ① 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I] | 平成 9年 | 日本河川協会 |
| ② 構造力学公式集 | 平成 9年 | 土木学会 |
| ③ Feasibility Study Basic Engineering Design | 2011年8月 | |

2) 材料条件

コンクリート				
単位体積重量	γ_c	kN/m ³	24.0	図書③
石積ブロック				
単位体積重量	γ_s	kN/m ³	22.0	図書③
設計基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	-	
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	-	
許容せん断応力度	τ_a	N/mm ²	-	

3) 自然条件

(a) 土質条件 (堆砂土)				
単位体積重量 (湿潤)	γ_t	kN/m ³	17.65	図書①
単位体積重量 (水中)	γ_s	kN/m ³	9.81	図書①
(b) 基礎地盤				
圧縮強度	q_u	kN/m ²	9810	図書①
許容支持力(常時)	σ	kN/m ²	588	図書①
許容支持力(地震時)		kN/m ²	882	図書①
内部摩擦角	ϕ	°	35.0	図書①
粘着力	C	kN/m ²	0.0	図書①
(c) 設計水平地震度				
標準設計震度	κ_o		0.20	図書①
地域別補正係数	γ_1		1.00	図書①
地盤別補正係数	γ_2		1.20	図書①
設計水平震度	κ_h		0.24	図書①
割増係数 (常時)	α		1.00	図書①
割増係数 (短期)	α		1.50	図書①
(d) 設計水位				
ダム天端高	EL	m	879.00	図書③
設計洪水位時	WL	m	880.00	図書③
常時満水位時	WL	m	879.00	図書③
設計堆砂位 (堆積なし)	EL	m	872.00	図書③
設計堆砂位 (満砂時)	EL	m	879.00	図書③
ダム基礎岩盤標高	EL	m	872.00	図書③
			常時満水位時 (地震時)	設計洪水位時 (常時)
風による波浪	h_w	m	-	- 図書①
地震による波浪	h_e	m	0.63	- 図書①
設計震度	κ_h		0.24	- 図書①
地震周期	τ		1.00	1.00 図書①
貯水池水深	H_o		7.00	8.00
設計水位 (上流側)	WL	m	879.63	880.00 図書①
設計水位 (下流側)	WL	m	872.00	872.00 図書③

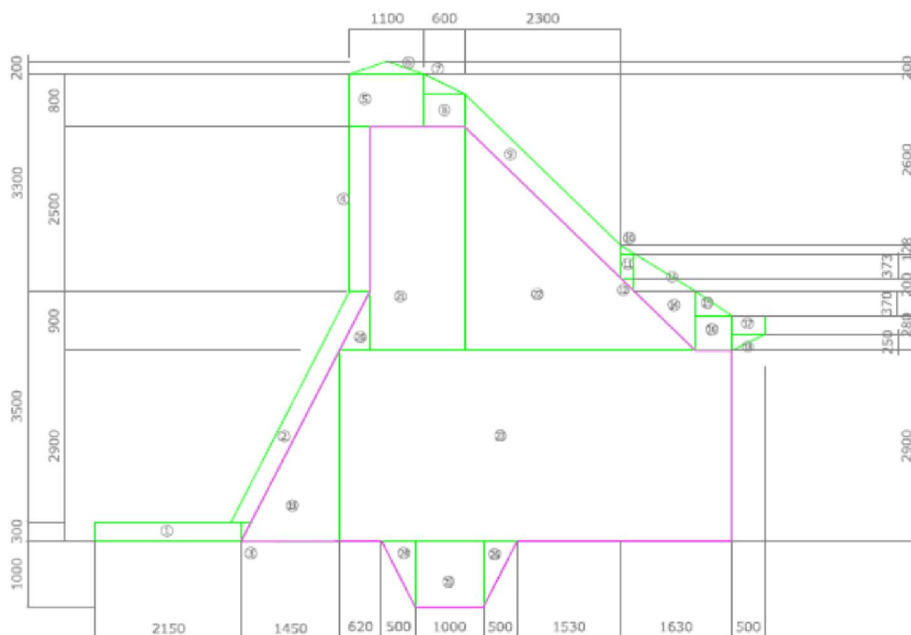
4) 荷重条件

			常時満水位時 (地震時)	設計洪水位時 (常時)	
(a) 自重	W	kN/m ²	821.32	821.32	
(b) 土重及び水重					
(c) 地震時慣性力					
堤体自重による慣性力	P _f	kN/m ²	197.12	-	図書①
(d) 静水圧 (上流側)					
水面から深さ h における静水圧	P _w	kN/m ²	74.85	78.48	図書①
水面から深さ h までの全静水圧	P _w	kN/m ²	285.55	313.92	図書①
水の単位堆積重量	γ _w	kN/m ³	9.81	9.81	
水面からの深さ	h ₁	m	7.63	8.00	
静水圧 (下流側)					
水面から深さ h における静水圧	P _w	kN/m ²	-	-	図書①
水面から深さ h までの全静水圧	P _w	kN/m ²	-	-	図書①
水の単位堆積重量	γ _w	kN/m ³	9.81	9.81	図書①
水面からの深さ	h ₂	m	-	-	
(e) 揚圧力 (浮力)					
上流端揚圧力	P _u	kN/m ²	2.54	2.67	図書①
下流端揚圧力	P _{u'}	kN/m ²	-	-	図書①
揚圧力係数	μ		0.3333	0.3333	図書①
(f) 泥圧					
堆砂面から深さ d における水平方向泥土圧	P _e	kN/m ²	-	-	図書①
堆砂面から深さ d までの全水平方向泥土圧	P _e	kN/m ²	-	-	図書①
泥圧係数	C _e		0.5	0.5	図書①
堆砂土の単位体積重量 (水中)	W ₁	kN/m ³	9.81	9.81	図書①
堆砂面からの深さ (堆積なし)	d		-	-	
堆砂面からの深さ (満砂時)	d		7.00	7.00	
(g) 地震時動水圧					
水面から深さ h における動水圧	P _d	kN/m ²	15.72	-	図書①
水面から深さ h までの全動水圧	P _d	kN/m ²	79.96	-	図書①
水の単位堆積重量	γ _w	kN/m ³	9.81	9.81	図書①
設計水平震度	κ _h		0.24	-	図書①
水面から基礎地盤までの水深	H	m	7.63	8.00	
水面からの深さ	h	m	7.63	8.00	

5) 安定条件

		常時満水位時 (地震時)	設計洪水位時 (常時)	
(a) 滑動に対する安定				
底版下面における全鉛直荷重	ΣV			
底版下面における全水平荷重	ΣH			
ダム底版と支持地盤の間の摩擦係数	f	0.70	0.70	図書①
岩盤のせん断強度	τ_B	618	411	図書①
擁壁底版と支持地盤の間の摩擦角	ϕ_B °	35.0	35.0	図書③
擁壁底版と支持地盤の間の粘着力	C	0.0	0.0	図書③
許容支持力	σ	882	588	図書③
ダム底面幅 (越流部)	L	7.38	7.38	図書③
ダム底面幅 (堰柱部)	L	7.35	7.35	
(b) 転倒に対する安定				
合力Rの作用点の擁壁底版つま先からの距離	d			
ダム基盤つま先回りの抵抗モーメント	ΣM_r			
ダム基盤つま先回りの転倒モーメント	ΣM_o			
ダムに作用する荷重の鉛直成分	V_i			
ダム基盤つま先と V_i の作用点との水平距離	a_i			
ダムに作用する荷重の水平成分	H_j			
H_j の作用点のダム基盤からの高さ	b_j			
ダム底面幅 (越流部)	L	7.38	7.38	図書③
(c) 支持地盤の支持力に対する安定				
地盤の許容支持力度	q_a			
地盤反力度	q_1			
地盤反力度	q_2			

6) 荷重計算モデル



(2) 安定計算 (堆積無し-満水位-地震時)

1) 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)	
		計 算 式	V (kN)			
①	矩形 W①		$\times 0.645$	0.000	8.305	
②	四辺形 W②	24	$\times 1.050$	25.200	7.380	185.976
③	三角 W③	24	$\times 0.023$	0.552	7.180	3.963
④	矩形 W④	24	$\times 0.750$	18.000	5.480	98.640
⑤	矩形 W⑤	24	$\times 0.880$	21.120	5.080	107.290
⑥	三角 W⑥	24	$\times 0.110$	2.640	5.080	13.411
⑦	三角 W⑦	24	$\times 0.090$	2.160	4.330	9.353
⑧	矩形 W⑧	24	$\times 0.300$	7.200	4.230	30.456
⑨	四辺形 W⑨	24	$\times 1.150$	27.600	2.780	76.728
⑩	三角 W⑩	24	$\times 0.013$	0.312	1.563	0.488
⑪	矩形 W⑪	24	$\times 0.075$	1.800	1.530	2.754
⑫	三角 W⑫	24	$\times 0.020$	0.480	1.497	0.718
⑬	三角 W⑬	24	$\times 0.258$	6.192	1.130	6.997
⑭	三角 W⑭	24	$\times 0.405$	9.720	0.830	8.068
⑮	三角 W⑮	24	$\times 0.098$	2.352	0.353	0.831
⑯	矩形 W⑯	24	$\times 0.281$	6.744	0.265	1.787
⑰	矩形 W⑰	24	$\times 0.140$	3.360	-0.250	-0.840
⑱	三角 W⑱	24	$\times 0.063$	1.512	-0.167	-0.252
⑲	三角 W⑲	22	$\times 2.103$	46.266	6.263	289.779
⑳	三角 W㉑	22	$\times 0.203$	4.466	5.480	24.474
㉑	矩形 W㉒	22	$\times 4.760$	104.720	4.630	484.854
㉒	三角 W㉓	22	$\times 5.780$	127.160	2.797	355.624
㉓	矩形 W㉔	22	$\times 16.762$	368.764	2.890	1,065.728
㉔	三角 W㉕	22	$\times 0.250$	5.500	4.827	26.547
㉕	矩形 W㉖	22	$\times 1.000$	22.000	4.160	91.520
㉖	三角 W㉗	22	$\times 0.250$	5.500	3.493	19.213
小 計				821.320		2,904.107

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)	
		計 算 式	V (kN)			
1	矩形 W1		$\times 14.000$	0.000	8.380	
2	三角 W2	9.81	$\times 3.063$	30.048	6.797	204.226
3	矩形 W3	9.81	$\times 6.125$	60.086	6.505	390.859
小 計				90.134		595.085

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式	H (kN)		
上流側	三角形(H1)	$9.81 \times 7.630^2 \times 0.5$	285.554	2.543	726.164
下流側		$9.81 \times 0.000^2 \times 0.5$	0.000	0.000	
小 計			285.554		726.164

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛 直 力			V (kN)	アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		上流端(kN/m ²)	下流端(kN/m ²)				
底面	三角形(U1)	-2.543	0.000	→	-9.384	2.460	-23.085
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	3.690	
小 計					-9.384		-23.085

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式			
上流側	三角形(D1)	0.5×8×	0.0 ² ×0.5	0.000	0.000
下流側	無し				
小 計				0.000	0.000

(f) ダム自重・慣性力 (kh= 0.24)

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力	水 平 力	アーム	転倒モーメント
		V (kN)	H (kN)	y (m)	H・y (kN・m)
①	矩形 W①	0.000	0.000	0.150	
②	四辺形 W②	25.200	6.048	2.050	12.398
③	三角 W③	0.552	0.132	0.200	0.026
④	矩形 W④	18.000	4.320	5.050	21.816
⑤	矩形 W⑤	21.120	5.069	6.700	33.962
⑥	三角 W⑥	2.640	0.634	7.167	4.544
⑦	三角 W⑦	2.160	0.518	6.900	3.574
⑧	矩形 W⑧	7.200	1.728	6.550	11.318
⑨	四辺形 W⑨	27.600	6.624	4.000	26.496
⑩	三角 W⑩	0.312	0.075	4.415	0.331
⑪	矩形 W⑪	1.800	0.432	4.187	1.809
⑫	三角 W⑫	0.480	0.115	3.933	0.452
⑬	三角 W⑬	6.192	1.486	3.991	5.931
⑭	三角 W⑭	9.720	2.333	3.200	7.466
⑮	三角 W⑮	2.352	0.564	3.553	2.004
⑯	矩形 W⑯	6.744	1.619	3.165	5.124
⑰	矩形 W⑰	3.360	0.806	3.570	2.877
⑱	三角 W⑱	1.512	0.363	3.067	1.113
⑲	三角 W⑲	46.266	11.104	0.967	10.733
⑳	三角 W㉑	4.466	1.072	3.200	3.430
㉑	矩形 W㉒	104.720	25.133	4.600	115.612
㉒	三角 W㉓	127.160	30.518	4.033	123.086
㉓	矩形 W㉔	368.764	88.503	1.450	128.329
㉔	三角 W㉕	5.500	1.320	-0.333	-0.440
㉕	矩形 W㉖	22.000	5.280	-0.500	-2.640
㉖	三角 W㉗	5.500	1.320	-0.333	-0.440
小 計			197.116		518.911

(g) 動水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム	転倒モーメント
		計 算 式	H (kN)	y (m)	H・y (kN・m)
上流側	Westergaard	$(7/12) \times 9.81 \times 0.112 \times 7.630^2$	79.955	3.052	244.023
下流側		$(7/12) \times 9.81 \times 0.112 \times 0.000^2$	0.000	0.000	0.000
小 計			79.955		244.023

(h) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力	抵抗モーメント	水平力	転倒モーメント
	V (kN)	Mr (kN・m)	H (kN)	Mo (kN・m)
ダム自重	821.320	2,904.107	—	—
水重または泥重	90.134	595.085	—	—
静水圧(水平力)	—	—	285.554	726.164
揚圧力	-9.384	-23.085	—	—
泥土圧	—	—	0.000	0.000
自重慣性力	—	—	197.116	518.911
動水圧	—	—	79.955	244.023
合 計	902.070	3,476.107	562.625	1,489.098

2) 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率 F_s は、Hennyの式により算出する。

$$y \frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot L}{\Sigma H} = \frac{0.7 \times 902.070 + 617 \times 7.380}{562.625} = 9.22$$

ここで、 ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (= 902.070 kN/m)

ΣH : 底版下面における全水平荷重 (= 562.625 kN/m)

f : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$$f = \mu = \tan \phi_B = 0.7$$

τ : 岩盤のせん断強度 (kN/m²)

本検討では、「CB=0、 σ = 許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$$\tau = (C_B + \sigma \cdot \tan \phi_B) \times 1.5 = 617$$

B : 滑動の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、滑動に対する安定性の照査は、

$$F_s = 9.22 \geq 1.2 \quad (\text{地震時必要安全率})$$

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力 R の作用点の擁壁底版つま先からの距離 d は、

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{3,476.107 - 1,489.098}{902.070} = 2.203 \quad (\text{m})$$

ここで、 ΣMr : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (= 3,476.107 kN・m)

ΣMo : 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント (= 1,489.098 kN・m)

合力 R の作用点の底版中央からの距離 $|e|$ は、

$$|e| = |(B/2) - d| = |(7.380 / 2) - 2.203| = |1.487| = 1.487 \quad (\text{m})$$

ここで、 B : 転倒の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース : 地震時

$$\begin{cases} |e| = 1.487 > B/6 = 1.230 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{常時における照査式 (参考値)} \\ |e| = 1.487 \leq B/3 = 2.460 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{地震時における照査式 判定: OK} \end{cases}$$

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力 R の作用点が、底版中央から底版幅 $1/3$ の外かつ底版幅 $2/3$ の中にあることから、地盤反力度は三角形分布となり次式で表される。

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3d}$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を地震時において 882 (kN/m²) とすることから、基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

$$\begin{cases} q_1 = 272.982 \leq 882 \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_2 = 0.000 \leq 882 \quad (\text{kN/m}^2) \end{cases}$$

となり安定である。

(3) 安定計算 (堆積無し-設計洪水位-常時)

1) 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)	
		計 算 式	V (kN)			
①	矩形 W①	×0.645		0.000	8.305	
②	四辺形 W②	24	×1.050	25.200	7.380	185.976
③	三角 W③	24	×0.023	0.552	7.180	3.963
④	矩形 W④	24	×0.750	18.000	5.480	98.640
⑤	矩形 W⑤	24	×0.880	21.120	5.080	107.290
⑥	三角 W⑥	24	×0.110	2.640	5.080	13.411
⑦	三角 W⑦	24	×0.090	2.160	4.330	9.353
⑧	矩形 W⑧	24	×0.300	7.200	4.230	30.456
⑨	四辺形 W⑨	24	×1.150	27.600	2.780	76.728
⑩	三角 W⑩	24	×0.013	0.312	1.563	0.488
⑪	矩形 W⑪	24	×0.075	1.800	1.530	2.754
⑫	三角 W⑫	24	×0.020	0.480	1.497	0.718
⑬	三角 W⑬	24	×0.258	6.192	1.130	6.997
⑭	三角 W⑭	24	×0.405	9.720	0.830	8.068
⑮	三角 W⑮	24	×0.098	2.352	0.353	0.831
⑯	矩形 W⑯	24	×0.281	6.744	0.265	1.787
⑰	矩形 W⑰	24	×0.140	3.360	-0.250	-0.840
⑱	三角 W⑱	24	×0.063	1.512	-0.167	-0.252
⑲	三角 W⑲	22	×2.103	46.266	6.263	289.779
⑳	三角 W㉑	22	×0.203	4.466	5.480	24.474
㉑	矩形 W㉒	22	×4.760	104.720	4.630	484.854
㉒	三角 W㉓	22	×5.780	127.160	2.797	355.624
㉓	矩形 W㉔	22	×16.762	368.764	2.890	1,065.728
㉔	三角 W㉕	22	×0.250	5.500	4.827	26.547
㉕	矩形 W㉖	22	×1.000	22.000	4.160	91.520
㉖	三角 W㉗	22	×0.250	5.500	3.493	19.213
小 計				821.320		2,904.107

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)	
		計 算 式	V (kN)			
1	矩形 W1	×14.000		0.000	8.380	
2	三角 W2	9.81	×3.063	30.048	6.797	204.226
3	矩形 W3	9.81	×6.125	60.086	6.505	390.859
4	矩形 W4	9.81	×1.750	17.168	6.505	111.678
小 計				90.134		595.085

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式	H (kN)		
上流側	三角形(H1)	$9.81 \times 8.000^2 \times 0.5$	313.920	2.667	837.225
上流側	三角形(控除)	$9.81 \times -1.000^2 \times 0.5$	-4.905	7.333	-35.968
下流側		$9.81 \times 0.000^2 \times 0.5$	0.000	0.000	
小 計			309.015		801.257

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛 直 力			V (kN)	アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		上流端(kN/m ²)	下流端(kN/m ²)				
底面	三角形(U1)	-2.667	0.000	→	-9.841	2.460	-24.209
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	3.690	
小 計					-9.841		-24.209

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式	H (kN)		
上流側	三角形(D1)	$0.5 \times 8 \times 0.0^2 \times 0.5$	0.000	0.000	
下流側	無し				
小 計			0.000		0.000

(f) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力	抵抗モーメント	水平力	転倒モーメント
	V (kN)	Mr (kN・m)	H (kN)	Mo (kN・m)
ダム自重	821.320	2,904.107	—	—
水重または泥重	90.134	595.085	—	—
静水圧(水平力)	—	—	309.015	801.257
揚圧力	-9.841	-24.209	—	—
泥土圧	—	—	0.000	0.000
合 計	901.613	3,474.983	309.015	801.257

2) 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率 F_s は、Hennyの式により算出する。

$$F_s = \frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot L}{\Sigma H} = \frac{0.7 \times 901.613 + 411 \times 7.380}{309.015} = 11.86$$

ここで、 ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (= 901.613 kN/m)

ΣH : 底版下面における全水平荷重 (= 309.015 kN/m)

f : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$$f = \mu = \tan \phi_B = 0.7$$

τ : 岩盤のせん断強度 (kN/m²)

本検討では、「 $C_B=0$ 、 σ = 許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$$\tau = C_B + \sigma \cdot \tan \phi_B = 411$$

B : 滑動の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、滑動に対する安定性の照査は、

$$F_s = 11.86 \geq 1.5 \quad (\text{常時必要安全率})$$

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力 R の作用点の擁壁底版つま先からの距離 d は、

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{3,474.983 - 801.257}{901.613} = 2.965 \quad (\text{m})$$

ここで、 ΣMr : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (= 3,474.983 kN・m)

ΣMo : 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント (= 801.257 kN・m)

合力 R の作用点の底版中央からの距離 $|e|$ は、

$$|e| = |(B/2) - d| = |(7.380 / 2) - 2.965| = |0.725| = 0.725 \quad (\text{m})$$

ここで、 B : 転倒の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース : 常時

$$\begin{cases} |e| = 0.725 \leq B/6 = 1.230 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{常時における照査式} & \text{判定 : OK} \\ |e| = 0.725 \leq B/3 = 2.460 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{地震時における照査式} & \text{(参考値)} \end{cases}$$

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力 R の作用点が、底版中央から底版幅 $1/3$ (ミドルサード)の中にあることから、地盤反力度は台形分布となり次式で表される。

$$q_1, q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を常時において 588 (kN/m²)とすることから、基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

$$\begin{cases} q_1 = 194.180 \leq 588 \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_2 = 50.159 \leq 588 \quad (\text{kN/m}^2) \end{cases}$$

となり安定である。

(4) 安定計算 (満砂時-満水位-地震時)

1) 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		計 算 式	V (kN)		
①	矩形 W①	$\times 0.645$	0.000	8.305	
②	四辺形 W②	24×1.050	25.200	7.380	185.976
③	三角 W③	24×0.023	0.552	7.180	3.963
④	矩形 W④	24×0.750	18.000	5.480	98.640
⑤	矩形 W⑤	24×0.880	21.120	5.080	107.290
⑥	三角 W⑥	24×0.110	2.640	5.080	13.411
⑦	三角 W⑦	24×0.090	2.160	4.330	9.353
⑧	矩形 W⑧	24×0.300	7.200	4.230	30.456
⑨	四辺形 W⑨	24×1.150	27.600	2.780	76.728
⑩	三角 W⑩	24×0.013	0.312	1.563	0.488
⑪	矩形 W⑪	24×0.075	1.800	1.530	2.754
⑫	三角 W⑫	24×0.020	0.480	1.497	0.718
⑬	三角 W⑬	24×0.258	6.192	1.130	6.997
⑭	三角 W⑭	24×0.405	9.720	0.830	8.068
⑮	三角 W⑮	24×0.098	2.352	0.353	0.831
⑯	矩形 W⑯	24×0.281	6.744	0.265	1.787
⑰	矩形 W⑰	24×0.140	3.360	-0.250	-0.840
⑱	三角 W⑱	24×0.063	1.512	-0.167	-0.252
⑲	三角 W⑲	22×2.103	46.266	6.263	289.779
⑳	三角 W㉑	22×0.203	4.466	5.480	24.474
㉑	矩形 W㉒	22×4.760	104.720	4.630	484.854
㉒	三角 W㉓	22×5.780	127.160	2.797	355.624
㉓	矩形 W㉔	22×16.762	368.764	2.890	1,065.728
㉔	三角 W㉕	22×0.250	5.500	4.827	26.547
㉕	矩形 W㉖	22×1.000	22.000	4.160	91.520
㉖	三角 W㉗	22×0.250	5.500	3.493	19.213
小 計			821.320		2,904.107

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		計 算 式	V (kN)		
1	矩形 W1	$\times 14.000$	0.000	8.380	
2	三角 W2	17.00×3.063	52.071	6.797	353.909
3	矩形 W3	17.00×6.125	104.125	6.505	677.333
小 計			156.196		1,031.242

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式	H (kN)		
上流側	三角形(H1)	$9.81 \times 7.630^2 \times 0.5$	285.554	2.543	726.164
下流側		$9.81 \times 0.000^2 \times 0.5$	0.000	0.000	
小 計			285.554		726.164

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛 直 力			V (kN)	アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)				
底面	三角形(U1)	-2.543	0.000	→	-9.384	2.460	-23.085
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	3.690	
小 計					-9.384		-23.085

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		H (kN)	アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式				
上流側	三角形(D1)	0.5×9.81×	7.0 ² ×0.5	120.173	2.333	280.364
下流側	無し					
小 計				120.173		280.364

(f) ダム自重・慣性力 (kh= 0.24)

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力	水 平 力	アーム	転倒モーメント
		V (kN)	H (kN)	y (m)	H・y (kN・m)
①	矩形 W①	0.000	0.000	0.150	
②	四辺形 W②	25.200	6.048	2.050	12.398
③	三角 W③	0.552	0.132	0.200	0.026
④	矩形 W④	18.000	4.320	5.050	21.816
⑤	矩形 W⑤	21.120	5.069	6.700	33.962
⑥	三角 W⑥	2.640	0.634	7.167	4.544
⑦	三角 W⑦	2.160	0.518	6.900	3.574
⑧	矩形 W⑧	7.200	1.728	6.550	11.318
⑨	四辺形 W⑨	27.600	6.624	4.000	26.496
⑩	三角 W⑩	0.312	0.075	4.415	0.331
⑪	矩形 W⑪	1.800	0.432	4.187	1.809
⑫	三角 W⑫	0.480	0.115	3.933	0.452
⑬	三角 W⑬	6.192	1.486	3.991	5.931
⑭	三角 W⑭	9.720	2.333	3.200	7.466
⑮	三角 W⑮	2.352	0.564	3.553	2.004
⑯	矩形 W⑯	6.744	1.619	3.165	5.124
⑰	矩形 W⑰	3.360	0.806	3.570	2.877
⑱	三角 W⑱	1.512	0.363	3.067	1.113
⑲	三角 W⑲	46.266	11.104	0.967	10.733
⑳	三角 W㉑	4.466	1.072	3.200	3.430
㉑	矩形 W㉒	104.720	25.133	4.600	115.612
㉒	三角 W㉓	127.160	30.518	4.033	123.086
㉓	矩形 W㉔	368.764	88.503	1.450	128.329
㉔	三角 W㉕	5.500	1.320	-0.333	-0.440
㉕	矩形 W㉖	22.000	5.280	-0.500	-2.640
㉖	三角 W㉗	5.500	1.320	-0.333	-0.440
小 計			197.116		518.911

(g) 動水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式	H (kN)		
上流側	Westergaard	$(7/12) \times 9.81 \times 0.112 \times 7.630^2$	79.955	3.052	244.023
下流側		$(7/12) \times 9.81 \times 0.112 \times 0.000^2$	0.000	0.000	0.000
小 計			79.955		244.023

(h) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力	抵抗モーメント	水平力	転倒モーメント
	V (kN)	Mr (kN・m)	H (kN)	Mo (kN・m)
ダム自重	821.320	2,904.107	—	—
水重または泥重	156.196	1,031.242	—	—
静水圧(水平力)	—	—	285.554	726.164
揚圧力	-9.384	-23.085	—	—
泥土圧	—	—	120.173	280.364
自重慣性力	—	—	197.116	518.911
動水圧	—	—	79.955	244.023
合 計	968.132	3,912.264	682.798	1,769.462

2) 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率 F_s は、Hennyの式により算出する。

$$y \frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot L}{\Sigma H} = \frac{0.7 \times 968.132 + 617 \times 7.380}{682.798} = 7.66$$

ここで、 ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (= 968.132 kN/m)

ΣH : 底版下面における全水平荷重 (= 682.798 kN/m)

f : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$$f = \mu = \tan \phi_B = 0.7$$

τ : 岩盤のせん断強度 (kN/m²)

本検討では、「 $C_B=0$ 、 σ =許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$$\tau = (C_B + \sigma \cdot \tan \phi_B) \times 1.5 = 617$$

B : 滑動の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、滑動に対する安定性の照査は、

$$F_s = 7.66 \geq 1.2 \quad (\text{地震時必要安全率})$$

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力 R の作用点の擁壁底版つま先からの距離 d は、

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{3,912.264 - 1,769.462}{968.132} = 2.213 \quad (\text{m})$$

ここで、 ΣMr : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (= 3,912.264 kN・m)

ΣMo : 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント (= 1,769.462 kN・m)

合力 R の作用点の底版中央からの距離 $|e|$ は、

$$|e| = |(B/2) - d| = |(7.380 / 2) - 2.213| = |1.477| = 1.477 \quad (\text{m})$$

ここで、 B : 転倒の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース : 地震時

$$|e| = 1.477 > B/6 = 1.230 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{常 時における照査式 (参考値)}$$

$$|e| = 1.477 \leq B/3 = 2.460 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{地震時における照査式 判定 : OK}$$

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力 R の作用点が、底版中央から 底版幅 $1/3$ の外かつ底版幅 $2/3$ の中にあることから、地盤反力度は三角形分布 となり次式で表される。

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3d}$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を地震時において 882 (kN/m²)とすることから、基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

$$q_1 = 291.650 \leq 882 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = 0.000 \leq 882 \quad (\text{kN/m}^2)$$

となり安定である。

(5) 安定計算 (満砂時-設計洪水位-常時)

1) 荷重計算

(a) ダム自重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		計 算 式	V (kN)		
①	矩形 W①	$\times 0.645$	0.000	8.305	
②	四辺形 W②	24×1.050	25.200	7.380	185.976
③	三角 W③	24×0.023	0.552	7.180	3.963
④	矩形 W④	24×0.750	18.000	5.480	98.640
⑤	矩形 W⑤	24×0.880	21.120	5.080	107.290
⑥	三角 W⑥	24×0.110	2.640	5.080	13.411
⑦	三角 W⑦	24×0.090	2.160	4.330	9.353
⑧	矩形 W⑧	24×0.300	7.200	4.230	30.456
⑨	四辺形 W⑨	24×1.150	27.600	2.780	76.728
⑩	三角 W⑩	24×0.013	0.312	1.563	0.488
⑪	矩形 W⑪	24×0.075	1.800	1.530	2.754
⑫	三角 W⑫	24×0.020	0.480	1.497	0.718
⑬	三角 W⑬	24×0.258	6.192	1.130	6.997
⑭	三角 W⑭	24×0.405	9.720	0.830	8.068
⑮	三角 W⑮	24×0.098	2.352	0.353	0.831
⑯	矩形 W⑯	24×0.281	6.744	0.265	1.787
⑰	矩形 W⑰	24×0.140	3.360	-0.250	-0.840
⑱	三角 W⑱	24×0.063	1.512	-0.167	-0.252
⑲	三角 W⑲	22×2.103	46.266	6.263	289.779
⑳	三角 W㉔	22×0.203	4.466	5.480	24.474
㉑	矩形 W㉑	22×4.760	104.720	4.630	484.854
㉒	三角 W㉒	22×5.780	127.160	2.797	355.624
㉓	矩形 W㉓	22×16.762	368.764	2.890	1,065.728
㉔	三角 W㉔	22×0.250	5.500	4.827	26.547
㉕	矩形 W㉕	22×1.000	22.000	4.160	91.520
㉖	三角 W㉖	22×0.250	5.500	3.493	19.213
小 計			821.320		2,904.107

(b) 水重または泥重

荷重項目	分割断面形状	鉛 直 力		アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		計 算 式	V (kN)		
1	矩形 W1	$\times 14.000$	0.000	8.380	
2	三角 W2	17.00×3.063	52.071	6.797	353.909
3	矩形 W3	17.00×6.125	104.125	6.505	677.333
4	矩形 W4	9.81×1.750	17.168	6.505	111.678
小 計			156.196		1,031.242

(c) 静水圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式	H (kN)		
上流側	三角形(H1)	$9.81 \times 8.000^2 \times 0.5$	313.920	2.667	837.225
上流側	三角形(控除)	$9.81 \times -1.000^2 \times 0.5$	-4.905	7.333	-35.968
下流側		$9.81 \times 0.000^2 \times 0.5$	0.000	0.000	
小 計			309.015		801.257

(d) 揚圧力

荷重項目		鉛 直 力			V (kN)	アーム x (m)	抵抗モーメント V・x (kN・m)
		上流端(kN/m ²)	下流端(kN/m ²)				
底面	三角形(U1)	-2.667	0.000	→	-9.841	2.460	-24.209
	矩形	0.000	0.000	→	0.000	3.690	
小 計					-9.841		-24.209

(e) 泥土圧による水平力

荷重項目	圧力分布	水 平 力		アーム y (m)	転倒モーメント H・y (kN・m)
		計 算 式	H (kN)		
上流側	三角形(D1)	$0.5 \times 9.81 \times 7^2 \times 0.5$	120.173	2.333	280.364
下流側	無し				
小 計			120.173		280.364

(f) 作用荷重合計

荷重項目	鉛直力	抵抗モーメント	水平力	転倒モーメント
	V (kN)	Mr (kN・m)	H (kN)	Mo (kN・m)
ダム自重	821.320	2,904.107	—	—
水重または泥重	156.196	1,031.242	—	—
静水圧(水平力)	—	—	309.015	801.257
揚圧力	-9.841	-24.209	—	—
泥土圧	—	—	120.173	280.364
合 計	967.675	3,911.140	429.188	1,081.621

2) 安定性の照査

(a) 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率 F_s は、Hennyの式により算出する。

$$F_s = \frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot L}{\Sigma H} = \frac{0.7 \times 967.675 + 411 \times 7.380}{429.188} = 8.65$$

ここで、 ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (= 967.675 kN/m)

ΣH : 底版下面における全水平荷重 (= 429.188 kN/m)

f : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

$$f = \mu = \tan \phi_B = 0.7$$

τ : 岩盤のせん断強度 (kN/m²)

本検討では、「 $C_B=0$ 、 σ = 許容支持力度」としてクーロン式から推定する。

$$\tau = C_B + \sigma \cdot \tan \phi_B = 411$$

B : 滑動の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、滑動に対する安定性の照査は、

$$F_s = 8.65 \geq 1.5 \quad (\text{常時必要安全率})$$

となり安定である。

(b) 転倒に対する安定性の照査

合力 R の作用点の擁壁底版つま先からの距離 d は、

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{3,911.140 - 1,081.621}{967.675} = 2.924 \quad (\text{m})$$

ここで、 ΣMr : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (= 3,911.140 kN・m)

ΣMo : 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント (= 1,081.621 kN・m)

合力 R の作用点の底版中央からの距離 $|e|$ は、

$$|e| = |(B/2) - d| = |(7.380 / 2) - 2.924| = |0.766| = 0.766 \quad (\text{m})$$

ここで、 B : 転倒の照査における底面幅 (= 7.380 m)

よって、転倒に対する安定性の照査は、

検討ケース : 常時

$$\begin{cases} |e| = 0.766 \leq B/6 = 1.230 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{常時における照査式} & \text{判定 : OK} \\ |e| = 0.766 \leq B/3 = 2.460 \quad (\text{m}) \cdots \cdots \text{地震時における照査式} & \text{(参考値)} \end{cases}$$

となり安定である。

(c) 基礎地盤の支持力に対する安定性の照査

合力 R の作用点が、底版中央から底版幅 $1/3$ (ミドルサード)の中にあることから、地盤反力度は台形分布となり次式で表される。

$$q_1, q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

よって、本設計では地盤の許容支持力度を常時において 588 (kN/m²)とすることから、基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、

$$\begin{cases} q_1 = 212.779 \leq 588 \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_2 = 49.464 \leq 588 \quad (\text{kN/m}^2) \end{cases}$$

となり安定である。

(6) 安定計算結果

1) 堆積なし

断面			常時満水位時	設計洪水位時
			地震時	常時
越流部	作用力	鉛直力 (kN)	902.070	901.613
		水平力 (kN)	562.625	309.015
		抵抗モーメント (kN・m)	3,476.107	3,474.983
		転倒モーメント (kN・m)	1,489.098	801.257
	滑動	安全率	9.220	11.860
		必要安全率	1.200	1.500
		判定	OK	OK
	転倒	偏心距離 (m)	1.487	0.725
		照査基準値 (m)	2.460	1.230
		判定	OK	OK
	支持力	作用応力度 (kN/m ²)	272.982	194.180
		許容支持力 (kN/m ²)	882.000	588.000
		判定	OK	OK

2) 満砂時

断面			常時満水位時	設計洪水位時
			地震時	常時
越流部	作用力	鉛直力 (kN)	968.132	967.675
		水平力 (kN)	682.798	429.188
		抵抗モーメント (kN・m)	3,912.264	3,911.140
		転倒モーメント (kN・m)	1,769.462	1,081.621
	滑動	安全率	7.660	8.650
		必要安全率	1.200	1.500
		判定	OK	OK
	転倒	偏心距離 (m)	1.477	0.766
		照査基準値 (m)	2.460	1.230
		判定	OK	OK
	支持力	作用応力度 (kN/m ²)	291.650	212.779
		許容支持力 (kN/m ²)	882.000	588.000
		判定	OK	OK

別添資料 T4-3
水圧管路の圧力および管胴本体の計算
(Tornaui地点－現地諸元再現)

(1) 設計要領

発電用水力設備の技術基準および水門鉄管技術基準を基に計算を行う。

型式：露出管及びコンクリート被覆埋設管
条数：1 条
管内径：2.40～0.94m
使用管厚：14 mm
管延長：651.390 m（水圧鉄管始点から入口弁中心までの曲線長）
最大静水頭：87.660 m（水槽水位WL 875.3 mから入口弁中心EL 787.64 m
最大水撃圧水頭：57.000 m（入口弁中心）までの水頭）
襲波水頭：0.000 m
最大設計水頭：144.660 m（入口弁中心）
最大流量：11.50 m³/s
水車閉塞時間：4 sec
余裕厚：1.5 mm
外圧に対する安全率：1.5 以上
温度変化：20 °C

使用鋼材 許容応力	材質	板厚 (mm)	引張応力 (N/mm ²)	圧縮応力 (N/mm ²)	せん断応力 (N/mm ²)	支圧応力 (N/mm ²)
	ISO E275 A-D	t ≤ 16	150	150	85	255
		16 < t ≤ 40	145	145	80	245
		40 < t ≤ 63	140	140	80	235

鋼の弾性係数：206 kN/mm²
鋼の線膨張係数：1.2×10⁻⁵ /°C
鋼のポアソン比：0.3
溶接効率：工場 0.85 現場 0.80

(2) 設計水頭の計算

(a) 記号

- T : 閉塞器の閉鎖時間 = 4.0 sec (想定値)
 L : 管路の長さ = 651.390 m (水槽始点から入口弁中心までの曲線長)
 Q : 最大使用水量 = 11.50 m³/s
 α : 圧力波の伝播速度 = 865 m/s
 H_0 : 水車端における閉塞器全閉後の静水頭 = 87.660 m
 (水槽水位WL 875.300 m - 入口弁中心EL 787.640 m)
 V_0 : 管内平均流速 (m/s)
 h_0 : 水撃作用による閉塞器位置における上昇水頭 (m)
 T_1 : 圧力波が管内を往復する時間
 = $2L/\alpha = 1.51 < 4.0$ sec : 緩閉塞である

(b) 管内平均流速の計算

- V_0 : 有効平均流速 (m/s)
 Q : 流量 (m³/s)
 A_0 : 有効平均断面積 (m²)
 D_n : 各管内径 (m)
 L_n : 各管に対する管路長 (m)
 A_n : 各断面積 = Q/V_n (m²)
 { 漸縮管に対して $V_n = \frac{V_{n+1} + V_{n-1}}{2}$ }

n	D_n	A_n	Q_n	V_n	L_n	$V_n \cdot L_n$
①	2.400	4.524	11.50	2.542	640.610	1628.431
②	1.680	2.217	11.50	5.187	9.380	48.654
③	1.68~0.94	1.062	5.750	5.414	1.400	7.579
	(1.163)					
④	0.940	0.694	5.750	8.285	0.000	0.000
Σ					651.390	1,684.664

$$V_0 = \frac{\Sigma (V_n \cdot L_n)}{\Sigma L_n} = \frac{1,684.664}{651.390} = 2.586 \text{ m/s}$$

(c) 圧力波の伝播速度の計算

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{W}{g} \left(\frac{1}{K} + \frac{1}{E} \cdot \frac{D}{t} \right)}}$$

ここに、
 α : 圧力波の伝播速度 (m/s)
 D : 管内径 (m)
 t : 管厚 (m)
 W : 水の単位重量 = 1 t/m^3
 g : 重力の加速度 = 9.8 m/s^2
 K : 水の体積弾性係数 $\doteq 200,000 \text{ t/m}^2$
 E : 鋼の弾性係数 = $21,000,000 \text{ t/m}^2$

n	Dn	t (mm)	α	Ln	$\alpha \cdot Ln$
①-1	2.400	14	863	150.000	129,450
①-2	2.400	14	863	145.220	125,325
①-3	2.400	14	863	177.820	153,459
①-4	2.400	14	863	116.990	100,962
①-5	2.400	14	863	50.580	43,651
②	1.680	14	956	9.380	8,967
③	1.68~0.94	14	1,046	1.400	1,464
	(1.163)				
④	0.940	14	1,093	0.000	0
Σ				651.390	563,278

$$\alpha = \frac{\Sigma (\alpha \cdot Ln)}{\Sigma Ln} = \frac{563,278}{651.390} = 865 \text{ m/s}$$

(d) 水撃圧の計算

水撃作用による閉塞器位置での上昇水圧（水頭）を計算する。

ここで、当該箇所は制水機のない場合とし、Allievi式により計算するものとする。

① Allieviの管路定数

$$\rho = \frac{\alpha V_0}{2 g H_0} = \frac{865 \times 2.586}{2 \times 9.8 \times 87.66} = 1.302$$

② 閉塞器の閉鎖時間定数

$$\theta = \frac{\alpha T}{2 L_0} = \frac{865 \times 4.0}{2 \times 651.390} = 2.656$$

③ 管路定数と閉塞時間定数の比

$$n = \frac{\rho}{\theta} = \frac{1.302}{2.656} = 0.490$$

④ 水撃圧の計算

Allieviの管路定数： $\rho = 1.302 > 1$

となることから、「水門鉄管技術基準」より、次式を用いて水撃圧を算出する。

$$\begin{aligned} \frac{h_0}{H_0} &= \frac{2n}{1 + n(\theta - 1)} = \frac{2 \times 0.490}{1 + 0.490(2.656 - 1)} \\ &= 0.541 \end{aligned}$$

$$\therefore h_0 = 0.541 \times 87.66 = 47.42 \approx 48.00 \text{ m}$$

⑤ 水撃圧の割増

水撃作用による上昇水圧の実測値は水車特性の影響により計算値と相違することが多いので、水撃圧水頭は20%の余裕を見込むものとする。

$$\therefore h_0 = 47.42 \times 1.2 = 57.00 \text{ m}$$

(e) 設計水頭

設計水頭は、次式により算出する。

$$\text{設計水頭} = \text{静水頭} + \text{襲波水頭} + \text{水撃圧水頭}$$

静水頭は、水槽水位 (W1 875.300 m) から鉄管中心高までの水頭とする。

襲波水頭は、本検討では余水吐越流水深を考慮していないことから 0 とする。

水撃圧水頭は、水車中心において最大、水槽で0とし、途中は管長に比例して直線変化するものとする。水撃圧水頭は次式により算出する。

$$H_3 = h_0 \times \frac{L_i}{L_0}$$

ここに、 h_0 : 最大水撃圧水頭 = 57.00 m

L_i : 水槽より各検討位置までの管長 (m)

L_0 : 水槽より入口弁中心までの管長 = 651.390 m

各検討断面の設計水頭

No.	検討断面	管長 L_i (m)	静水頭 H_1 (m)	襲波水頭 H_2 (m)	水撃圧水頭 H_3 (m)	設計水頭 H (m)
①-1	D=2.4 t=14	150.000	15.200 (E L 860.100)	0.000	13.126	28.33
①-2	D=2.4 t=14	145.220	33.810 (E L 841.490)	0.000	25.834	59.64
①-3	D=2.4 t=14	177.820	33.810 (E L 841.490)	0.000	41.394	75.20
①-4	D=2.4 t=14	116.990	64.070 (E L 811.230)	0.000	51.631	115.70
①-5	D=2.4 t=14	50.580	87.660 (E L 787.640)	0.000	56.057	143.72
②	D=1.68 t=14	9.380	87.660 (E L 787.640)	0.000	56.878	144.54
③	1.68~0.94 漸縮管	1.400	87.660 (E L 787.640)	0.000	57.001	144.66
③	0.94 t=14	0.000	87.660 (E L 787.640)	0.000	57.001	144.66

()は管中心高

(3) 管厚の計算

(a) 最小板厚の計算

最小板厚は、次式により算出する。

$$t_0 = \frac{D_0 + 800}{400} \quad (\text{ただし、6mm以上})$$

ここに、 t_0 : 余裕厚を含んだ管胴最小板厚 (mm)

D_0 : 内径 (mm)

管内径 D_0 (mm)	最小板厚 t_0 (mm)	使用板厚 t (mm)	判定
2400	8.00	14	$\geq 6\text{mm}$ OK
1680	6.20	14	$\geq 6\text{mm}$ OK
940	4.35	14	$\geq 6\text{mm}$ OK

(b) 許容水頭

内圧をすべて管胴で負担する場合の各材質・板厚に対する許容水頭は、次式により算出する。

$$H_a = \frac{2000 \cdot \sigma_a \cdot \eta (t_0 - \varepsilon)}{g \cdot (D_0 + \varepsilon)}$$

ここに、 H_a : 許容水頭 (m)

σ_a : 許容応力 (使用鋼材：ISO E275)

= 150 N/mm² ($t \leq 16\text{mm}$)

= 145 N/mm² ($16\text{mm} < t \leq 40\text{mm}$)

η : 溶接効率 = 0.80 (現場溶接)

ε : 余裕厚 = 1.5 mm

t_0 : 使用板厚 (mm)

D_0 : 管内径 (mm)

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	余裕厚 ε (mm)	材質	許容応力 σ_a (N/mm ²)	溶接効率 η	許容水頭 H_a (m)
①-1	2400	14	1.5	ISO E275	150	0.80	127.47
①-2	2400	14	1.5	ISO E275	150	0.80	127.47
①-3	2400	14	1.5	ISO E275	150	0.80	127.47
①-4	2400	14	1.5	ISO E275	150	0.80	127.47
①-5	2400	14	1.5	ISO E275	150	0.80	127.47
②	1680	14	1.5	ISO E275	150	0.80	182.05
③	1163	14	1.5	ISO E275	150	0.80	262.88
④	940	14	1.5	ISO E275	150	0.80	325.14

(c) 管胴板厚

設計水頭と許容水頭の比較を次表に示す。

No.	管内径 D ₀ (mm)	使用板厚 t ₀ (mm)	設計水頭 H (m)	材質	許容応力 σ _a (N/mm ²)	許容水頭 H _a (m)	判定
①-1	2400	14	28.33	ISO E275	150	127.47	OK
①-2	2400	14	59.64	ISO E275	150	127.47	OK
①-3	2400	14	75.20	ISO E275	150	127.47	OK
①-4	2400	14	115.70	ISO E275	150	127.47	OK
①-5	2400	14	143.72	ISO E275	150	127.47	NG★
②	1680	14	144.54	ISO E275	150	182.05	OK
③	1163	14	144.66	ISO E275	150	262.88	OK
④	940	14	144.66	ISO E275	150	325.14	OK

(d) 内圧に対する検討

① 円周方向応力

$$\sigma_1 = \frac{P \cdot D}{2(t_0 - \varepsilon)}$$

ここに、 σ_1 : 円周方向応力 (N/mm²)
P : 設計内圧 (MPa)
D : 余裕厚を除いた管内径 = D₀ + ε (mm)
t₀ : 使用板厚 (mm)
ε : 余裕厚 = 1.5 mm

No.	設計内圧 P (MPa)	管内径 D (mm)	使用板厚 t ₀ (mm)	円周応力 σ ₁ (N/mm ²)	溶接効率 η	許容応力 η・σ _a (N/mm ²)	判定
①-1	0.278	2400	14	26.7	0.80	120.0	OK
①-2	0.585	2400	14	56.2	0.80	120.0	OK
①-3	0.737	2400	14	70.8	0.80	120.0	OK
①-4	1.134	2400	14	108.9	0.80	120.0	OK
①-5	1.409	2400	14	135.3	0.80	120.0	NG★
②	1.417	1680	14	95.2	0.80	120.0	OK
③	1.418	1163	14	66.0	0.80	120.0	OK
④	1.418	940	14	53.3	0.80	120.0	OK

(4) 管軸方向応力の計算

(a) 温度応力

$$\sigma_{21} = \pm \alpha \cdot E \cdot \Delta T$$

ここに、 σ_{21} : 温度応力 (N/mm²)

α : 鋼の線膨張係数 = 1.2×10^{-5} /°C

E : 鋼の弾性係数 = 206000 N/mm²

ΔT : 温度変化 = 20 °C

No.	線膨張係数 α (/°C)	弾性係数 E (N/mm ²)	温度変化 ΔT (°C)	温度応力 σ_{21} (N/mm ²)
①-1	0.000012	206000	20	49.4
①-2	0.000012	206000	20	49.4
①-3	0.000012	206000	20	49.4
①-4	0.000012	206000	20	49.4
①-5	0.000012	206000	20	49.4
②	0.000012	206000	20	49.4
③	0.000012	206000	20	49.4
④	0.000012	206000	20	49.4

(b) ポアソン効果による応力

$$\sigma_{22} = \nu \cdot \sigma_r$$

ここに、 σ_{22} : ポアソン効果による応力 (N/mm²)

ν : 鋼のポアソン比 = 0.3

σ_r : 円周方向応力 = σ_1 (N/mm²)

No.	ポアソン比 ν	円周応力 σ_r (N/mm ²)	ポアソン応力 σ_{22} (N/mm ²)
①-1	0.3	26.7	8.0
①-2	0.3	56.2	16.9
①-3	0.3	70.8	21.2
①-4	0.3	108.9	32.7
①-5	0.3	135.3	40.6
②	0.3	95.2	28.6
③	0.3	66.0	19.8
④	0.3	53.3	16.0

(c) 管の傾斜による応力

本検討では、安全側に検討箇所より上部の全ての鉄管重量による軸方向荷重を考慮する。

$$\sigma_{24} = \frac{\sum (\pi \cdot D_m \cdot t_n \cdot L_n) \gamma_s \cdot \sin \theta}{A_s}$$

ここに、 σ_{24} : 管の傾斜による応力 (N/mm²)

t_n : 対象範囲の管厚 (mm)

D_m : 管厚 t_n 部の管厚中心直径 (mm)

L_n : 管厚 t_n 部の延長 (mm)

γ_s : 管の単位質量による荷重

$$\gamma_s = \gamma_p \cdot g$$

γ_p : 管の単位体積重量

$$\gamma_p = 7.850 \text{ t/m}^3$$

g : 重力加速度

$$g = 9.8 \text{ t/m}^2$$

θ : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

A_s : 応力を考慮する部分の管の断面積

$$A_s = \pi \cdot D_m \cdot t_0$$

D_m : 応力を考慮する部分の管厚中心直径 (mm)

t_0 : 応力を考慮する部分の管厚 (mm)

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 D_m (mm)	管延長 L_n (m)	区間重量 (t)	傾斜角 θ (°)	管傾斜荷重 (管軸方向) (KN/m)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm ²)
①-1	2400	14	2414	150.000	8,929.930	0.0	0.000	0.0
①-2	2400	14	2414	145.220	8,645.363	7.4	10,912.150	1.0
①-3	2400	14	2414	177.820	10,586.134	0.0	10,912.150	1.0
①-4	2400	14	2414	116.990	6,964.750	15.0	28,577.727	2.7
①-5	2400	14	2414	50.580	3,011.172	27.8	42,340.557	4.0
②	1680	14	1694	9.380	391.864	0.0	42,340.557	5.7
③	1163	14	1177	1.400	40.637	0.0	42,340.557	8.2
④	940	14	954	0.000	0.000	0.0	42,340.557	10.1

(d) 管を梁と考えた時の曲げ応力

$$\sigma_{25} = M/Z$$

ここに、 σ_{25} : 管を梁と考えた時の曲げ応力 (N/mm²)

Z : 断面係数 (mm³)

$$Z = (\pi/32) \cdot \{(D_0 + t_0 - \varepsilon)^4 - (D_0 + \varepsilon)^4\} / (D_0 + t_0 - \varepsilon)$$

M : 応力を求めようとする位置の曲げモーメント (N・mm)

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、単純梁として、支間中央の曲げモーメントを用いる。

$$M = P \cdot L^2 / 8$$

L : 支間長 (m)

$$L = 10.000 \text{ m}$$

P : 管軸直角方向荷重

$$P = (W_p + W_w) \cdot \cos \theta$$

θ : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

W_p : 1m当りの管自重 (kN)

$$W_p = \gamma_p \cdot (\pi/4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$$

γ_p : 管の単位体積重量

$$\gamma_p = 7.850 \text{ t/m}^3$$

W_w : 1m当りの管内水重

$$W_w = \gamma_w \cdot (\pi/4) \cdot D_0^2$$

γ_w : 水の単位体積重量

$$\gamma_w = 1.000 \text{ t/m}^3$$

g : 重力加速度

$$g = 9.8 \text{ t/m}^2$$

D₀ : 管内径

t₀ : 使用板厚

ε : 余裕厚

$$\varepsilon = 1.5 \text{ mm}$$

No.	管内径 D ₀ (m)	使用板厚 t ₀ (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸直角方向荷重 P (kN/m)	曲げモーメント M (kN・m)	断面係数 Z (mm ³)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm ²)
①-1	2400	14	0.0	10.000	52.502	656.275	56,917,136	11.5
①-2	2400	14	7.4	10.000	52.065	650.813	56,917,136	11.4
①-3	2400	14	0.0	10.000	52.502	656.275	56,917,136	11.5
①-4	2400	14	15.0	10.000	50.713	633.913	56,917,136	11.1
①-5	2400	14	27.8	10.000	46.442	580.525	56,917,136	10.2
②	1680	14	0.0	10.000	27.456	343.200	27,967,746	12.3
③	1163	14	0.0	10.000	14.393	179.913	13,459,032	13.4
④	940	14	0.0	10.000	10.029	125.363	8,820,998	14.2

(e) 管軸に垂直な方向のせん断力

$$\tau = \frac{2 \cdot S \cdot \cos \theta}{A_s}$$

ここに、 τ : 管軸に垂直な方向のせん断力 (N/mm²)

S : 応力を求めようとする位置のせん断力 (N)

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、単純梁として、支間端部のせん断力を用いる。

$$S \cdot \cos \theta = P \cdot L / 2$$

L : 支間長 (m)

$$L = 10.000 \text{ m}$$

P : 管軸直角方向荷重

$$P = (W_p + W_w) \cdot \cos \theta$$

θ : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

W_p : 1m当りの管自重 (kN)

$$W_p = \gamma_p \cdot (\pi / 4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$$

γ_p : 管の単位体積重量

$$\gamma_p = 7.850 \text{ t/m}^3$$

W_w : 1m当りの管内水重

$$W_w = \gamma_w \cdot (\pi / 4) \cdot D_0^2$$

γ_w : 水の単位体積重量

$$\gamma_w = 1.000 \text{ t/m}^3$$

g : 重力加速度

$$g = 9.8 \text{ t/m}^2$$

A_s : 応力を考慮する部分の管の断面積

$$A_s = \pi \cdot D_m \cdot t_0$$

D_m : 応力を考慮する部分の管厚中心直径 (mm)

t_0 : 応力を考慮する部分の管厚 (mm)

No.	管内径 D_0 (m)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 D_m (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸方向荷重 P (kN/m)	せん断力 $S \cdot \cos \theta$ (kN)	せん断応力 τ (N/mm ²)
①-1	2400	14	2414	0.0	10.000	52.502	262.510	2.5
①-2	2400	14	2414	7.4	10.000	52.065	260.325	2.5
①-3	2400	14	2414	0.0	10.000	52.502	262.510	2.5
①-4	2400	14	2414	15.0	10.000	50.713	253.565	2.4
①-5	2400	14	2414	27.8	10.000	46.442	232.210	2.2
②	1680	14	1694	0.0	10.000	27.456	137.280	1.8
③	1163	14	1177	0.0	10.000	14.393	71.965	1.4
④	940	14	954	0.0	10.000	10.029	50.145	1.2

(f) 管軸方向応力合計

$$\text{温度上昇時} \quad \sigma_2 = -\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$$

$$\text{温度下降時} \quad \sigma_2' = +\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$$

No.	温度応力 σ_{21} (N/mm ²)	ポアソン応力 σ_{22} (N/mm ²)	局部応力 σ_{23} (N/mm ²)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm ²)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm ²)	管軸方向応力合計	
						σ_2 (N/mm ²)	σ_2' (N/mm ²)
①-1	49.4	8.0	—	0.0	11.5	-29.9	69.0
①-2	49.4	16.9	—	1.0	11.4	-22.2	76.7
①-3	49.4	21.2	—	1.0	11.5	-17.7	81.2
①-4	49.4	32.7	—	2.7	11.1	-8.4	90.5
①-5	49.4	40.6	—	4.0	10.2	-2.7	96.2
②	49.4	28.6	—	5.7	12.3	-14.3	84.6
③	49.4	19.8	—	8.2	13.4	-24.4	74.4
④	49.4	16.0	—	10.1	14.2	-29.4	69.5

(軸方向力は、引張方向を正とする。)

(5) 等価応力による照査

$$\sigma_{eq} = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3\tau^2)}$$

ここに、 σ_{eq} : 等価応力 (N/mm²) σ_1 : 円周方向応力 (N/mm²) σ_2 : 管軸方向応力 (N/mm²) τ : 管軸に垂直方向のせん断応力 (kgf/cm²)

No.	円周応力 σ_1 (N/mm ²)	管軸方向応力合計		せん断応力 τ (N/mm ²)	等価応力		許容応力 σ_a (N/mm ²)	判定
		σ_2 (N/mm ²)	σ_2' (N/mm ²)		σ_{eq} (N/mm ²)	σ_{eq}' (N/mm ²)		
①-1	26.7	-29.9	69.0	2.5	49.3	60.4	120	OK
①-2	56.2	-22.2	76.7	2.5	70.1	68.9	120	OK
①-3	70.8	-17.7	81.2	2.5	81.2	76.6	120	OK
①-4	108.9	-8.4	90.5	2.4	113.4	101.1	120	OK
①-5	135.3	-2.7	96.2	2.2	136.7	120.7	120	NG★
②	95.2	-14.3	84.6	1.8	103.1	90.4	120	OK
③	66.0	-24.4	74.4	1.4	81.1	70.6	120	OK
④	53.3	-29.4	69.5	1.2	72.6	63.0	120	OK

(6) 水頭および応力照査結果

No.	管内径	使用板厚	管延長	管胴板厚			内圧		
				設計水頭	許容水頭	判定	円周応力	許容応力	判定
	D ₀ (mm)	t ₀ (mm)	L _n (m)	H (m)	H _a (m)		σ _l (N/mm ²)	η・σ _a (N/mm ²)	
①-1	2400	14	150.000	28.33	127.47	OK	26.70	120.00	OK
①-2	2400	14	145.220	59.64	127.47	OK	56.20	120.00	OK
①-3	2400	14	177.820	75.20	127.47	OK	70.80	120.00	OK
①-4	2400	14	116.990	115.70	127.47	OK	108.90	120.00	OK
①-5	2400	14	50.580	143.72	127.47	NG★	135.30	120.00	NG★
②	1680	14	9.380	144.54	182.05	OK	95.20	120.00	OK
③	1163	14	1.400	144.66	262.88	OK	66.00	120.00	OK
④	940	14	0.000	144.66	325.14	OK	53.30	120.00	OK

No.	管内径	使用板厚	管延長	管軸方向応力			判定
				等価応力		許容応力	
	D ₀ (mm)	t ₀ (mm)	L _n (m)	σ _{eq} (N/mm ²)	σ _{eq'} (N/mm ²)	σ _a (N/mm ²)	
①-1	2400	14	150.000	49.30	60.37	120	OK
①-2	2400	14	145.220	70.10	68.92	120	OK
①-3	2400	14	177.820	81.20	76.64	120	OK
①-4	2400	14	116.990	113.40	101.05	120	OK
①-5	2400	14	50.580	136.70	120.67	120	NG★
②	1680	14	9.380	103.10	90.42	120	OK
③	1163	14	1.400	81.10	70.64	120	OK
④	940	14	0.000	72.60	63.04	120	OK

以上より、当該地点の水圧鉄管は、日本の手法を用いて確認した場合、一部管厚不足の個所があった。

別添資料 T4-4
水圧管路の圧力および管胴本体の計算
(Tornaui地点－改善提案)

(1) 設計要領

発電用水力設備の技術基準および水門鉄管技術基準を基に計算を行う。

型式：露出管及びコンクリート被覆埋設管
条数：1 条
管内径：2.40～0.94m
使用管厚：8～18 mm
管延長：651.390 m（水圧鉄管始点から入口弁中心までの曲線長）
最大静水頭：87.660 m（水槽水位WL 875.3 mから入口弁中心EL 787.64 m
最大水撃圧水頭：61.000 m（入口弁中心）までの水頭）
襲波水頭：0.000 m
最大設計水頭：148.660 m（入口弁中心）
最大流量：11.50 m³/s
水車閉塞時間：4 sec
余裕厚：1.5 mm
外圧に対する安全率：1.5 以上
温度変化：20 °C

使用鋼材 許容応力	材質	板厚 (mm)	引張応力 (N/mm ²)	圧縮応力 (N/mm ²)	せん断応力 (N/mm ²)	支圧応力 (N/mm ²)
	ISO E275 A-D	t ≤ 16	150	150	85	255
		16 < t ≤ 40	145	145	80	245
		40 < t ≤ 63	140	140	80	235

鋼の弾性係数：206 kN/mm²
鋼の線膨張係数：1.2×10⁻⁵ /°C
鋼のポアソン比：0.3
溶接効率：工場 0.85 現場 0.80

(2) 設計水頭の計算

(a) 記号

- T : 閉塞器の閉鎖時間 = 4.0 sec (想定値)
 L : 管路の長さ = 651.390 m (水槽始点から入口弁中心までの曲線長)
 Q : 最大使用水量 = 11.50 m³/s
 α : 圧力波の伝播速度 = 784 m/s
 H_0 : 水車端における閉塞器全閉後の静水頭 = 87.660 m
 (水槽水位WL 875.300 m - 入口弁中心EL 787.640 m)
 V_0 : 管内平均流速 (m/s)
 h_0 : 水撃作用による閉塞器位置における上昇水頭 (m)
 T_1 : 圧力波が管内を往復する時間
 = $2L/\alpha = 1.66 < 4.0$ sec : 緩閉塞である

(b) 管内平均流速の計算

- V_0 : 有効平均流速 (m/s)
 Q : 流量 (m³/s)
 A_0 : 有効平均断面積 (m²)
 D_n : 各管内径 (m)
 L_n : 各管に対する管路長 (m)
 A_n : 各断面積 = Q/V_n (m²)
 { 漸縮管に対して $V_n = \frac{V_{n+1} + V_{n-1}}{2}$ }

n	D_n	A_n	Q_n	V_n	L_n	$V_n \cdot L_n$
①	2.400	4.524	11.50	2.542	640.610	1628.431
②	1.680	2.217	11.50	5.187	9.380	48.654
③	1.68~0.94	1.062	5.750	5.414	1.400	7.579
	(1.163)					
④	0.940	0.694	5.750	8.285	0.000	0.000
Σ					651.390	1,684.664

$$V_0 = \frac{\Sigma (V_n \cdot L_n)}{\Sigma L_n} = \frac{1,684.664}{651.390} = 2.586 \text{ m/s}$$

(c) 圧力波の伝播速度の計算

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{W}{g} \left(\frac{1}{K} + \frac{1}{E} \cdot \frac{D}{t} \right)}}$$

ここに、
 α : 圧力波の伝播速度 (m/s)
 D : 管内径 (m)
 t : 管厚 (m)
 W : 水の単位重量 = 1 t/m^3
 g : 重力の加速度 = 9.8 m/s^2
 K : 水の体積弾性係数 $\doteq 200,000 \text{ t/m}^2$
 E : 鋼の弾性係数 = $21,000,000 \text{ t/m}^2$

n	Dn	t (mm)	α	Ln	$\alpha \cdot Ln$
①-1	2.400	8	713	150.000	106,950
①-2	2.400	8	713	145.220	103,542
①-3	2.400	10	772	177.820	137,277
①-4	2.400	16	898	116.990	105,057
①-5	2.400	18	929	50.580	46,989
②	1.680	18	1,019	9.380	9,558
③	1.68~0.94	18	1,102	1.400	1,543
	(1.163)				
④	0.940	18	1,144	0.000	0
Σ				651.390	510,916

$$\alpha = \frac{\Sigma (\alpha \cdot Ln)}{\Sigma Ln} = \frac{510,916}{651.390} = 784 \text{ m/s}$$

(d) 水撃圧の計算

水撃作用による閉塞器位置での上昇水圧（水頭）を計算する。

ここで、当該箇所は制水機のない場合とし、Allievi式により計算するものとする。

① Allieviの管路定数

$$\rho = \frac{\alpha V_0}{2 g H_0} = \frac{784 \times 2.586}{2 \times 9.8 \times 87.66} = 1.180$$

② 閉塞器の閉鎖時間定数

$$\theta = \frac{\alpha T}{2 L_0} = \frac{784 \times 4.0}{2 \times 651.390} = 2.407$$

③ 管路定数と閉塞時間定数の比

$$n = \frac{\rho}{\theta} = \frac{1.180}{2.407} = 0.490$$

④ 水撃圧の計算

Allieviの管路定数： $\rho = 1.180 > 1$

となることから、「水門鉄管技術基準」より、次式を用いて水撃圧を算出する。

$$\begin{aligned} \frac{h_0}{H_0} &= \frac{2n}{1 + n(\theta - 1)} = \frac{2 \times 0.490}{1 + 0.490(2.407 - 1)} \\ &= 0.580 \end{aligned}$$

$$\therefore h_0 = 0.5800 \times 87.66 = 50.84 \approx 51.00 \text{ m}$$

⑤ 水撃圧の割増

水撃作用による上昇水圧の実測値は水車特性の影響により計算値と相違することが多いので、水撃圧水頭は20%の余裕を見込むものとする。

$$\therefore h_0 = 50.84 \times 1.2 = 61.00 \text{ m}$$

(e) 設計水頭

設計水頭は、次式により算出する。

$$\text{設計水頭} = \text{静水頭} + \text{襲波水頭} + \text{水撃圧水頭}$$

静水頭は、水槽水位 (W1 875.300 m) から鉄管中心高までの水頭とする。

襲波水頭は、本検討では余水吐越流水深を考慮していないことから 0 とする。

水撃圧水頭は、水車中心において最大、水槽で0とし、途中は管長に比例して直線変化するものとする。水撃圧水頭は次式により算出する。

$$H_3 = h_0 \times \frac{L_i}{L_0}$$

ここに、 h_0 : 最大水撃圧水頭 = 61.00 m

L_i : 水槽より各検討位置までの管長 (m)

L_0 : 水槽より入口弁中心までの管長 = 651.390 m

各検討断面の設計水頭

No.	検討断面	管長 L_i (m)	静水頭 H_1 (m)	襲波水頭 H_2 (m)	水撃圧水頭 H_3 (m)	設計水頭 H (m)
①-1	D=2.4 t=8	150.000	15.200 (E L 860.100)	0.000	14.047	29.25
①-2	D=2.4 t=10	145.220	33.810 (E L 841.490)	0.000	27.646	61.46
①-3	D=2.4 t=16	177.820	33.810 (E L 841.490)	0.000	44.298	78.11
①-4	D=2.4 t=18	116.990	64.070 (E L 811.230)	0.000	55.254	119.32
①-5	D=2.4 t=18	50.580	87.660 (E L 787.640)	0.000	59.991	147.65
②	D=1.68 t=18	9.380	87.660 (E L 787.640)	0.000	60.869	148.53
③	1.68~0.94 漸縮管	1.400	87.660 (E L 787.640)	0.000	61.000	148.66
③	0.94 t=18	0.000	87.660 (E L 787.640)	0.000	61.000	148.66

()は管中心高

(3) 管厚の計算

(a) 最小板厚の計算

最小板厚は、次式により算出する。

$$t_0 = \frac{D_0 + 800}{400} \quad (\text{ただし、6mm以上})$$

ここに、 t_0 : 余裕厚を含んだ管胴最小板厚 (mm)

D_0 : 内径 (mm)

管内径 D_0 (mm)	最小板厚 t_0 (mm)	使用板厚 t (mm)	判定
2400	8.00	8	$\geq 6\text{mm}$ OK
1680	6.20	18	$\geq 6\text{mm}$ OK
940	4.35	18	$\geq 6\text{mm}$ OK

(b) 許容水頭

内圧をすべて管胴で負担する場合の各材質・板厚に対する許容水頭は、次式により算出する。

$$H_a = \frac{2000 \cdot \sigma_a \cdot \eta (t_0 - \varepsilon)}{g \cdot (D_0 + \varepsilon)}$$

ここに、 H_a : 許容水頭 (m)

σ_a : 許容応力 (使用鋼材：ISO E275)

= 150 N/mm^2 ($t \leq 16\text{mm}$)

= 145 N/mm^2 ($16\text{mm} < t \leq 40\text{mm}$)

η : 溶接効率 = 0.80 (現場溶接)

ε : 余裕厚 = 1.5 mm

t_0 : 使用板厚 (mm)

D_0 : 管内径 (mm)

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	余裕厚 ε (mm)	材質	許容応力 σ_a (N/mm^2)	溶接効率 η	許容水頭 H_a (m)
①-1	2400	8	1.5	ISO E275	150	0.80	66.29
①-2	2400	8	1.5	ISO E275	150	0.80	66.29
①-3	2400	10	1.5	ISO E275	150	0.80	86.68
①-4	2400	16	1.5	ISO E275	150	0.80	147.87
①-5	2400	18	1.5	ISO E275	150	0.80	168.26
②	1680	18	1.5	ISO E275	150	0.80	240.31
③	1163	18	1.5	ISO E275	150	0.80	347.00
④	940	18	1.5	ISO E275	150	0.80	429.19

(c) 管胴板厚

設計水頭と許容水頭の比較を次表に示す。

No.	管内径 D ₀ (mm)	使用板厚 t ₀ (mm)	設計水頭 H (m)	材質	許容応力 σ _a (N/mm ²)	許容水頭 H _a (m)	判定
①-1	2400	8	29.25	ISO E275	150	66.29	OK
①-2	2400	8	61.46	ISO E275	150	66.29	OK
①-3	2400	10	78.11	ISO E275	150	86.68	OK
①-4	2400	16	119.32	ISO E275	150	147.87	OK
①-5	2400	18	147.65	ISO E275	150	168.26	OK
②	1680	18	148.53	ISO E275	150	240.31	OK
③	1163	18	148.66	ISO E275	150	347.00	OK
④	940	18	148.66	ISO E275	150	429.19	OK

(d) 内圧に対する検討

① 円周方向応力

$$\sigma_1 = \frac{P \cdot D}{2(t_0 - \varepsilon)}$$

ここに、 σ_1 : 円周方向応力 (N/mm²)
P : 設計内圧 (MPa)
D : 余裕厚を除いた管内径 = D₀ + ε (mm)
t₀ : 使用板厚 (mm)
ε : 余裕厚 = 1.5 mm

No.	設計内圧 P (MPa)	管内径 D (mm)	使用板厚 t ₀ (mm)	円周応力 σ ₁ (N/mm ²)	溶接効率 η	許容応力 η・σ _a (N/mm ²)	判定
①-1	0.287	2400	8	53.0	0.80	120.0	OK
①-2	0.603	2400	8	111.3	0.80	120.0	OK
①-3	0.766	2400	10	108.1	0.80	120.0	OK
①-4	1.17	2400	16	96.8	0.80	120.0	OK
①-5	1.448	2400	18	105.3	0.80	120.0	OK
②	1.456	1680	18	74.1	0.80	120.0	OK
③	1.457	1163	18	51.3	0.80	120.0	OK
④	1.457	940	18	41.5	0.80	120.0	OK

(4) 管軸方向応力の計算

(a) 温度応力

$$\sigma_{21} = \pm \alpha \cdot E \cdot \Delta T$$

ここに、 σ_{21} : 温度応力 (N/mm²)

α : 鋼の線膨張係数 = 1.2×10^{-5} /°C

E : 鋼の弾性係数 = 206000 N/mm²

ΔT : 温度変化 = 20 °C

No.	線膨張係数 α (/°C)	弾性係数 E (N/mm ²)	温度変化 ΔT (°C)	温度応力 σ_{21} (N/mm ²)
①-1	0.000012	206000	20	49.4
①-2	0.000012	206000	20	49.4
①-3	0.000012	206000	20	49.4
①-4	0.000012	206000	20	49.4
①-5	0.000012	206000	20	49.4
②	0.000012	206000	20	49.4
③	0.000012	206000	20	49.4
④	0.000012	206000	20	49.4

(b) ポアソン効果による応力

$$\sigma_{22} = \nu \cdot \sigma_r$$

ここに、 σ_{22} : ポアソン効果による応力 (N/mm²)

ν : 鋼のポアソン比 = 0.3

σ_r : 円周方向応力 = σ_1 (N/mm²)

No.	ポアソン比 ν	円周応力 σ_r (N/mm ²)	ポアソン応力 σ_{22} (N/mm ²)
①-1	0.3	53.0	15.9
①-2	0.3	111.3	33.4
①-3	0.3	108.1	32.4
①-4	0.3	96.8	29.0
①-5	0.3	105.3	31.6
②	0.3	74.1	22.2
③	0.3	51.3	15.4
④	0.3	41.5	12.5

(c) 管の傾斜による応力

本検討では、安全側に検討箇所より上部の全ての鉄管重量による軸方向荷重を考慮する。

$$\sigma_{24} = \frac{\sum (\pi \cdot D_m \cdot t_n \cdot L_n) \gamma_s \cdot \sin \theta}{A_s}$$

ここに、 σ_{24} : 管の傾斜による応力 (N/mm²)

t_n : 対象範囲の管厚 (mm)

D_m : 管厚 t_n 部の管厚中心直径 (mm)

L_n : 管厚 t_n 部の延長 (mm)

γ_s : 管の単位質量による荷重

$$\gamma_s = \gamma_p \cdot g$$

γ_p : 管の単位体積重量

$$\gamma_p = 7.850 \text{ t/m}^3$$

g : 重力加速度

$$g = 9.8 \text{ t/m}^2$$

θ : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

A_s : 応力を考慮する部分の管の断面積

$$A_s = \pi \cdot D_m \cdot t_0$$

D_m : 応力を考慮する部分の管厚中心直径 (mm)

t_0 : 応力を考慮する部分の管厚 (mm)

No.	管内径 D_0 (mm)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 D_m (mm)	支間長 L_n (m)	区間重量 (t)	傾斜角 θ (°)	管傾斜荷重 (管軸方向) (KN/m)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm ²)
①-1	2400	8	2408	150.000	8,907.735	0.0	0.000	0.0
①-2	2400	8	2408	145.220	8,623.875	7.4	10,885.028	1.8
①-3	2400	10	2410	177.820	10,568.593	0.0	10,885.028	1.4
①-4	2400	16	2416	116.990	6,970.520	15.0	28,565.241	2.4
①-5	2400	18	2418	50.580	3,016.162	27.8	42,350.878	3.1
②	1680	18	1698	9.380	392.790	0.0	42,350.878	4.4
③	1163	18	1181	1.400	40.775	0.0	42,350.878	6.3
④	940	18	958	0.000	0.000	0.0	42,350.878	7.8

(d) 管を梁と考えた時の曲げ応力

$$\sigma_{25} = M/Z$$

ここに、 σ_{25} : 管を梁と考えた時の曲げ応力 (N/mm²)

Z : 断面係数 (mm³)

$$Z = (\pi/32) \cdot \{(D_0 + t_0 - \varepsilon)^4 - (D_0 + \varepsilon)^4\} / (D_0 + t_0 - \varepsilon)$$

M : 応力を求めようとする位置の曲げモーメント (N・mm)

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、単純梁として、支間中央の曲げモーメントを用いる。

$$M = P \cdot L^2 / 8$$

L : 支間長 (m)

$$L = 10.000 \text{ m}$$

P : 管軸直角方向荷重

$$P = (W_p + W_w) \cdot \cos \theta$$

θ : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

W_p : 1m当りの管自重 (kN)

$$W_p = \gamma_p \cdot (\pi/4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$$

γ_p : 管の単位体積重量

$$\gamma_p = 7.850 \text{ t/m}^3$$

W_w : 1m当りの管内水重

$$W_w = \gamma_w \cdot (\pi/4) \cdot D_0^2$$

γ_w : 水の単位体積重量

$$\gamma_w = 1.000 \text{ t/m}^3$$

g : 重力加速度

$$g = 9.8 \text{ t/m}^2$$

D₀ : 管内径

t₀ : 使用板厚

ε : 余裕厚

$$\varepsilon = 1.5 \text{ mm}$$

No.	管内径 D ₀ (m)	使用板厚 t ₀ (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸直角方向荷重 P (kN/m)	曲げモーメント M (kN・m)	断面係数 Z (mm ³)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm ²)
①-1	2400	8	0.0	10.000	48.990	612.375	29,522,195	20.7
①-2	2400	8	7.4	10.000	48.582	607.275	29,522,195	20.6
①-3	2400	10	0.0	10.000	50.159	626.988	38,638,410	16.2
①-4	2400	16	15.0	10.000	51.847	648.088	66,079,796	9.8
①-5	2400	18	27.8	10.000	48.522	606.525	75,258,084	8.1
②	1680	18	0.0	10.000	29.111	363.888	37,007,556	9.8
③	1163	18	0.0	10.000	15.549	194.363	17,829,237	10.9
④	940	18	0.0	10.000	10.969	137.113	11,695,460	11.7

(e) 管軸に垂直な方向のせん断力

$$\tau = \frac{2 \cdot S \cdot \cos \theta}{A_s}$$

ここに、 τ : 管軸に垂直な方向のせん断力 (N/mm²)

S : 応力を求めようとする位置のせん断力 (N)

本検討では、検討を簡略化するため承支台間を支間長とし、単純梁として、支間端部のせん断力を用いる。

$$S \cdot \cos \theta = P \cdot L / 2$$

L : 支間長 (m)

$$L = 10.000 \text{ m}$$

P : 管軸直角方向荷重

$$P = (W_p + W_w) \cdot \cos \theta$$

θ : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

本検討では、各範囲内の平均角度とした。

W_p : 1m当りの管自重 (kN)

$$W_p = \gamma_p \cdot (\pi / 4) \cdot \{(D_0 + t_0)^2 - D_0^2\}$$

γ_p : 管の単位体積重量

$$\gamma_p = 7.850 \text{ t/m}^3$$

W_w : 1m当りの管内水重

$$W_w = \gamma_w \cdot (\pi / 4) \cdot D_0^2$$

γ_w : 水の単位体積重量

$$\gamma_w = 1.000 \text{ t/m}^3$$

g : 重力加速度

$$g = 9.8 \text{ t/m}^2$$

A_s : 応力を考慮する部分の管の断面積

$$A_s = \pi \cdot D_m \cdot t_0$$

D_m : 応力を考慮する部分の管厚中心直径 (mm)

t_0 : 応力を考慮する部分の管厚 (mm)

No.	管内径 D_0 (m)	使用板厚 t_0 (mm)	管直径 D_m (mm)	傾斜角 θ (°)	支間長 L (m)	軸方向荷重 P (kN/m)	せん断力 $S \cdot \cos \theta$ (kN)	せん断応力 τ (N/mm ²)
①-1	2400	8	2408	0.0	10.000	48.990	244.950	4.0
①-2	2400	8	2408	7.4	10.000	48.582	242.910	4.0
①-3	2400	10	2410	0.0	10.000	50.159	250.795	3.3
①-4	2400	16	2416	15.0	10.000	51.847	259.235	2.1
①-5	2400	18	2418	27.8	10.000	48.522	242.610	1.8
②	1680	18	1698	0.0	10.000	29.111	145.555	1.5
③	1163	18	1181	0.0	10.000	15.549	77.745	1.2
④	940	18	958	0.0	10.000	10.969	54.845	1.0

(f) 管軸方向応力合計

$$\text{温度上昇時} \quad \sigma_2 = -\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$$

$$\text{温度下降時} \quad \sigma_2' = +\sigma_{21} + \sigma_{22} + \sigma_{23} - \sigma_{24} + \sigma_{25}$$

No.	温度応力 σ_{21} (N/mm ²)	ポアソン応力 σ_{22} (N/mm ²)	局部応力 σ_{23} (N/mm ²)	傾斜応力 σ_{24} (N/mm ²)	曲げ応力 σ_{25} (N/mm ²)	管軸方向応力合計	
						σ_2 (N/mm ²)	σ_2' (N/mm ²)
①-1	49.4	15.9	—	0.0	20.7	-12.8	86.0
①-2	49.4	33.4	—	1.8	20.6	2.8	101.6
①-3	49.4	32.4	—	1.4	16.2	-2.2	96.7
①-4	49.4	29.0	—	2.4	9.8	-13.0	85.9
①-5	49.4	31.6	—	3.1	8.1	-12.9	86.0
②	49.4	22.2	—	4.4	9.8	-21.8	77.1
③	49.4	15.4	—	6.3	10.9	-29.5	69.4
④	49.4	12.5	—	7.8	11.7	-33.1	65.8

(軸方向力は、引張方向を正とする。)

(5) 等価応力による照査

$$\sigma_{eq} = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3\tau^2)}$$

ここに、 σ_{eq} : 等価応力 (N/mm²)

σ_1 : 円周方向応力 (N/mm²)

σ_2 : 管軸方向応力 (N/mm²)

τ : 管軸に垂直方向のせん断応力 (kgf/cm²)

No.	円周応力 σ_1 (N/mm ²)	管軸方向応力合計		せん断応力 τ (N/mm ²)	等価応力		許容応力 σ_a (N/mm ²)	判定
		σ_2 (N/mm ²)	σ_2' (N/mm ²)		σ_{eq} (N/mm ²)	σ_{eq}' (N/mm ²)		
①-1	53.0	-12.8	86.0	4.0	60.8	75.5	120	OK
①-2	111.3	2.8	101.6	4.0	110.2	107.0	120	OK
①-3	108.1	-2.2	96.7	3.3	109.4	103.0	120	OK
①-4	96.8	-13.0	85.9	2.1	104.0	91.9	120	OK
①-5	105.3	-12.9	86.0	1.8	112.3	97.2	120	OK
②	74.1	-21.8	77.1	1.5	87.1	75.7	120	OK
③	51.3	-29.5	69.4	1.2	70.8	62.4	120	OK
④	41.5	-33.1	65.8	1.0	64.8	57.6	120	OK

(6) 水頭および応力照査結果

No.	管内径	使用板厚	管延長	管胴板厚			内圧		
				設計水頭	許容水頭	判定	円周応力	許容応力	判定
	D ₀ (mm)	t ₀ (mm)	L _n (m)	H (m)	Ha (m)		σ _l (N/mm ²)	η・σ _a (N/mm ²)	
①-1	2400	8	150.000	29.25	66.29	OK	53.00	120.00	OK
①-2	2400	8	145.220	61.46	66.29	OK	111.30	120.00	OK
①-3	2400	10	177.820	78.11	86.68	OK	108.10	120.00	OK
①-4	2400	16	116.990	119.32	147.87	OK	96.80	120.00	OK
①-5	2400	18	50.580	147.65	168.26	OK	105.30	120.00	OK
②	1680	18	9.380	148.53	240.31	OK	74.10	120.00	OK
③	1163	18	1.400	148.66	347.00	OK	51.30	120.00	OK
④	940	18	0.000	148.66	429.19	OK	41.50	120.00	OK

No.	管内径	使用板厚	管延長	管軸方向応力			判定
				等価応力		許容応力	
	D ₀ (mm)	t ₀ (mm)	L _n (m)	σ _{eq} (N/mm ²)	σ _{eq'} (N/mm ²)	σ _a (N/mm ²)	
①-1	2400	8	150.000	60.80	75.50	120	OK
①-2	2400	8	145.220	110.20	107.02	120	OK
①-3	2400	10	177.820	109.40	103.02	120	OK
①-4	2400	16	116.990	104.00	91.90	120	OK
①-5	2400	18	50.580	112.30	97.16	120	OK
②	1680	18	9.380	87.10	75.67	120	OK
③	1163	18	1.400	70.80	62.41	120	OK
④	940	18	0.000	64.80	57.65	120	OK

以上より、上記の設定管厚の基、日本の手法を用いて計算した結果、安定であることが確認される。
また、このように管厚を何段階かに分けて設定することにより、経済的が向上すると考えられる。

別添資料 T4-5
UKL/UPL (Tornauli地点)



PEMERINTAH KABUPATEN HUMBANG HASUNDUTAN
DINAS KEHUTANAN DAN LINGKUNGAN HIDUP

Jln. Siliwangi Km. 1 Telp/Fax. (0633) 31979
DOLOKSANGGUL

Kode Pos 22457

Doloksanggul, 8 Maret 2012

Nomor : 522/ 377 /DKLH/2012
Lamp. : 1 (satu) berkas.

Kepada :
Yth. Direktur Utama PT. Northsum Hydro

Perihal : Rekomendasi atas UKL-UPL
Kegiatan Pembangkit Listrik Tenaga
Mini Hidro Simonggo Tornaui 2 x 4
MW

di –
TEMPAT

Menindak lanjuti surat Saudara Nomor : 011.0020/NSH-Dir/LH/X/2010 tertanggal 10 Oktober 2011 perihal : Permohonan Persetujuan Dokumen UKL/UPL PLTM Simonggo Tornaui untuk kegiatan Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro Simonggo Tornaui Kecamatan Parlilitan bersama ini diberitahukan bahwa berdasarkan hasil evaluasi teknis yang telah dilakukan dan Hasil Rapat Pembahasan yang dilakukan pada tanggal 1 Maret 2012 (daftar Hadir terlampir) maka terhadap UKL – UPL untuk kegiatan Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro Simonggo Tornaui Kecamatan Pariiitan tersebut secara teknis dapat disetujui.

UKL – UPL yang telah disetujui merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari surat rekomendasi ini dan menjadi acuan bagi penanggung jawab kegiatan dalam menjalankan kegiatannya dengan tetap berpedoman pada peraturan perundang – undang yang berlaku.

Apabila terjadi pemindahan lokasi kegiatan, desain dan/atau proses dan/atau kapasitas dan/atau bahan baku dan/atau bahan penolong atas usaha dan/atau kegiatan, terjadi bencana alam dan/atau lainnya yang menyebabkan perubahan lingkungan yang sangat mendasar baik sebelum maupun saat pelaksanaan kegiatan, maka penanggung jawab kegiatan wajib menyusun UKL – UPL atau AMDAL baru sesuai ketentuan peraturan perundang – undangan yang berlaku.

Penanggung jawab PT. Northsum Hydro wajib melakukan seluruh ketentuan yang termaktub dalam UKL UPL dan bertanggung jawab sepenuhnya atas pengelolaan dan pemantauan dampak lingkungan dari kegiatan Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro Simonggo Tornaui Kecamatan Parlilitan

Penanggung jawab PT. Northsum Hydro wajib melaporkan pelaksanaan upaya pengelolaan dan pemantauan lingkungan hidup yang tercantum dalam UKL – UPL tersebut kepada Dinas Kehutanan dan Lingkungan Hidup Kabupaten Humbang Hasundutan dan instansi – instansi sektor terkait (termasuk instansi pemberi izin) setiap 6 (enam) bulan sekali terhitung sejak tanggal diterbitkannya surat rekomendasi ini.

Selanjutnya Bupati Humbang Hasundutan, Kepala Dinas Kehutanan dan Lingkungan Hidup Kabupaten Humbang Hasundutan, Kepala Dinas Perhubungan dan Pariwisata Kabupaten Humbang Hasundutan, Kepala Dinas Sosial dan Tenaga Kerja Kabupaten Humbang Hasundutan, Kepala Dinas Prasarana Wilayah Kabupaten Humbang

Hasundutan, Kepala Dinas Pertanian Kabupaten Humbang Hasundutan, Kepala Dinas Tata Ruang dan Permukiman Kabupaten Humbang Hasundutan, Kepala Dinas Kesehatan Kabupaten Humbang Hasundutan, Kepala Kantor Pertambangan dan Energi Kabupaten Humbang Hasundutan, Camat Parlilitan melakukan pengawasan terhadap pelaksanaan ketentuan – ketentuan yang wajib dilakukan oleh penanggung jawab kegiatan yang tercantum dalam perizinan sebagaimana dimaksud.

Demikian disampaikan, atas perhatiannya diucapkan terimakasih.-

**KEPALA DINAS KEHUTANAN DAN LINGKUNGAN
HIDUP KABUPATEN HUMBANG HASUNDUTAN**



Ir. MARCO T.P PANGGABEAN, M.Si
PEMBINA TK. I
NIP. 19670317 199203 1 009

Tembusan Yth. :

1. Bupati/Wakil Bupati Humbang Hasundutan sebagai Laporan
2. Kepala Dinas Perhubungan dan Pariwisata Kabupaten Humbang Hasundutan
3. Kepala Dinas Sosial dan Tenaga Kerja Kabupaten Humbang Hasundutan
4. Kepala Dinas Prasarana Wilayah Kabupaten Humbang Hasundutan
5. Kepala Dinas Pertanian Kabupaten Humbang Hasundutan
6. Kepala Dinas Tata Ruang dan Permukiman Kabupaten Humbang Hasundutan
7. Kepala Dinas Kesehatan Kabupaten Humbang Hasundutan
8. Kepala Kantor Pertambangan dan Energi Kabupaten Humbang Hasundutan.
9. Camat Parlilitan

別添資料 T4-6
モニタリングフォーム (Tornauli地点)

Tornauli プロジェクト モニタリングフォーム

ーモニタリングは、環境レビューによって JICA によるモニタリングが必要と判断された項目について、プロジェクト実施主体者が測定値等を JICA に定期的に提出することで行うが、提出にあたっては、以下モニタリングフォームを必要に応じ参照する。

ーモニタリング項目、頻度、方法等を定めるにあたっては、プロジェクトのフェーズあるいはライフサイクル（建設フェーズと操業フェーズなど）に留意する。

1. 工事開始前

1.1. 社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
コミュニティの議論に基づく コンセンサス/合意		Sinom Hudon 村	調査実施前に 1 回
合意文書の発行		Sinom Hudon 村	調査実施前に 1 回
補償に関する住民意見		Sinom Hudon 村	調査実施前に 1 回
プロジェクトに関する住民の 反対意見		Sinom Hudon 村	調査実施前に 1 回
調査に関与する住民数		Sinom Hudon 村	調査実施前に 1 回

2. 工事期間中

2.1. 大気質

地点：プロジェクトサイト

頻度：1 回/3 ヶ月

項目 (単位)	測定値 (平均値)	測定値 (最大値)	現地基準	世界保健機関 環境大気質ガ イドライン	備考 (測定場所、 頻度、方法等)
SO ₂			1 時間 900 μg/Nm ³ 24 時間 365 μg/Nm ³ 1 年 60 μg/Nm ³	24 時間 20 μg/m ³ 10 分/500 μg/m ³	バラロザリニ ン比色法、吸 光光度計
NO ₂			1 時間 400 μg/Nm ³ 24 時間 150 μg/Nm ³ 1 年 100 μg/Nm ³	1 年 40 μg/m ³ 1 時間 200 μg/m ³	ザルツマン 法、吸光光度 計
CO			1 時間 30000 μg/Nm ³ 24 時間 10000 μg/Nm ³		非分散型赤外 線分析法 (NDIR)、非 分散型赤外線 分析計
O ₃			1 時間 235 μg/Nm ³ 1 年 50 μg/Nm ³	8 時間日最大 100 μg/m ³	化学発光法、 吸光光度計
ばいじん (粒 径<10 μm)			24 時間 150 μg/Nm ³	1 年 20 μg/m ³ 24 時間 50 μg/m ³	重量分析法、 ハイボリューム ムサンプラー

別添資料 T4-6

ばいじん（粒径<2.5 μ m）			24時間 65 μ g/Nm ³ 1年 15 μ g/Nm ³	1年 10 μ g/m ³ 24時間 25 μ g/m ³	重量分析法、 ハイボリューム ムサンプラー
浮遊粒子状物質			-	-	
粉塵			-	-	

地点：プロジェクトサイト及びプロジェクトサイト周辺

頻度：着工時1回、撤去工事時1回

項目（単位）	測定値 （平均値）	測定値 （最大値）	現地基準	世界保健機関 環境大気質ガ イドライン	備考 （測定場所、 頻度、方法等）
SO ₂			1時間 900 μ g/Nm ³ 24時間 365 μ g/Nm ³ 1年 60 μ g/Nm ³	24時間 20 μ g/m ³ 10分/500 μ g/m ³	バラロザリニ ン比色法、吸 光光度計
NO ₂			1時間 400 μ g/Nm ³ 24時間 150 μ g/Nm ³ 1年 100 μ g/Nm ³	1年 40 μ g/m ³ 1時間 200 μ g/m ³	ザルツマン 法、吸光光度 計
CO			1時間 30000 μ g/Nm ³ 24時間 10000 μ g/Nm ³		非分散型赤外 線分析法 （NDIR）、非 分散型赤外線 分析計
O ₃			1時間 235 μ g/Nm ³ 1年 50 μ g/Nm ³	8時間日最大 100 μ g/m ³	化学発光法、 吸光光度計
ばいじん（粒 形<10 μ m）			24時間 150 μ g/Nm ³	1年 20 μ g/m ³ 24時間 50 μ g/m ³	重量分析法、 ハイボリューム ムサンプラー
ばいじん（粒 形<2.5 μ m）			24時間 65 μ g/Nm ³ 1年 15 μ g/Nm ³	1年 10 μ g/m ³ 24時間 25 μ g/m ³	重量分析法、 ハイボリューム ムサンプラー
浮遊粒子状物質			-	-	
粉塵			-	-	

2.2. 水質

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
濁度		Aek Sinom 川	1回/3ヶ月

2.3. 騒音

地点：プロジェクトサイト

頻度：1回/3ヶ月

項目（単位）	測定値 （平均値）	測定値 （最大値）	現地基準	参照した 国際的基準	備考 （測定場所、 頻度、方法等）
騒音レベル			55dB（住居及 び居住）	昼間 7:00-22:00 55dBA 夜間 22:00-7:00	

別添資料 T4-6

				45dBA (住宅地域、公共施設、教育施設)	
--	--	--	--	---------------------------	--

地点：プロジェクトサイト及びプロジェクトサイト周辺

頻度：着工時 1 回、撤去工事時 1 回

項目 (単位)	測定値 (平均値)	測定値 (最大値)	現地基準	世界保健機関ガイドライン (1 時間等価騒音レベル LAeq (dBA))	備考 (測定場所、頻度、方法等)
騒音レベル			55dB (住居及び居住)	昼間 7 : 00-22 : 00 55dBA 夜間 22:00-7:00 45dBA (住宅地域、公共施設、教育施設)	

2.4. 生態系

項目：動植物及び水生生物

地点：プロジェクトサイト及びプロジェクトサイト近傍の Aek Simonggo 川沿い

頻度：1 回/3 ヶ月

万が一、貴重種が確認された場合、以下表に記入してください。

(日付：)

学名	現地名	英名	個体数	保護種指定		備考
				IUCN	現地 RL	

2.5. 社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
地域雇用者数		Sionom Hudon 村	1 回/3 ヶ月
プロジェクトに関する住民の反対意見		Sionom Hudon 村	1 回/3 ヶ月 (コントラクター)
プロジェクトに関する住民の反対意見		Sionom Hudon 村	着工時 1 回、撤去工事時 1 回 (PT. Hydro Northsum)

2.6. その他

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
建築物配置の精度		プロジェクト サイト	1回/3ヶ月
整地、掘削、基盤杭打、法面建設の境界		プロジェクト サイト	1回/3ヶ月

3. 供用時

3.1. 騒音

地点：プロジェクトサイト及びプロジェクトサイト周辺

頻度：2回/年（全供用期間）

項目（単位）	測定値 （平均値）	測定値 （最大値）	現地基準	世界保健機関 ガイドライン （1時間等価 騒音レベル LAeq (dBA)）	備考 （測定場所、 頻度、方法等）
騒音レベル			55dB（住居及び居住）	昼間 7:00-22:00 55dBA 夜間 22:00-7:00 45dBA (住宅地域、公共施設、教育施設)	-

3.2. 社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
雇用された地域住民数		Sinom Hudon 村	従業員採用完了後に1回
住民の反対意見		Sinom Hudon 村	従業員採用完了後に1回

3.3. その他

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
電気関連施設数		全ての作業場 と配電エリア	2回/年 （全供用期間）

4. 供用期間完了後

4.1. 社会環境

モニタリング項目	報告期間中の状況	地点	頻度
地元労働者の権利遂行証明		プロジェクト サイト及びプロジェクト サイト周辺 n	供用完了後に 1回

4.2. 騒音

別添資料 T4-6

地点：プロジェクトサイト及びプロジェクトサイト周辺

頻度：供用完了後に 1 回

項目 (単位)	測定値 (平均値)	測定値 (最大値)	現地基準	世界保健機関 ガイドライン (1 時間等価 騒音レベル LAeq (dBA))	備考 (測定場所、 頻度、方法等)
騒音レベル			55dB (住居及 び居住)	昼間 7 : 00-22 : 00 55dBA 夜間 22:00-7:00 45dBA (住宅地域、公共施 設、教育施設)	

別添資料 T4-7
チェックリスト (Tornauli地点)

別添資料T4-7 環境チェックリスト：3. 水力発電・ダム・貯水池（1）

Tornauli

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
1 許認可・説明	(1)EIAおよび環境許認可	(a) 環境アセスメント報告書（EIAレポート）等は作成済みか。 (b) EIAレポート等は当該国政府により承認されているか。 (c) EIAレポート等の承認は付帯条件を伴うか。付帯条件がある場合は、その条件は満たされるか。 (d) 上記以外に、必要な場合には現地の所管官庁からの環境に関する許認可は取得済みか。	(a) Y (b) Y (c) N (d) N	(a) 本事業は、EIAレポート（AMDAL）の作成の必要はなく、環境管理・環境モニタリング方針書（UKL/UPL）の作成が求められ作成済である。 (b) Humbang Hasundutan県森林局より2012年3月に承認取得済。 (c) UKL/UPL承認に係る付帯条件はない。 (d) 上記以外に必要な環境関連許認可はない。
	(2)現地ステークホルダーへの説明	(a) プロジェクトの内容および影響について、情報公開を含めて現地ステークホルダーに適切な説明を行い、理解を得ているか。 (b) 住民等からのコメントを、プロジェクト内容に反映させたか。	(a) Y (b) Y	(a) UKL/UPLの手続きとして、住民に対する説明を実施。また、初期の段階では本プロジェクトにおいて調達が必要な土地の所有者との住民協議が行われた。 (b) 住民のインタビューにより本計画を歓迎していることを確認した。
	(3)代替案の検討	(a) プロジェクト計画の複数の代替案は（検討の際、環境・社会に係る項目も含めて）検討されているか。	(a) Y	(a) UKL/UPLの手続きにおいては、代替案の検討は義務付けられていないが、地理条件、水象、地域コミュニティ等の条件をもとに立地が検討された。
2 汚染対策	(1)水質	(a) ダム湖/貯水池の水質は当該国の環境基準等と整合するか。動植物プランクトンの異常発生する恐れはあるか。 (b) 放流水の水質は当該国の環境基準等と整合するか。 (c) 試験湛水前の樹木の伐採などダム湖/貯水池の水質悪化防止のための対策が計画されるか。 (d) 下流の河川流量が低下することで、水質が悪化し、環境基準を下回る区間が生じるか。 (e) ダム湖/貯水池の底部からの放水（通常表面水より水温が低い）による下流域への影響を考慮した計画か。	(a) - (b) - (c) - (d) N (e) -	(a) 本プロジェクトではダム湖/貯水池は設置されない。 なお、プロジェクトエリア付近にて取水される水のpHは6.6でありタービン等の装置が腐食等の損傷を引き起こす可能性は低い。化学物質についても河川の水質は小水力発電事業にとっておおむね適した状態が保たれている。しかし、浮遊物質量が90mg/Lあり長期的な堆積の影響を考慮する必要がある。とくに珪土（Si）の量が多い（53.3mg/L）。 K2Cr207によるCOD（化学的酸素要求量）の分析結果が41.0mg/Lとなっていることは腐植土層の上層が河川に達していることによると考えられる。Simanggo Tornauli小水力発電所周辺の産業排水による影響はなく、腐植土層による影響と考えられる。 (b) 排水地点からの排水に対して適用される排水基準はない。 (c) 適用外 (d) 減水区間における水質悪化は予見されない。 (e) 適用外
	(2)廃棄物	(a) 掘削により発生した土砂は当該国の規定に従って適切に処理・処分されるか。	(a) Y	(a) 掘削により発生した土砂は、計画地内の埋戻し、盛り土に使用する計画である。

別添資料T4-7 環境チェックリスト：3. 水力発電・ダム・貯水池（2）

Tornauli

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
3 自然 環境	(1)保護区	(a) サイトは当該国の法律・国際条約等に定められた保護区内に立地するか。プロジェクトが保護区に影響を与えるか。	(a)N	(a) 本プロジェクトエリア内に保護区は存在しない。本プロジェクトによる周辺保護区への影響は予見されない。
	(2)生態系	(a) サイトは原生林、熱帯の自然林、生態学的に重要な生息地（珊瑚礁、マングローブ湿地、干潟等）を含むか。 (b) サイトは当該国の法律・国際条約等で保護が必要とされる貴重種の生息地を含むか。 (c) 下流域の水生生物、動植物及び生態系への悪影響はあるか。生態系への影響を減らす対策はなされるか。 (d) ダム等の構造物により遡河性魚類（サケ、マス、ウナギ等、産卵のため河川と海の間を移動する種）の移動を妨げる恐れはあるか。これらの種への影響を減らす対策はなされるか。	(a)N (b)N (c)N (d)Y	(a) プロジェクト対象エリアは主として草地、耕作地、二次林、植林地となっており、生態学的に重要な生息地は含まれない。 (b) UKL/UPLおよび国内法(Government Regulation No.7 1999)から確認できる情報、および現地踏査（2012年6月実施）による地元住民を対象としたヒアリングでは貴重種に関する情報は確認されていない。 (c) 堰下流約2.6kmが減水区間となるが、水位低下後の水際、河床への影響は小さいと考えられる。 (d) 計画地周辺では遡河性魚類の生息は確認されていない。
	(3)水象	(a) 堰等の構造物の設置による水系の変化に伴い、地表水・地下水の流れに悪影響を及ぼすか（特に流れ込み式水力発電の場合）。	(a)N	(a) 導水路は左岸側に開水路で設置されるが、主要な支流の横断部3箇所にはサイフォンが設けられるため地表水の流れに及ぼす影響は小さく、水路の深さは約3mで地下水の流れに及ぼす影響は小さいと考えられる。
	(4)地形・地質	(a) ダム湖による土砂等の捕捉により、下流域への土砂流入量が減少し、河床低下、土壌侵食等が生じるか。また、ダム湖への土砂の堆積による貯水池の容量減少、上流域の河床上昇、土壌堆積が生じるか。これらの可能性について調査され、必要な対策が講じられるか。 (b) プロジェクトにより計画地周辺の地形・地質構造が大規模に改変されるか（特に流れ込み式水力発電）。	(a)－ (b)N	(a) 適用外 (b) 取水堰および発電所は岩盤を利用して設置されることから地質構造、地形の大きな改変はない。導水路は傾斜の緩やかな草地の中で約0.04%の勾配で設置されることから地形に及ぼす影響は小さい。また、水槽位置は平坦な果樹園等の耕作地に設けられ、水圧管路は急傾斜地の地形そのままに設置されることから地形・地質が大規模に改変されることはない。

別添資料T4-7 環境チェックリスト：3. 水力発電・ダム・貯水池（3）

Tornauli

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
4 社 会 環 境	(1) 住民移転	(a) プロジェクトの実施に伴い非自発的住民移転は生じるか。生じる場合は、移転による影響を最小限とする努力がなされるか。 (b) 移転する住民に対し、移転前に補償・生活再建対策に関する適切な説明が行われるか。 (c) 住民移転のための調査がなされ、再取得価格による補償、移転後の生活基盤の回復を含む移転計画が立てられるか。 (d) 補償金の支払いは移転前に行われるか。 (e) 補償方針は文書で策定されているか。 (f) 移転住民のうち特に女性、子供、老人、貧困層、少数民族・先住民等の社会的弱者に適切な配慮がなされた計画か。 (g) 移転住民について移転前の合意は得られるか。 (h) 住民移転を適切に実施するための体制は整えられるか。十分な実施能力と予算措置が講じられるか。 (i) 移転による影響のモニタリングが計画されるか。 (j) 苦情処理の仕組みが構築されているか。	(a) Y (b) Y (c) N (d) Y (e) Y (f) N (g) Y (h) Y (i) Y (j) Y	(a) 本プロジェクトでは、3世帯の移転が必要。移転に関しては合意済み。 (b) 初期の段階では本プロジェクトにおいて調達が必要な土地の所有者との住民協議が行われた。移転住民に対する具体的な説明実施状況不明。補償額については交渉中（10月中に完了見込み） (c) 現地法制度上、住民移転計画の作成は求められていない。 (d) 交渉に基づく補償が行われる予定である。 (e) 補償合意文書が作成される。 (f) 子供やジェンダーへの影響は想定されない。 (g) すでに合意は得られている。 (h) 現地制度に則り、適切に実施する。 (i) 移転対象者からの意見聴取を含む社会環境モニタリングが計画されている。 (j) これまでに本プロジェクトに対する特段の苦情等は寄せられていない。また、プロジェクト開始時には苦情受付窓口を設ける予定である。
	(2) 生活・生計	(a) プロジェクトによる住民の生活への悪影響が生じるか。必要な場合は影響を緩和する配慮が行われるか。 (b) プロジェクトにより周辺の地域利用が変化して住民の生計に悪影響を及ぼすか。 (c) 関連施設が住民の既存水域交通及び周辺の道路交通に悪影響を及ぼすか。 (d) 他の地域からの人口流入により病気の発生（HIV等の感染症を含む）の危険はあるか。必要に応じて適切な公衆衛生への配慮が行われるか。 (e) 下流の水利用維持のための最低流量は供給されるか。 (f) 下流水の流量の変化、あるいは海水浸入により、下流の水利用や土地利用に影響が生じるか。 (g) 水を原因とする、もしくは水に関係する疾病（住血虫症、マラリア、糸状虫症等）は発生する恐れはあるか。 (h) 河川等における漁業権、水利権、山林入会権等が阻害されることはあるか。	(a) N (b) N (c) N (d) N (e) N (f) N (g) N (h) N	(a) 本プロジェクトにより地域雇用の増大、交通の利便性向上、税収増加、地域経済の活性化等の影響が期待される。 (b) 計画地周辺は放牧地、耕作地、二次林などであり、本計画が地域利用に及ぼす影響は軽微である。 (c) 関連施設は既存道路と交差するのは導水路の1か所のみで、地下に埋設されるため影響はない。施設関連車両の交通量は増加するが運転者への安全教育を徹底する。 (d) 工事関係者への教育、衛生管理を徹底する。 (e) 減水区間で河川水の直接利用はなく、また計画地には既存の灌漑水路が設けられており、本事業のいかなる施設も灌漑施設を改変することはないため、水利用、土地利用への影響はないと考えられる。 (f) 水路へ導入された河川水は全量、河川へ放流される。（UKL/UPL4章）本プロジェクトの実施により影響を受ける灌漑用水利用はなく、堰の下流における漁業も行われていない。（質問状） (g) 滞流域の出現など水質に影響を及ぼす要因の発生はほとんどなく、本川の水利用はほとんどないことから、水を原因とするあるいは水に関係する疾病の発生可能性が高まる恐れはない。 (h) 本プロジェクトの実施により影響を受ける灌漑用水利用はなく、堰の下流における漁業も行われていない。
	(3) 文化遺産	(a) プロジェクトにより、考古学的、歴史的、文化的、宗教的に貴重な遺産、史跡等を損なう恐れはあるか。また、当該国の国内法上定められた措置が考慮されるか。	(a) N	(a) プロジェクト計画地の情報収集と観察の結果、歴史的な建築物は存在しない。工事中に発見された際には適切に対処する。
	(4) 景観	(a) 特に配慮すべき景観が存在する場合、それに対し悪影響を及ぼすか。影響がある場合には必要な対策はとられるか。	(a) N	(a) 本プロジェクトサイト及びその近傍では、特段配慮すべき景勝地等は存在しない。

別添資料T4-7 環境チェックリスト：3. 水力発電・ダム・貯水池（4）

Tornauli

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
4 社 会 環 境	(5)少数民族、先住民族	(a) 当該国の少数民族、先住民族の文化、生活様式への影響を軽減する配慮がなされているか。 (b) 少数民族、先住民族の土地及び資源に関する諸権利は尊重されるか。	(a)N (b)N	(a) , (b) UKL/UPLによる情報と現地調査（2012年6月実施）でのヒアリングにより先住民族・少数民族の生活区域や先住民族・少数民族にとって特別な社会的価値のある地域が存在しないことを確認。
	(6)労働環境	(a) プロジェクトにおいて遵守すべき当該国の労働環境に関する法律が守られるか。 (b) 労働災害防止に係る安全設備の設置、有害物質の管理等、プロジェクト関係者へのハード面での安全配慮が措置されるか。 (c) 安全衛生計画の策定や作業員等に対する安全教育（交通安全や公衆衛生を含む）の実施等、プロジェクト関係者へのソフト面での対応が計画・実施されるか。 (d) プロジェクトに関係する警備要員が、プロジェクト関係者・地域住民の安全を侵害することのないよう、適切な措置が講じられるか。	(a)Y (b)Y (c)Y (d)Y	(a) インドネシアの労働環境関係法令を遵守する。 (b) 管理施設の防護フェンスの設置、警告標識の設置等安全対策が計画されている。 (c) 労働者への衛生、地元社会への配慮等の教育を行う計画である。 (d) 地元での採用を優先し、移入労働者には地域社会の文化に敬意を払うよう指導する。
5 そ の 他	(1) 工事中的の影響	(a) 工事中的の汚染（騒音、振動、濁水、粉じん、排ガス、廃棄物等）に対して緩和策が用意されるか。 (b) 工事により自然環境（生態系）に悪影響を及ぼすか。また、影響に対する緩和策が用意されるか。 (c) 工事により社会環境に悪影響を及ぼすか。また、影響に対する緩和策が用意されるか。	(a)Y (b)N (c)N	(a) ・ Aek Simonggo Riverの濁度については、特に土地造成、掘削、パイリング、サイトスロープの建設時において、class I 基準（Government Regulation Number 82 of Year 2001 on Water Quality Management and Air Pollution Control）を超過しないようモニタリングを実施する。 ・ 工事による粉塵を防止するため、散水を実施する。また夜間騒音を防止するため、19時以降の建設作業は実施しない。 ・ 工事用車両通行による騒音、大気影響は一時的であり、居住地への大きな影響は見込まれない。 (b) 計画地は耕作地、放牧地、二次林であり、工事が自然環境に及ぼす影響は軽微である。 (c) 建設期間中の交通量増加は僅かであり、地域への影響は少ない。
	(2) 事故防止対策	(a) ダムからの放水時における下流部への警報体制は整備されるか。	(a) -	(a) 適用外

別添資料T4-7 環境チェックリスト：3. 水力発電・ダム・貯水池（5）

Tornauli

分類	環境項目	主なチェック事項	Yes: Y No: N	具体的な環境社会配慮 (Yes/Noの理由、根拠、緩和策等)
5 その 他	(3)モニタリング	(a) 上記の環境項目のうち、影響が考えられる項目に対して、事業者のモニタリングが計画・実施されるか。 (b) 当該計画の項目、方法、頻度等はどのように定められているか。 (c) 事業者のモニタリング体制（組織、人員、機材、予算等とそれらの継続性）は確立されるか。 (d) 事業者から所管官庁等への報告の方法、頻度等は規定されているか。	(a)Y (b)Y (c)Y (d)Y	(a) 事業者またはコントラクターによる以下のモニタリングが計画されている。 ・建設開始前：社会環境 ・建設期間中：大気、水質、騒音、生態系、社会環境等 ・操業期間中：騒音、社会環境等 ・操業完了時：社会環境 (b) UKL/UPLにおいて、項目、方法、頻度が定められている。 (c) UKL/UPLにおいてモニタリングが定められていることから、適切な体制を整え対応する。 (d) UKL/UPLでは、建設開始前、建設期間中、操業期間中のそれぞれにおいて、3ヶ月ごとに環境管理及びモニタリング結果をとりまとめた報告書をHead of Humbang Hasundutan Districtに提出するとともに、コピーをdistrict offices of the ministries of Forestry, Environment and Miningに提出することが規定されている。
6 留 意 点	他の環境チェックリストの参照	(a) 必要な場合は、林業に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること（山間地のダムについて大規模な伐採を伴う場合等）。 (b) 灌漑、上水、工水等への利用を目的としたダム・貯水池については、必要に応じて農業、上水道に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること。 (c) 必要な場合には送変電・配電に係るチェックリストの該当チェック事項も追加して評価すること（送変電・配電施設の建設を伴う場合等）。	(a)－ (b)－ (c)－	適用外
	環境チェックリスト使用上の注意	(a) 必要な場合には、越境または地球規模の環境問題への影響も確認する（廃棄物の越境処理、酸性雨、オゾン層破壊、地球温暖化の問題に係る要素が考えられる場合等）。	(a)－	適用外

注1) 表中『当該国の基準』については、国際的に認められた基準と比較して著しい乖離がある場合には、必要に応じ対応策を検討する。

当該国において現在規制が確立されていない項目については、当該国以外（日本における経験も含めて）の適切な基準との比較により検討を行う。

注2) 環境チェックリストはあくまでも標準的な環境チェック項目を示したものであり、事業および地域の特性によっては、項目の削除または追加を行う必要がある。