

第12章 資料

12. 1 資料1 例題

ここでは、前章までに記載されている計画手順に準拠して発電計画を検討した例を資料に纏めた。具体的な計画においてはそれぞれの地点に対応して諸条件が変わってくるが、本内容に準じて計画を策定することが出来る。

12. 1. 1 計画の概要

例題の計画地点は図12. 1 - 1 概要図に示される地区にあり、河川の中流部右岸に位置する。A頭首工より取水した水量（最大 $2.43\text{m}^3/\text{s}$ ）のうち最大 $1.55\text{m}^3/\text{s}$ を径1000mm、延長1465mの水圧管路により発電所に導水し、有効落差27.09mを得て、最大出力270kWの発電をおこなうものである。

この水力発電施設は、同じ管理体系の下にあるかんがい排水施設の操作に必要な電力を供給することを目的とし、かんがい排水施設の一工種として設置されるものである。年間可能発電電力量は1513.5MWhで、関連電力会社の6.6kV送電線に接続されて運用され、余剰電力は売電される。なお、本地区は60Hz地域である。検討結果をまとめた計画諸元を表12. 1 - 1に示す。

12. 1. 2 流量資料

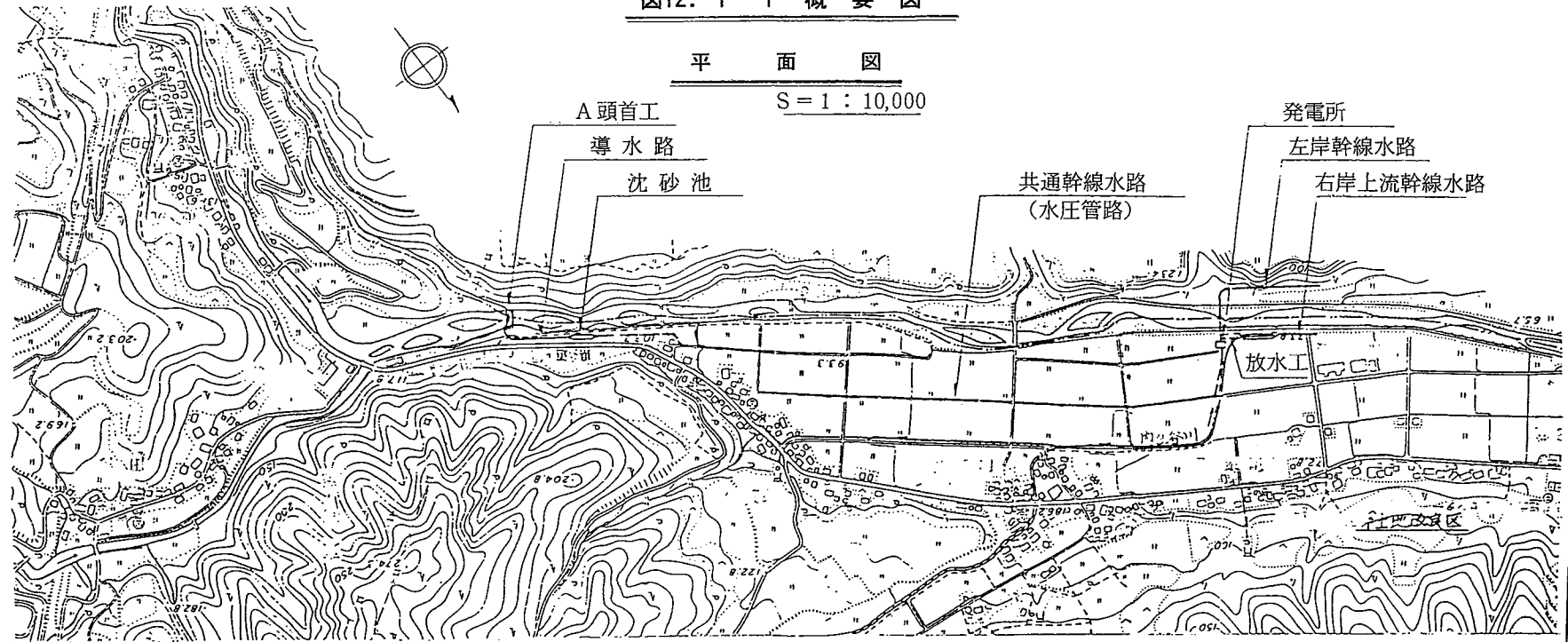
流量資料は慣行水利権となっている農業用水期別取水量を使用する。図12. 1 - 2に流量図を示す。

12. 1. 3 発電規模の検討

1) 最大使用水量の設定

流量図に示された発電可能水量より、最大使用水量として $1.55\text{m}^3/\text{s}$ 、 $1.32\text{m}^3/\text{s}$ 、 $1.15\text{m}^3/\text{s}$ の3ケースを設定する。

図12. 1-1 概要図



縦断図

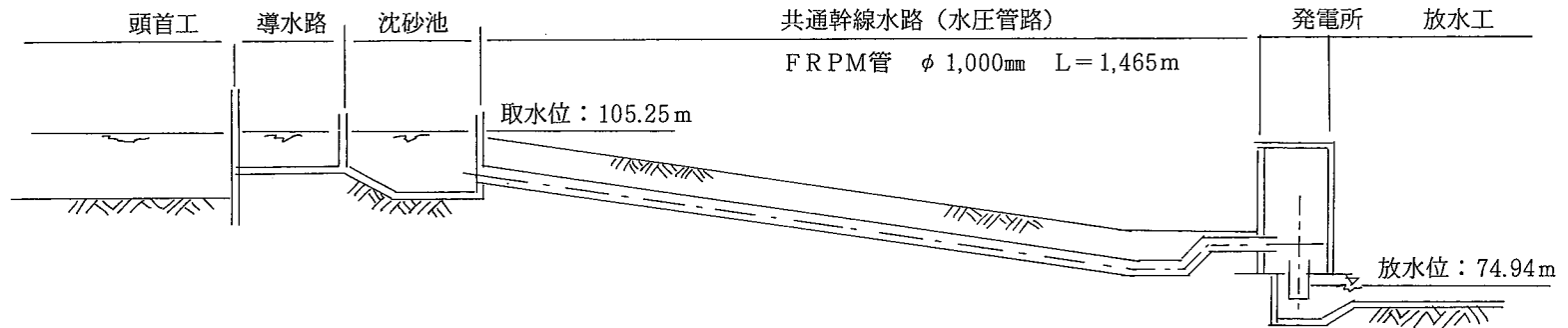


表12. 1-1 計画諸元表

項 目		諸 元		備 考
水 系 河 川 名		某		
農 業 用 水 名		共通幹線水路		
発 電 所 位 置				
取 水 口 位 置				
放水口位置				
発 電 計 画	発 電 方 式	流れ込み式		
	取 水 位 (m)	105.25		
	放 水 位 (m)	74.94		
	総 落 差 (m)	30.31		
	出 力 (kW)	最大 270	常時 110	
	使用水量 (m ³ /s)	最大 1.32	常時 0.62	
	有効落差 (m)	最大 27.09	常時 29.52	
	年間可能発電電力量(MWH)	1,513.5		
水 路	導 入 路 (m)	暗渠 100、パイプライン1465		
	放 水 路 (m)	本放水路(分水工) 8 m		
水 車		横軸フランシス		
発 電 機		三相交流同期		
事 業 費 (百万円)		367.5		
設 備 利 用 率 (%)		64.5		
経 済 性	kW当たり工事費 (千円/kW)	1371		
	kWh当たり工事費 (円/kWh)	243		

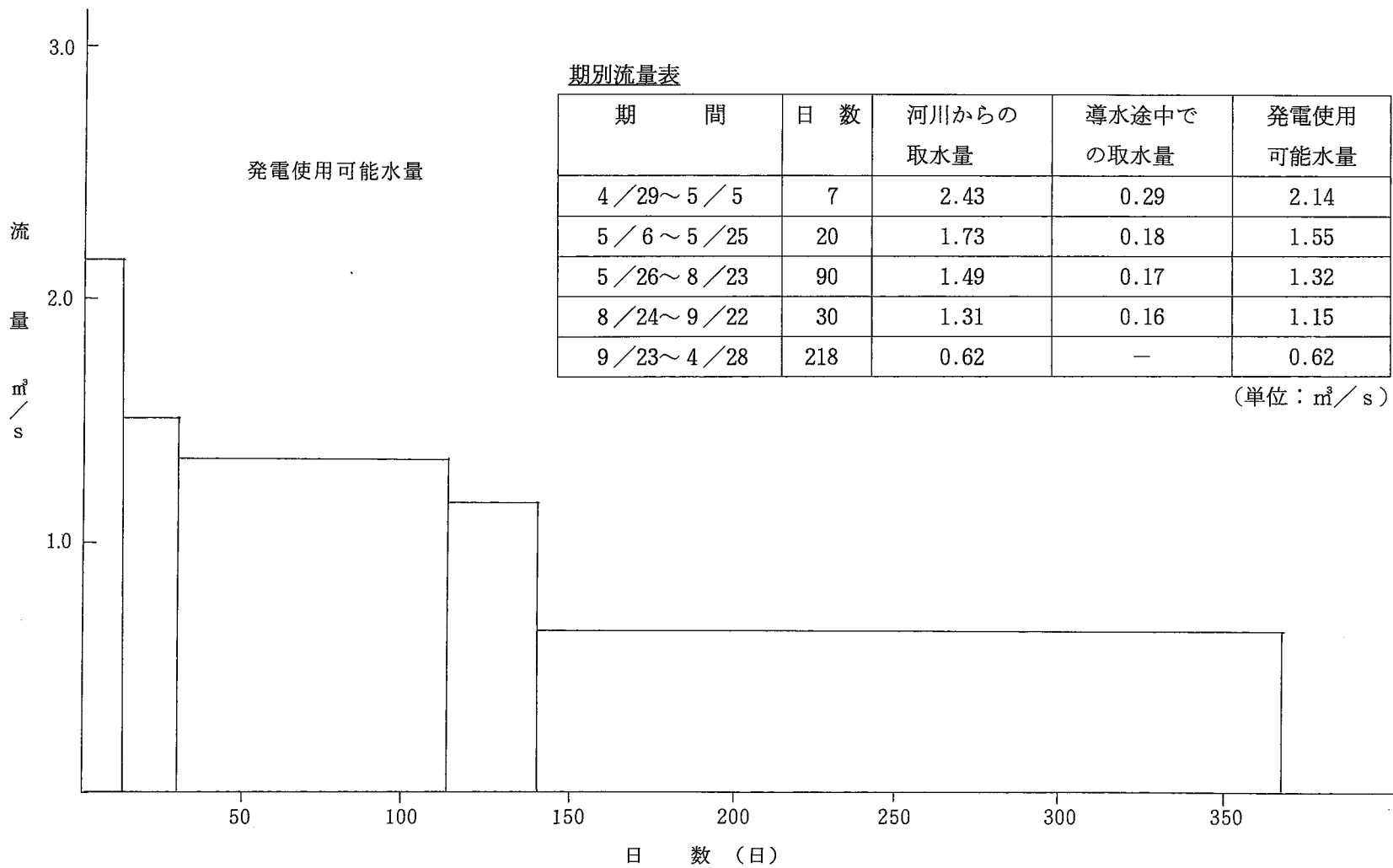


図12. 1 - 2 流 量 図

2) 水圧管管径の概定

最大取水量、水圧管内平均流速（表2. 2-1参照）を勘案して1000mm、1100mm、1200mmの3通りの水圧管径を設定する。なお、水圧管材料としては、種々利点を持つFRPM管を適用する。

3) 有効落差の概定

与えられた取水位EL.105.25m、放水位EL.74.94mより、
総落差=105.25-74.94=30.31m

最大使用水量から適用される水車としては、図2. 2-8よりフランシス水車と、クロスフロー水車の適用領域であることがわかるので、この3機種について有効落差を概定する。ケースとしては、水圧管管径3ケースにおいてそれぞれ使用水量における有効落差を算定する。

(1) 損失水頭の計算

第2章2. 2. 1の3)記載のヘーゼン・ウィリアム公式を使用して計算する。上水槽より水車までの損失水頭は式(2. 2-7)で求められる。計算結果を表12. 1-2に示す。

(2) 有効落差

第2章2. 2. 1の3)の(3)b.により、フランシス水車の場合、2. 2. 1の3)の(3)c.によりクロスフロー水車の場合、有効落差が算定される。

クロスフロー水車の場合ランナ中心と放水位との間の距離が有効落差に利用されないため、この分だけ水車出力が小さくなるので注意を要する。このようにして求めた有効落差の値を表12. 1-3に示す。

4) 水車形式の選定と定格事項の概定

前項で設定した流量及び有効落差の組合せで、図2. 2-8により水車機種を見直す。

この結果、フランシス水車及びクロスフロー水車の2機種について検討を進めることとする。

それぞれの水車について、第4章4. 3記載の選定図、図4. 3-8及び図4. 3-15により適用水車の枠番が選定され、同時に水車出力の概略値、水車回転速度がわかる。これらを使用して概略の比速度が計算出来る。一例として、水圧管径1000mm、最大使用水量1.32m³/sのケースを求める。

(1) フランシス水車の場合（図4. 3-8）

表12. 1-3より有効落差=27.09m

図より適用水車はC375、290kW、900r/min

これよりNsを算定すると、

$$Ns = 900 \frac{(290)^{1/2}}{(27.09)^{5/4}} = 248 \text{ m-kW}$$

となる。

表12. 1 - 2 損失水頭 (単位: m)

管径D (m) \ 流量Q (m ³ /s)	1.0	1.1	1.2
	1.55	4.32	2.71
1.32	3.22	2.02	1.31
1.15	2.48	1.57	1.01
0.62	0.79	0.50	0.32

表12. 1 - 3 有効落差 (単位: m)

水車機種	管径D (m) \ 流量Q (m ³ /s)	1.0	1.1	1.2
		フランシス	1.55	25.99
	1.32	27.09	28.29	29.00
	1.15	27.83	28.74	29.30
	0.62	29.52	29.81	29.99
クロスフロー	1.55	23.99	25.60	26.54
	1.32	25.09	26.29	27.00
	1.15	25.83	26.74	27.30
	0.62	27.52	27.81	27.99

(2) クロスフロー水車の場合 (図4. 3-15)

表12. 1 - 3 より 有効落差=25.09m

図より適用水車は605G、250kW、429r/min、ランナ径φ500mm

これよりNsを算定すると、

$$N_s = 429 \frac{(250)^{1/2}}{(25.09)^{5/4}} = 121 \text{ m-kW}$$

5) 水車性能の概定

前項で選定した水車についての効率算定を下記する。

(1) フランシス水車

図4. 2-6~7より、モデルC (Ns=236) 出力290kWの効率を算定する。Ns=209、266より236の場合の出力200kW、300kWの最高効率を推定する。

$$\left. \begin{array}{l} 200\text{kWの最高効率}84.2\% \\ 300\text{kWの} \quad \quad \quad 85.4\% \end{array} \right\} \Delta = 1.4\%$$

これより、290kWの最高効率を求める。

$$\frac{0.5}{100} \times (290 - 200) = 1.26$$

$$84.0 + 1.26 = 85.26\%$$

任意の流量比における水車効率は、 N_s が近い $N_s=266\text{m-kW}$ の図4. 2-7の曲線を使用して算定する。

流量100%すなわち $1.32\text{m}^3/\text{s}$ のときの相対効率=98.0%

従って、水車最大出力は、

$$P_T = 9.8 \times 1.32 \times 27.09 \times 0.8526 \times 0.98 = 293\text{kW}$$

となる。

(2) クロスフロー水車

図4. 2-11により、 $N_s=121\text{m-kW}$ の場合、フランシス水車と同様の手法で出力250kWの最高効率を求めると 79.7% となる。

任意の流量比における水車効率も図4. 2-10を使用して算定する。

流量100%すなわち $1.32\text{m}^3/\text{s}$ の時の相対効率=97.6%

従って、水車最大出力は、 $P_t = 9.8 \times 1.32 \times 25.09 \times 0.797 \times 0.976 = 252\text{kW}$

この手法により算定した表2. 2-3水車性能曲線の作成に関連する諸元表の例をフランシス水車、クロスフロー水車につき、それぞれ表12. 1-4~5に示す。

6) 発電機形式の選定と定格事項の概定及び効率の算定

発電機は、適用例の多い同期発電機を採用する。3. 4項で求められた水車定格事項と第6章発電機6. 1~3より発電機の出力等の定格事項の概定及び効率の算定が出来る。

前項と同じケースで算出を行う。

(1) フランシス水車の場合

a. 発電機型番の選定

水車条件より表4. 3-7より発電機の型番は300kVAとなり、6. 1. 1項の表6.

1-1により

定格電圧 440V

定格力率 0.95

定格周波数 60HZ

極 数 8

が概定される。

表12. 1-4 水車性能曲線作成に関連する諸元表(1)
 フランシス水車、最大流量1.32m³/sの場合

水圧管径 (mm)	流量比 %	定格値 100	87.0	47.0			相対効率100% における比率
1,000	流 量 m ³ /s	1.32	1.15	0.62			
	水車相対効率 %	98.0	99.5	82.5			100
	水車効率 %	85.2	84.8	70.3			85.2
	有効落差 m	27.09	27.83	29.52			
	水車出力 kW	293	266	126			
	水車出力比 %	100	39.3	42.3			
1,100	流量比 %	定格値 100	87.0	47.0			相対効率100% における比率
	流 量 m ³ /s	1.32	1.15	0.62			
	水車相対効率 %	98.0	99.5	82.5			100
	水車効率 %	65.2	84.8	70.3			
	有効落差 m	28.29	28.94	29.81			
	水車出力 kW	312	277	127			
1,200	流量比 %	定格値 100	87.0	47.0			相対効率100% における比率
	流 量 m ³ /s	1.32	1.15	0.62			
	水車相対効率 %	98.0	99.5	82.5			100
	水車効率 %	85.2	84.8	70.3			
	有効落差 m	29.00	29.30	29.99			
	水車出力 kW	320	280	128			
	水車出力比 %	100	87.5	40.0			

b. 発電機定格出力の算定

水車出力=293kWと考え、図6. 2-1より発電機出力=280kW及び250kW時の効率を求めると、91.85、91.6%となる。従って、それぞれの場合の発電機入力は、305kW及び273kWとなる。これより、発電機入力=293kW時の効率を求めると

$$\frac{293-273}{305-273} = \frac{X-91.6}{91.85-91.6}$$

X=91.7 となる。

従って、発電機最大出力 $P_g=291 \times 0.918=267$ kW

同期発電機の出力は皮相電力で示される故、

$$267 \div 0.95 = 281 \text{ (kVA)} \quad \text{となる。}$$

c. 部分負荷効率の算定

図6. 2-3より、

100%時効率	91.8% (上記b. より)
75%	91.5 (91.8×0.997)
50%	90.0 (91.8×0.980)

が求められる。

(2) クロスフロー水車の場合

a. 発電機型番の選定

水車条件から表4.3-8より、300kVAとなり、増速機付となる。

定格電圧	440V
定格力率	0.95
定格周波数	60HZ
極数	6
回転速度	1200r/min
増速比	1200/429

b. 発電機定格出力の算定

(1)のケースと同様の手法でおこなうが、増速機効率を考慮する必要がある。増速機効率は図6. 2-4により求める。

水車出力252kW時増速機効率96.8%、発電機効率91.5%

従って、発電機最大出力 $P_g=252 \times 0.968 \times 0.915=223$ kW

kVA表示では、 $P_g=223 \div 0.95=235$ kVA

c. 部分負荷効率の算定

b. と同じく増速機効率を考慮して算定する。

7) 年間可能発電電力量の概定

第2章2. 2. 1項記載の手法により計算する。フランス、クロスフロー各ケースの算定表例を表12. 1-6~7に示す。

なお、作業結果の取まとめ表である各ケースの諸元など一覧表を表12. 1-8~9に示す。

8) 発電所機器配置と建屋寸法の概定

第2章2.2.2機器配置図2.2-13~14にフランシス水車、クロスフロー水車の各ケースについて概定した例を記載した。

9) 概算工事費

フランシス水車、クロスフロー水車の各ケースについての概算工事費の算定を表12.1-10~11に示す。

本表の概算工事費は類似のものより推定したもので、算出手順の説明のためのものである。実際の計画に当たっては、コンサルタントや機器メーカーより入手した値を採用することが望ましい。

10) 建設単価

12.1.3の7)で求めた年間可能発電電力量(kWh)と12.1.3の9)の概算工事費より、発電電力量当たりの建設単価(円/kWh)が算出される。これを表12.1-10~11の下欄に示す。

11) 発電規模の概定

表12.1-10~11で明らかなように、水圧管径は $\phi 1000\text{mm}$ が最も経済的である。従って $\phi 1000\text{mm}$ のケースにつき、最大使用流量を変えた場合のkWh当たりの建設単価を図12.1-3に示す。これより、水車機種としてはフランシス水車、最大使用流量は $1.32\text{m}^3/\text{s}$ が経済性が高く、採用する規模と概定される。

12) 適用発電機器仕様の設定

前項で概定された最大使用水量 $1.32\text{m}^3/\text{s}$ 、水圧管径 $\phi 1000\text{mm}$ フランシス水車案について、マニュアル各章より機器仕様が設定出来る。主機仕様を下記する。

水車

形式 横軸単輪単流うず巻フランシス水車
パッケージ形

定格事項 (1) 有効落差 27.09m
(2) 流量 $1.32\text{m}^3/\text{s}$
(3) 最大出力 291kW
(4) 回転速度 900r/min

発電機

形式 横軸回転界磁形三相同期発電機

冷却方式 空冷自由通風形

保護方式 保護形

定格事項 (1) 定格の種類 連続

- (2) 出力 281kVA
- (3) 電圧 440V
- (4) 電流 370A
- (5) 力率 0.95 (遅れ)
- (6) 周波数 60HZ
- (7) 回転速度 900r/min

主変圧器

形式 屋外油入自冷式

- 定格事項
- (1) 定格の種類 連続
 - (2) 容量 281kVA
 - (3) 相数 3
 - (4) 電圧 1次 420V
2次 F6.9kV/R6.6kV/F6.3kV
 - (5) 周波数 60HZ
 - (5) 力率 0.95 (遅れ)

12. 1. 4 発電原価の算定

第2章2. 3. 3項に基づき、前項12. 1. 3の11) で概定された12) のケースについて表12. 1-10の建設費を用いて発電原価を計算する。
 発電原価計算表は表12. 1-12にまとめて示す。

表12. 1-5 水車性能曲線作成に関連する諸元表(2)

クロスフロー水車・最大流量 $1.32\text{m}^3/\text{s}$ の場合

水圧管径 (mm)	流量比 %	定格値 100	87.0	47.0		90	相対効率100% における比率
1,000	流 量 m^3/s	1.32	1.15	0.62		η_{max}	
	水車相対効率 %	97.6	100	94.0		100	100
	水車効率 %	77.8	79.7	74.9		79.7	79.7
	有効落差 m	25.1	25.8	27.5			
	水車出力 kW	252	232	125			
	水車出力比 %	100	91.7	49.6			
1,100	流量比 %	定格値 100	87.0	47.0		90	相対効率100% における比率
	流 量 m^3/s	1.32	1.15	0.62		η_{max}	
	水車相対効率 %	97.6	100	94.0		100	100
	水車効率 %	77.8	79.7	74.9		79.7	79.7
	有効落差 m	26.3	26.7	27.8			
	水車出力 kW	265	240	127			
	水車出力比 %	100	90.6	47.9			
1,200	流量比 %	定格値 100	87.0	47.0		90	相対効率100% における比率
	流 量 m^3/s	1.32	1.15	0.62		η_{max}	
	水車相対効率 %					100	100
	水車効率 %	77.8	79.7	74.9			
	有効落差 m	27.0	27.3	28.0			
	水車出力 kW	272	245	127			
	水車出力比 %	100	90.4	46.9			

表12. 1-6 年間発電電力量算定表(1)
 フランス水車 最大流量 1.32m³/s の場合

水圧管径	流量 m ³ /s	有効落差 m	運転日数 日	水車効率 %	水車出力 kW	水車出力比 %	発電機効率 %	発電機出力 kW	発生電力量 kWh
1.00	1.32	27.09	117	85.2	293		91.8	269	755,352
	1.15	27.83	30	84.8	266.0		91.7	244	175,680
	0.62	29.52	218	70.3	126		89.0	112	585,984
			(365)						1,517,016
1.10	1.32	28.29	117	85.2	312		91.8	287	805,896
	1.15	28.74	30	84.8	277		91.8	254	182,880
	0.62	29.81	218	70.3	127		88.25	112	585,984
			(365)						1,574,760
1.20	1.32	29.00	117	85.2	320		91.8	294	825,552
	1.15	29.30	30	84.8	280		91.8	257	185,040
	0.62	29.99	218	70.3	128		88.2	113	591,216
			(365)						1,601,808

表12. 1-7 年間発電電力量算定表(2)
 クロスフロー水車 最大流量 1.32m³/s の場合

水圧管径	流量 m ³ /s	有効落差 m	運転日数 日	水車効率 %	水車出力 kW	水車出力比 %	増速機効率 %	増速機出力 kW	発電機効率 %	発電機出力 kW	発生電力量 kWh
1.00	1.32	25.1	117	77.8	252	100	96.8	243.9	91.5	223	626,184
	1.15	25.8	30	79.7	232	91.7	96.7		91.5	205	147,600
	0.62	27.5	218	74.9	125	49.6	94.7		89.6	106	554,592
			365								1,328,376
1.10	1.32	26.3	117	77.8	265	100	96.8		91.6	235	659,880
	1.15	26.7	30	79.7	240	90.6	96.7		91.6	213	153,360
	0.62	27.8	218	74.9	127	47.9	94.5		89.4	107	559,824
			365								1,373,064
1.20	1.32	27.0	117	77.8	272	100	96.8		91.5	241	676,728
	1.15	27.3	30	79.7	245	90.4	96.7		91.5	217	156,240
	0.62	28.0	218	74.9	127	46.9	95.2		89.3	108	565,056
			365								1,398,024

表12. 1-9 各ケースの諸元等一覧表(2)

クロスフロー水車の場合

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
諸元等									
流量 m^3/s	1.55	1.55	1.55	1.32	1.32	1.32	1.15	1.15	1.15
有効落差 m	23.99	25.60	26.54	25.10	26.30	27.00	25.83	26.74	27.30
水車形式	クロスフロー	クロスフロー	クロスフロー	クロスフロー	クロスフロー	クロスフロー	クロスフロー	クロスフロー	クロスフロー
水圧管管径 m	1.0	1.1	1.2	1.0	1.1	1.2	1.0	1.1	1.2
周波数 Hz	60	60	60	60	60	60	60	60	60
水車モデル No.	606I	606I	606I	605G	605G	605G	605G	605G	605G
水車回転速度 r/min	338	338	338	429	429	429	429	429	429
水車定格出力 kW	291	310	332	252	265	272	232	240	245
比速度 $m-kW$	108	103	100	121	117	115	112	109	108
発電機型番 (枠)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
発電機回転速度 r/min	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
発電機定格出力 kVA	272	290	302	235	247	254	216	224	228
電圧 V	440	440	6600	440	440	440	440	440	440
増速比	3.55	3.55	3.55	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
年間可能発電電力量 kWh	1,315,696	1,377,672	1,403,520	1,328,376	1,372,064	1,398,024	1,277,832	1,311,288	1,330,632
発電所機器構成									
機器配置									

表12. 1-8 各ケースの諸元等一覧表(1)

フランス水車の場合

ケースNo. 諸元等	1	2	3	4	5	6	7	8	9
流量 m^3/s	1.55	1.55	1.55	1.32	1.32	1.32	1.15	1.15	1.15
有効落差 m	25.99	27.60	28.54	27.09	28.29	29.00	27.83	28.74	29.30
水車形式	横軸フランス	横軸フランス	横軸フランス	横軸フランス	横軸フランス	横軸フランス	横軸フランス	横軸フランス	横軸フランス
水圧管管径 m	1.0	1.1	1.2	1.0	1.1	1.2	1.0	1.1	1.2
周波数 Hz	60	60	60	60	60	60	60	60	60
水車モデル No.	B365	B365	B365	C375	C375	C375	C355	C355	C355
水車回転速度 r/min	900	900	900	900	900	900	900	900	900
水車定格出力 kW	325	355	367	293	312	320	266	277	280
比速度 $m-kW$									
発電機型番 (枠)	400	400	400	300	300	300	300	300	300
発電機回転速度 r/min	900	900	900	900	900	900	900	900	900
発電機定格出力 kVA	315	355	367	293	312	320	266	277	280
電圧 V	6600	6600	6600	440	440	440	440	440	440
増速比	不要	不要	不要	不要	不要	不要	不要	不要	不要
年間可能発電電力量 kWh	1,536,456	1,600,680	1,630,968	1,517,016	1,574,760	1,601,880	1,446,816	1,482,096	1,497,912
発電所機器構成									
機器配置									

表12. 1-10 概略計画工事費 (1)

フランス水車の場合

単位：百万円

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
項目									
(1) 建設関係 (発電所建屋)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
(2) 土木関係	29.5	61.2	102.4	29.5	61.2	102.4	29.5	61.2	102.4
① 水圧管路	12.6	39.5	73.8	12.6	39.5	73.8	12.6	39.5	73.8
② その他	16.9	21.5	28.6	16.9	21.7	28.6	16.9	21.7	28.6
(3) 電気関係 発電機器	265	265	265	256	256	256	250	250	250
(4)=(1)+(2)+(3)小計	298.5	330.2	371.4	289.5	321.2	362.4	283.5	315.2	356.4
(5) 測定及試験費 (基本設計実施設計等)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
(6) 用地買収補償費	3.1	3.1	3.4	3.1	3.1	3.4	3.1	3.1	3.4
(7) 工事雑費 建設所運営関係 建設中利子 予備費 他	77.2	85.3	95.9	74.9	83.0	93.6	73.4	81.4	92.0
合計	378.8	418.6	470.7	367.5	407.3	459.4	360	399.7	451.8
年間可能発電電力量 (MWh)	1536.4	1600.6	1630.9	1517.0	1574.7	1601.8	1446.8	1482.0	1497.9
建設単価 (¥/kWh)	246	261	288	242	258	287	249	270	302

表12. 1-11 概略計画工事費 (2)

クロスフロー水車の場合

単位：百万円

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
項目									
(1) 建設関係 (発電所建屋)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
(2) 土木関係	29.5	61.2	102.4	29.5	61.2	102.4	29.5	61.2	102.4
① 水圧管路	12.6	39.5	73.8	12.6	39.5	73.8	12.6	39.5	73.8
② その他	16.9	21.5	28.6	16.9	21.7	28.6	16.9	21.7	28.6
(3) 電気関係 発電機器	234	234	232	228	228	228	228	228	228
(4)=(1)+(2)+(3)小計	267.5	299.2	338.4	261.5	293.2	334.4	261.5	293.2	334.4
(5) 測定及試験費 (基本設計実施設計等)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
(6) 用地買収補償費	3.1	3.1	3.4	3.1	3.1	3.4	3.1	3.1	3.4
(7) 工事雑費 建設所運営関係 建設中利子 予備費 他	69.2	77.3	87.4	67.7	75.8	86.4	67.7	75.8	86.4
合計	339.8	379.6	429.2	332.3	372.1	424.2	332.3	372.1	424.2
年間可能発電電力量 (MWh)	1315.7	1377.7	1403.5	1328.4	1373.1	1398.0	1288.8	1311.3	1330.6
建設単価 (¥/kWh)	258	276	306	250	271	303	260	284	319

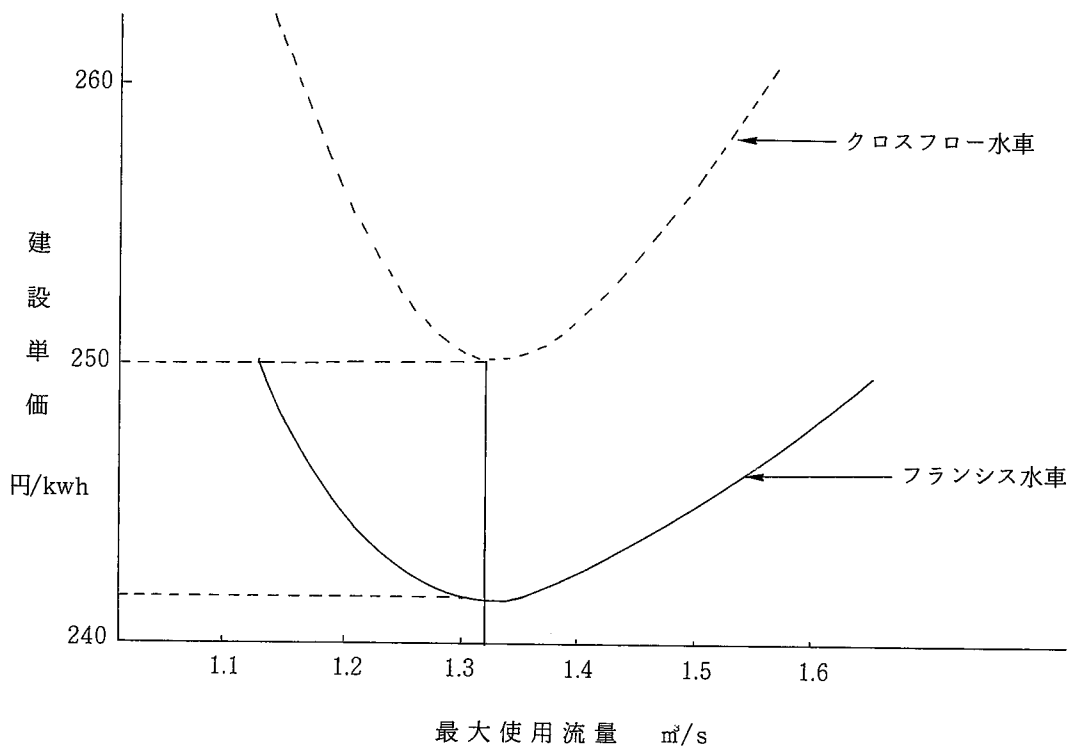


図12. 1 - 3 建設単価曲線

表12. 1 - 12 発電原価計算表

項目	金額	計 算 式
建設費	367,500千円	
売電可能電力量	1437.8MWh	年間可能発電電力量(kWh)×0.95
直接費	人件費	3000千円 0.5人×人件費単価
	修繕費	861.7〃 1.182(千円/kW)×最大出力(kW)×2.7
	水利使用料	120.2〃
	諸費	270〃 最大出力kW×1.0千円/kW
小計	4,251.9〃	
資本金	原価償却費	2953.1〃 建設費(千円)×0.9×0.25(事業費負担率)÷28(総合雇用年数)
	借入金利息	4777.5〃 建設費(千円)×0.25×0.052(6.5%の均等化利率)
	一般名管理対応費	1476.6〃 減価償却費(千円)×1/2
	固定資産税	0〃
小計	9207.2〃	
管部 理門 費	共用施設維持管理費	6000〃 1人×(人件費単価)千円
	その他	0〃
小計	6000〃	
合計	19459.1〃	
発電原価	13.53円/kWh	

注) 常時理論水力：179.4kW、最大理論水力：350.4kW

発電所最大出力：270kW

総合耐用年数：28年

6.5%の均等化利率：5.2%

12. 2 水圧管の計算実例

12. 2. 1 ケーススタディ-1 水圧管が鋼管で埋設管の場合

1) 概要

ケーススタディ-1においては、鋼管で埋設形の水圧管を選定し、検討した例を示す。

本例は農業用水を送る既設のダクタイル鋳鉄管及び鋼管から分岐し、鋼管の水圧管を新設するもので、既設管路についても水車の設置に伴ない水撃圧を受けるので問題点を検討する。

2) 検討条件

1 発電所の計画概要

頭首工により取水し、ダムを新設して畑地用水等の広域農業水利体系を確保しようとする土地改良事業において、取水からダムまでの落差を利用し発電するものである。

発電所周辺の概要を図12. 2-1に示す。

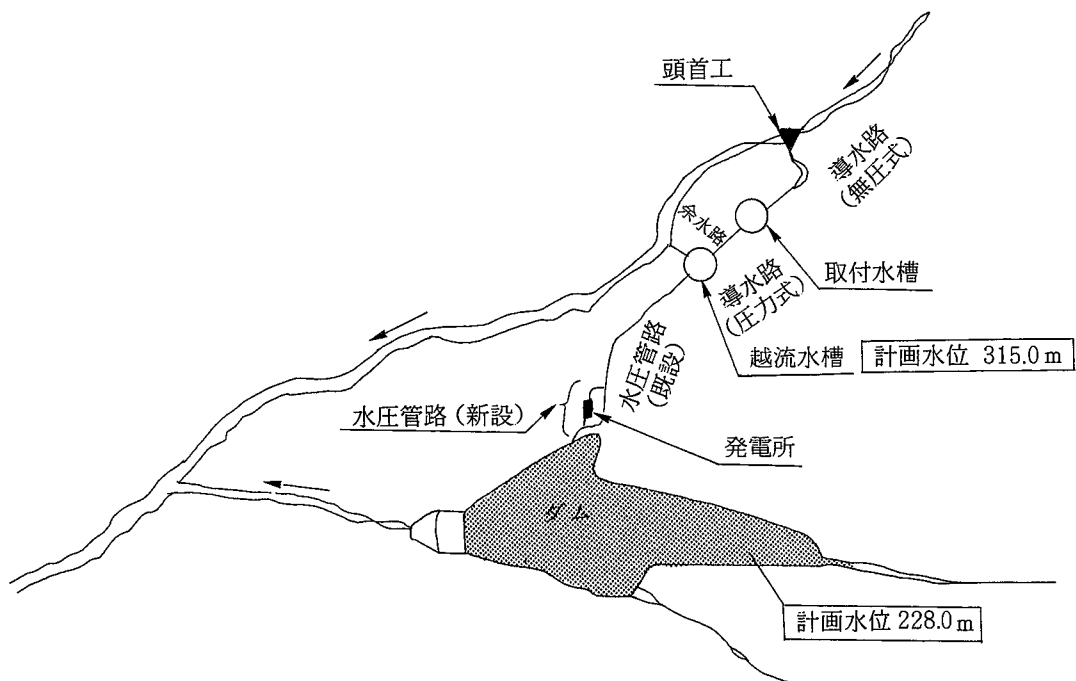


図12. 2-1 発電所周辺の概要

発電の最大使用水量は、 $4.0\text{m}^3/\text{sec}$ 、総落差は87.0mである。

大部分の土地改良施設は施工済であり、極力既設設備の設計条件内におさめた発電計画を行うことが前提となっている。

水圧管は、既設管路から分岐して発電所へ導く部分について新設管路となる。

2 設備概要

設備の概要を下表に、また取水系統図を12. 2-2に示した。

a. 土木・建築施設

項 目		諸 元	備 考
取水設備	頭首工	型式 コンクリートフローティングタイプ 延長 20.00m 高さ 4.20m	既 設
	沈砂池	型式 鉄筋コンクリート造り開渠 高さ 2.00m～2.70m 幅 4.00m×2 延長 28.00m	既 設 (上蓋のみ新設)
	取水庭	型式 鉄筋コンクリート造り開渠 高さ 1.30m～2.70m 幅 8.30m×2.40 延長 21.90m	
導水路	トンネル 水管橋 PC管 ダクタイル鑄鉄管	標準馬蹄形 内径 2.40m 延長 384.00m 円形・鋼製圧力管 内径 1.80m 延長 77.70m 埋設管 内径 1.80m 延長 303.30m 埋設管 内径 1.50m 延長 37.50m	既 設
水槽	型式 高さ 内径	PC造, 一部鉄筋コンクリート造(円形) 延長 20.07m 内径 8.00m	新 設
余水路	型式 寸法 延長	鉄筋コンクリート造 幅6.00m～1.50m, 高さ3.00m～1.60m 延長 66.25m	新 設
水圧管路	型式 内径 管厚 延長 条数	ダクタイル鑄鉄管及び鋼製埋設管 延長 1.5m～1.0m ダクタイル鑄鉄管 t=16.5mm～20.0mm 鋼管 t=10mm～6mm ダクタイル鑄鉄管 l=2,148.82m (既設) 鋼管 l=689.89m (この内69.42m新設) 1 条	一部新設
発電所	型式 寸法	鉄筋コンクリート造 幅6.50m, 長さ15.70m, 高さ9.70m	新 設
放水路	型式 寸法	鉄筋コンクリート造開渠 幅2.40m, 長さ21.43m, 高さ1.50m～3.50m	新 設
利水放設流備	ゲート型式	ジェットフローゲート φ 650 1門 高圧スライドゲート 500×700 1門	既 設
発電所屋	型式 寸法	鉄骨造り 幅6.20m, 長さ13.5m, 高さ7.83	新 設

b. 電気設備

項 目	仕 様
水 車	立軸単輪単流うず巻フランス水車 出力2,600kW 1台
発 電 機	立軸三相交流同期発電機 出力2,600kVA 1台 力率 98%
変 圧 器	発電所 一次 6.6kV 二次 6.6kV 容量 3,000kVA 3相 1台
	変電所 一次 6.6kV 二次 66kV 容量 5,000kVA 3相 1台
発 電 盤 開閉装置	屋内キュービクル型 一体形制御盤, 発電機しゃ断器盤 所内電源盤, 直流電源盤 特高送電盤等 屋外開閉装置 一式
遠方制御装置	遠方監視制御卓 遠方監視制御装置

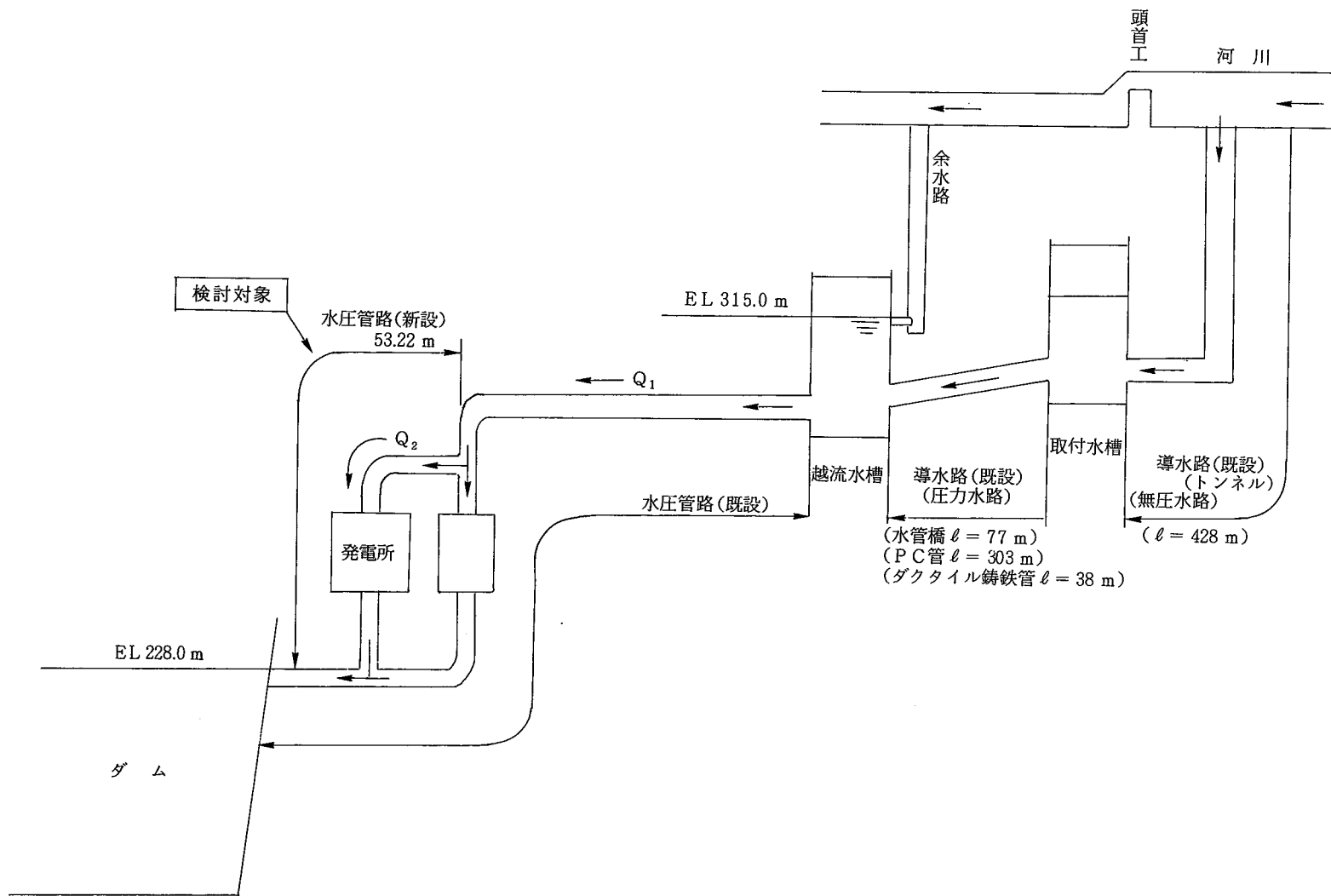
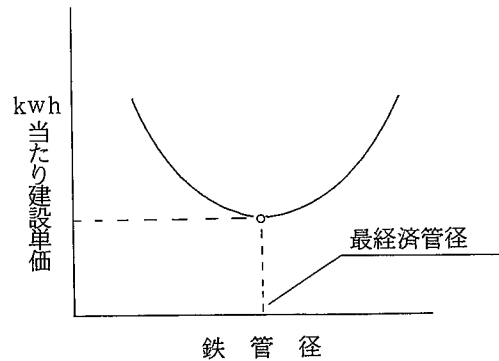


図12. 2-2 取水系統図

3) 管径の概定

水力発電所の水圧鉄管径の決定は、管径を変化させてこれにともなう建設費と、損失水頭を算定して最も経済的な管径を決定している。一般的には最大使用水量流下時に、管内流速が約2～4 m/sec程度となる管径が経済的であるとされている。



決定にあたっては、既設の水圧管路の鉄管径がφ1,500mmであることから、新設の鉄管径φ1,500mm, φ1,300mm, φ1,100mmについて、鉄管費、損失水頭、および発生電力量を比較し、総合的に判断することとした。

尚、落差に対応した口径の目安を下表に示した。本検討での総落差はH=87.0mあり、管内流速V=3 m/s以下が目安となる。Q=4.0m³/secとすると

$$D > \sqrt{\frac{Q}{V} \cdot \frac{4}{\pi}} = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{4}{\pi}} = 1.3 \quad (\text{m})$$

口径1.3m以上が目安となる。

水圧管径概定のための落差対管内平均流速

落差 H (m)	管内平均流速 V (m/sec)
7 > H > 3	V < 1
15 > H > 7	V < 1
30 > H > 15	V < 2
100 > H > 30	V < 3
200 > H > 100	V < 4

(注) 表の落差とはダム又は上水槽の水位と放水路水位の差をいう。

4) 損失水頭、有効落差の算定 (管径1500mmの場合)

1 水圧管路の損失水頭

図2に示す取水系統において越流水槽からダムまでの損失水頭を計算する。

尚、既設の水圧管路から発電所への分岐に対して分岐前の流量をQ₁、分岐後の流量をQ₂として計算を行う。

a. スクリーンによる損失水頭 (h_1) (m)

$$h_1 = f_r \cdot \frac{v_1}{2g}$$

$$f_r = \beta \cdot \sin \theta \left[\frac{t}{b} \right]^{4/3}$$

ここに, f_r : スクリーンの損失係数

v_1 : スクリーンの下流側の平均流速 (m/sec)

β : スクリーンのバーの断面形状による
係数 (=1.79)

θ : スクリーンの傾斜角 (=90°)

t : スクリーンのバーの太さ (=0.028m)

b : スクリーンのバーの目の大きさ (=0.050m)

$$f_r = 1.79 \times \sin 90^\circ \times \left[\frac{0.028}{0.050} \right]^{4/3} = 0.826$$

$$v_1 = \frac{Q_1}{A_1} = \frac{Q_1}{\pi \times 1.5^2 \times 1/4} = 0.566 Q_1^2$$

$$h_1 = 0.826 \times \frac{(0.566 Q_1)^2}{2 \times 9.8} = 0.014 Q_1^2$$

b. 流入による損失水頭 (h_2) (m)

$$h_2 = f_e \cdot \frac{v_1^2}{2g}$$

ここに, f_e : 流入損失係数

v_1 : 流入後の流速 (m/sec)

$f_e = 0.5$ (角端)

$$v_1 = \frac{Q_1}{A_1} = \frac{Q_1}{1.5^2 \times \pi \times 1/4} = 0.566 Q_1$$

$$h_2 = 0.5 \times \frac{(0.566 Q_1)^2}{2 \times 9.8} = 0.008 Q_1^2$$

c. 摩擦による損失水頭 (h_3) (m)

$$h_3 = \frac{124.5 n^2}{D^{1/3}} \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

ここに, n : manning の粗度係数

L : 管の長さ (m)

D : 管の直径 (m)

v : 管内流速 (m/sec)

	分 岐 前					分岐後	
	ダクタイル 鋳鉄管 4種・K形	ダクタイル 鋳鉄管 3種・K形	ダクタイル 鋳鉄管 2種・K形	水管橋 鋼 管	2号トンネル 鋼 管	鋼 管	鋼 管
D	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.000
$A = \frac{\pi D^2}{4}$	1.767	1.767	1.767	1.767	1.767	1.767	0.785
$v = \frac{Q}{A}$	0.566Q ₁	0.566Q ₁	0.566Q ₁	0.566Q ₁	0.566Q ₁	0.566Q ₂	1.274Q ₂
n	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012
L	567.28	1,327.73	253.81	31.73	582.74	60.02	3.05
$\frac{124.5n^2}{D^{1/3}}$	0.018	0.018	0.018	0.016	0.016	0.016	0.018
$\frac{L}{D}$	378.187	885.153	169.207	21.153	388.293	40.013	3.050
$\frac{v^2}{2g}$	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₂ ²	0.083Q ₂ ²
h _s	0.109Q ₁ ²	0.255Q ₁ ²	0.049Q ₁ ²	0.005Q ₁ ²	0.099Q ₁ ²	0.010Q ₂ ²	0.005Q ₂ ²

分岐前の摩擦損失水頭 = 0.517Q₁²

分岐後の " = 0.015Q₁²

d. 曲がりによる損失水頭 (h₄) (m)

$$h_4 = f_{b1} \times f_{b2} \times \frac{v^2}{2g}$$

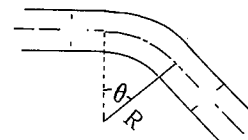
$$f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \left[\frac{D}{R} \right]^{7/2}$$

$$f_{b2} = \left[\frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right]^{1/2}$$

ここに、f_{b1} : 曲がりの曲率半径Rと管径Dとの比によって決まる損失係数

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

v : 管内流速 (m/sec)



	分 岐 前			
	No 1 地点	No 2 地点	No 3 地点	No 4 地点
R	2.300	2.300	2.100	2.100
D	1.500	1.500	1.500	1.500
$A = \frac{\pi D^2}{4}$	1.767	1.767	1.767	1.767
$V = \frac{Q_1}{A}$	0.566Q ₁	0.566Q ₁	0.566Q ₁	0.566Q ₁
$\frac{D}{R}$	0.652	0.652	0.714	0.714
θ	49° 54' 09"	43° 04' 48"	50° 35' 00"	50° 11' 40"
f _{b1}	0.168	0.168	0.181	0.181
f _{b2}	0.745	0.692	0.750	0.747
$\frac{v^2}{2g}$	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₁ ²	0.016Q ₁ ²
h ₄	0.002Q ₁ ²	0.002Q ₁ ²	0.002Q ₁ ²	0.002Q ₁ ²

	分 岐 後			
	No 5 地点	No 6 地点	No 7 地点	No 8 地点
R	4.500	4.500	4.500	4.500
D	1.500	1.500	1.500	1.500
$A = \frac{\pi D^2}{4}$	1.767	1.767	1.767	1.767
$V = \frac{Q_2}{A}$	0.566Q ₂	0.566Q ₂	0.566Q ₂	0.566Q ₂
$\frac{D}{R}$	0.333	0.333	0.333	0.333
θ	40° 00' 00"	79° 00' 00"	20° 00' 00"	20° 00' 00"
f _{b1}	0.134	0.134	0.134	0.134
f _{b2}	0.667	0.937	0.471	0.471
$\frac{v^2}{2g}$	0.016Q ₂ ²	0.016Q ₂ ²	0.016Q ₂ ²	0.016Q ₂ ²
h ₄	0.001Q ₂ ²	0.002Q ₂ ²	0.001Q ₂ ²	0.001Q ₂ ²

分岐前の曲がり損失水頭 = 0.008Q₁²

分岐後の " = 0.005Q₂²

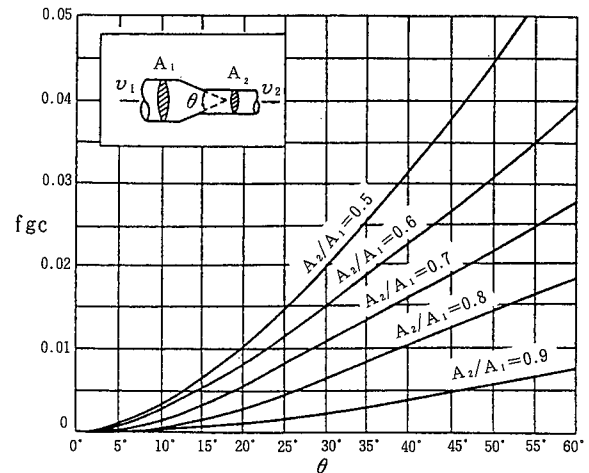
e. 漸縮による損失水頭 (h_5) (m)

$$h_5 = f_{gc} \frac{v_2^2}{2g}$$

ここに, f_{gc} : 漸縮損失係数

v_2 : 漸縮後の平均流速 (m/sec)

D	1.500 ~ 1.000
A_1	1.767
A_2	0.785
$\frac{A_2}{A_1}$	0.44
θ	14° 15'
f_{gc}	0.007
v_2	1.274 Q_2^2
$\frac{v_2^2}{2g}$	0.083 Q_2^2
h_5	0.001 Q_2^2



(例) A_1, A_2 は漸縮前後の管断面積 (直近下位を取る)

漸縮損失係数 (ガルデル (Gardel) による)

f. 漸縮管の摩擦損失水頭 (h_6) (m)

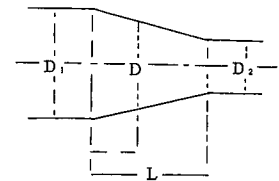
$$h_6 = \frac{2.37 n^2 Q^2 L}{D_1 - D_2} \left[\frac{1}{D_2^{1.3/3}} - \frac{1}{D_1^{1.3/3}} \right]$$

ここに, n : Manning の粗度係数 (=0.012)

L : 漸縮管の長さ (=2.00m)

D_1 : 漸縮前の管径 (=1.50m)

D_2 : 漸縮後の管径 (=1.00m)



$$h_6 = \frac{2.37 \times 0.012^2 \times 2.00 \times Q_2^2}{1.50 - 1.00} \times \left[\frac{1}{1.00^{1.3/3}} - \frac{1}{1.50^{1.3/3}} \right]$$

$$= 0.001 Q_2^2$$

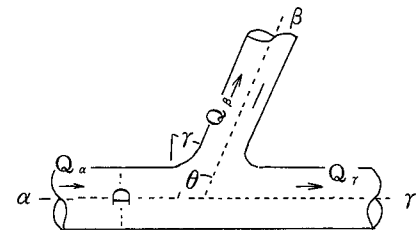
g. 分岐による損失水頭 (h_7) (m)

$$h_7 = H_\alpha - H_\beta = -f_\beta \frac{v_\alpha^2}{2g}$$

$$f_\beta = -0.95 \times (1 - q_\beta)^2 - q_\beta^2$$

$$\times \left[1.3 \cot \frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4 - 0.1\phi}{\phi^2} \right] \times \left[1 - 0.9 \sqrt{\frac{\rho}{\phi}} \right] - 0.4 \times$$

$$\left[1 + \frac{1}{\phi} \right] \times \cot \frac{\theta}{2} \times (1 - q_\beta) q_\beta$$



ここに, H_α, H_β : 管の α, β の全水頭

f_β : 損失係数

v_α : 管 α の平均流速 (物流前)

θ : 本管と支管との交角

ϕ : 支管と本管の断面積比

ρ : 支管と本管との接続部の面取り

半径 r と本管直径 D との比 ($= r/D$)

q_β : 支管流量 Q_β と分流前の流量 Q_α の比 ($= Q_\beta/Q_\alpha$)

頭首工における最大取水量が約 $4.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ あることから,

$$q_\beta = \frac{4.0}{4.0} = 1.0 \text{ と仮定する。}$$

$$f_\beta = -0.95 \times (1-1)^2 - 1^2 \times \left[1.3 \times \cot \frac{180^\circ - 40^\circ}{2} \right. \\ \left. - 0.3 + \frac{0.4 - 0.1 \times 1}{1^2} \right] \times \left[1 - 0.9 \sqrt{\frac{0.075/1.50}{1}} \right] \\ - 0.4 \times \left[1 + \frac{1}{1} \right] \times \cot \frac{180^\circ - 40^\circ}{2} \times (1-1) \times 1 \\ = -0.377 \\ h_\tau = -(-0.377) \times \frac{(0.566Q)^2}{2 \times 9.8} = 0.006Q_2^2$$

h. 水圧管路の損失水頭の合計

			損失落差
分岐前	h_1	スクリーン	$0.014 Q_1^2$
	h_2	流入	$0.008 Q_1^2$
	h_3	摩擦	$0.517 Q_1^2$
	h_4	曲がり	$0.008 Q_1^2$
		余裕	$0.093 Q_1^2$
		小計	$0.640 Q_1^2$
分岐後	h_3	摩擦	$0.015 Q_1^2$
	h_4	曲がり	$0.005 Q_1^2$
	h_5	漸縮	$0.001 Q_1^2$
	h_6	漸縮管の摩擦	$0.001 Q_1^2$
	h_7	分岐	$0.006 Q_1^2$
		余裕	$0.002 Q_1^2$
	小計	$0.030 Q_1^2$	
合計			$0.64Q_1^2 + 0.03 Q_1^2$

2 放水路の損失水頭

a. 水路勾配による損失水頭 (h_s) (m)

$$h_s = IL$$

ここに, I : 水路勾配 ($= 1/1,000$)

L : 水路延長 ($= 9,856 \text{ m}$)

$$h_s = \frac{1}{1,000} \times 9,856 = 0.010\text{m}$$

b. 放水池の水面低下量 (h_g) (m)

$$h_g = f_{sc} \frac{v_2^2}{2g} + \left[\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right]$$

ここに, f_{sc} : 漸縮損失係数

v_1 : 漸縮前の平均流速 (m/sec)

v_2 : 漸縮後の " (m/sec)

$$A_1 = 3.00 \times 2.40 = 7.20\text{m}^2$$

$$A_2 = 1.20 \times 2.40 = 2.88\text{m}^2$$

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{2.88}{7.20} = 0.4$$

$$\theta = 18^\circ - 30'$$

$$f_{sc} = 0.013$$

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{4.00}{7.20} = 0.56\text{m/sec}$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{4.00}{2.88} = 1.39\text{m/sec}$$

$$h_g = 0.013 \times \frac{1.39^2}{2 \times 9.8} + \left[\frac{1.39^2}{2 \times 9.8} - \frac{0.56^2}{2 \times 9.8} \right] = 0.08\text{m}$$

c. 放水路の損失水頭の合計

		損失水頭
h_s	水路勾配	0.01 m
h_g	水面低下量	0.08 m
	余 裕	0.19 m
	合 計	0.28 m

3 損失水頭の合計

		損失水頭
水 圧 管 路		$0.64Q_1^2 + 0.03Q_2^2$
放 水 路		0.28 m
合 計		$0.64Q_1^2 + 0.03Q_2^2 + 0.28\text{m}$

4 有効落差の計算

	最 大	常 時
使用水量 m^3/s	4.00	0.83
取 水 位 m	315.00	315.00
放 水 位 m	228.00	228.00
総 落 差 m	87.00	87.00
損失水頭 m	11.00	0.74
有効落差 m	76.00	86.26

註) 常時使用水量は、頭首工の取水量の湧水量を基準に $0.83\text{m}^3/\text{s}$ とした。

5 適用水車について

水車の選定については、別途に検討を行うこととなるが、参考までに本仕様にて選定された水車仕様を以下に示す。

水車概略仕様

形 式	立軸単輪単流渦巻フランス水車
台 数	1 台
有 効 落 差	76.0m
流 量	$4.0\text{m}^3/\text{s}$
出 力	2600kW
回 転 速 度	750rpm
比 速 度	168m-kW
無 拘 束 速 度	1430r/min
吸 出 し 高 さ	+1.0m
ケーシング入口径	1,100mm
ガイドベーン 閉鎖時間	40sec
最大水圧値	121.7m
速度変動率	無拘束速度相当

5) 設計水圧の概定 (管径1,500mmの場合)

最大使用水量時 ($Q_{\text{max}}=4.0\text{m}^3/\text{s}$)において、水車が負荷遮断した場合の水撃圧と静水圧を合成して検討を行う。

1 設計要項

型 式	ダクタイル鋳鉄管, 全溶接鋼管トンネル内埋設
数 量	1 条
管 内 径	$\phi 1,500\sim\phi 1,000\text{mm}$
管 延 長	2,832m (越流水槽呑口～水車中心まで)

最大静水頭 88.00m (取付水槽水位WL 315.00 ~ 水車中心位EL 228.00)
 最大流量 4.0m³/s
 管胴の余裕厚 1.5mm
 使用材量 ダクタイル鋳鉄管 (2, 3, 4種)
 鋼管 (STPY 400及びSM400A)

2 水撃圧の計算

a. 記号説明

T : 閉塞器の閉塞時間=40sec
 L : 水圧管路の長さ=2,832m
 Q : 最大流量=4.0m³/sec
 H₀ : 水車中心静水頭=88.00m
 α : 圧力波の伝搬速度 (m/sec)
 v₀ : 管内平均流速 (m/sec)
 h₀ : 水撃圧による最大増加水頭 (m)
 μ : 圧力波が管内を往復する時間

b. 平均流速の計算

v_n : 各平均流速 [漸縮管に対して $v_n = \frac{v_{(n+1)} + v_{(n-1)}}{2}$] (m/sec)

A_n : 各平均断面積 [漸縮管に対して $A_n = \frac{Q}{v_n}$] (m²)

d_n : 各管内径 (m)

l_n : 各管内径に対する管長 (m)

A₀ : 平均断面積 (m²)

v₀ : 平均流速 (m/sec)

n	d _n (m)	A _n (m ²)	v _n (m/s)	l _n (m)	A _n · l _n	v _n · l _n
1	1.500	1.767	2.264	567.28	1,002.38	1,284.32
2	1.500	1.767	2.264	1,327.73	2,346.10	3,005.98
3	1.500	1.767	2.264	253.81	448.48	574.63
4	1.500	1.767	2.264	674.49	1,191.82	1,527.05
5	1.500~1.000	1.087	3.680	2.00	2.17	7.36
6	1.000	0.785	5.096	7.40	5.81	37.71
計				2,832.71	4,996.76	6,437.05

$$A_0 = \frac{\sum (A_n \cdot l_n)}{\sum l_n} = \frac{4,996.76}{2,832.71} = 1,764 \text{ m}^2$$

$$v_0 = \frac{\sum (v_n \cdot l_n)}{\sum l_n} = \frac{6,437.05}{2,832.71} = 2.272 \text{ m/sec}$$

c. 圧力波の伝搬速度

ダクタイル鋳鉄管

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{\omega_0}{g} \left\{ \frac{1}{K} + \frac{2}{E} (r_1^2 + r_2^2) \right\} / (r_2^2 - r_1^2)}}$$

ここに, α : 圧力波の伝搬速度 (m/sec)

ω_0 : 水の単位体積重量 (=1.0 t/m³)

k : 水の体積弾性係数 (=2×10⁵ t/m²)

E : 管材の弾性係数 (=1.6×10⁷ t/m²)

r_1 : 管内半径 (m)

r_2 : 管外半径 (m)

トンネル部鋼管 (埋設管)

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{\omega_0}{g} \left\{ \frac{1}{k} + \frac{2r_1}{Et} (1-\lambda) \right\}}}$$

$$\lambda = \frac{r_2^2}{Et} / \left\{ \frac{r_1^2}{Et} + \frac{(r_3^2 - r_1^2)}{2r_3 + E_c} + \frac{(m_R + 1)r_1}{m_R E_R} \right\}$$

ここに, r_1 : 鋼管外半径 (m)

r_3 : コンクリート外半径 (m)

t : 鋼管の管厚 (m)

E_c : コンクリートの弾性係数 (=2.7×10⁶ t/m²)

m_R : 岩盤ポアソン比 (=0.11)

E_R : 岩盤の弾性係数 (=1.0×10⁶ t/m²)

鋼管

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{\omega_0}{g} \left[\frac{1}{K} + \frac{1}{E} \frac{2r_1}{t} \right]}}$$

ここに, r_1 : 管内半径 (m)

t : 鋼管の管厚 (m)

E : 管材の弾性係数 (=2.1×10⁷ t/m²)

n	d _n	E _n	r ₁	r ₂	r ₃	t	λ	α _n	ℓ _n	ℓ _n / α _n
1	1.500	1.6 × 10 ⁷	0.749	0.777	—	—	—	1,079.65	567.28	0.5254
2	1.500	"	0.747	"	—	—	—	1,094.80	1,327.73	1.2128
3	1.500	"	0.745	"	—	—	—	1,108.60	253.81	0.2289
4	1.500	2.1 × 10 ⁷	0.750	—	—	0.010	—	898.36	31.73	0.0353
5	1.500	"	0.760	—	1.050	"	0.262	973.46	582.74	0.5986
6	1.500	"	0.750	—	—	"	—	898.36	60.02	0.0668
7	1.500~1.000	"	—	—	—	"	—	922.15	2.00	0.0022
8	1.000	"	0.500	—	—	0.008	—	945.93	7.40	0.0078
計									2,832.71	2.6778

$$\alpha_o = \frac{\sum \ell_n}{\sum (\ell_n / \alpha_n)} = \frac{2,832.71}{2.6778} = 1,057.85 \text{ m/sec} \quad (\alpha_o : \text{等価伝搬速度})$$

$$\frac{2 \times \sum \ell_n}{\alpha_o} = \frac{2 \times 2,832.71}{1,057.85} = 5.4$$

∴ T=40 > 5.4 となり緩閉塞である。

d. 水撃圧の計算

$$\rho = \frac{\alpha_0 v_0}{2 g H_0} \dots\dots\dots \text{Allieviの管路定数}$$

$$\theta = \frac{\alpha_0 T}{2 L} \dots\dots\dots \text{閉塞器の閉塞時間定数}$$

$$n = \frac{\rho}{\theta}$$

$$\rho = \frac{1,057.85 \times 2.272}{2 \times 9.8 \times 88.00} = 1.393 > 1$$

$$\theta = \frac{1,057.85 \times 40}{2 \times 2,832,71} = 7.469$$

$$n = \frac{1.393}{7.469} = 0.187$$

$\rho > 1$ の条件より

$$\frac{h_0}{H_0} = \frac{n}{2} (n + \sqrt{n^2 + 4}) = \frac{0.187}{2} \times (0.187 + \sqrt{0.187^2 + 4})$$

$$= 0.205$$

$$\therefore h_0 = 0.205 \times 88.00 = 18.04 \approx 19.0\text{m}$$

以上の結果、最大水撃圧は、19.0mとする。

3 設計水圧

新設水圧管路における静水圧は、88mである。

(取付水槽水位 WL 315.00－水圧管中心 EL 228.00)

従って新設管路における設計水圧は、次の通りである。

$$\begin{aligned} \text{設計水圧} &= \text{静水圧 (88m)} + \text{水撃圧 (19m)} \\ &= 107\text{m} \end{aligned}$$

6) 水圧管の型式

既設の水圧管路が発電所近くまで埋設管できている。

既設水圧管路から分岐して発電所へ到る水圧管の計画であり、同様に埋設管形式とする。

7) 管種の概定

水圧管は内径φ1500mm、管長約70m、設計水圧約110m、埋設管形式という条件からは、鋼管またはダグタイル鑄鉄管が選定出来るが、分岐点近傍の既設水圧管路が鋼管であることから鋼管を選定する。

8) 構造検討

1 概要

水圧管は、ダムの直前でY分岐管により、内径φ1,500mmのSTPY400（配管用アーケ

溶接炭素鋼鋼管)で分岐し発電所まで布設する。

発電所内においてφ1,500mmからφ1,000mmへ漸縮し、入口弁を経て水車へ接続する。

鋼管は、内側タールエポキシ系塗装、外側はさび止めを塗装するが、全線にわたって地中埋設になることからコンクリート360°巻立とし腐食の防止を図る。

なお、ダム直前のY分岐管は施工済である。

Y分岐管以降の新設水圧管の構造設計は、内圧は管本体で受け持ち、外圧は巻立コンクリートで受け持たせることとして行う。

内圧は、静水圧+水車急停止時の水撃圧である。巻立コンクリートの外圧に対する検討については、ここでは省略する。既設水圧管路についても水車の設置に伴ない、水撃圧を受けるので問題ないか検討を行う。既設水圧管路は農業用水の管路と兼用となるので「土地改良事業計画設計基準水路工(その2)」(以下「設計基準」と呼ぶ)の式でもチェックする。

2 水圧管路の各部の設計水圧の計算

構造検討に先だち水圧管路の各部の設計水頭を求める。

設計水頭は、次式で算出する。

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

静水頭は鉄管中心高から取付水槽水位(WL, 315.00)までの水頭とする。

水撃圧水頭は、各部の水撃圧水頭は次式で計算される。

$$H_i = H_w \times \frac{l_i}{L}$$

ここに、 H_i : 各部の水撃圧水頭 (m)

H_w : 最大水撃圧水頭 (m)

l_i : 越流水槽呑口からの距離 (m)

L : 越流水槽呑口から水車中心までの距離 (m)

場所	呼び径D	l (m)	l_i (m)	静水頭 (m)	水撃圧水頭 (m)	設計水頭 (m)	備 考
1	1,500	567.28	567.28	44.67	3.80	48.47	既設(ダクタイル鋳鉄管 4種)
2	1,500	1,327.73	1,895.01	92.33	2.71	105.04	既設(ダクタイル鋳鉄管 3種)
3	1,500	253.81	2,148.82	98.38	14.41	112.79	既設(ダクタイル鋳鉄管 2種)
4	1,500	31.73	2,180.55	94.50	14.63	109.13	既設(鋼管JIS STPY管厚11.9mm)
5	1,500	582.74	2,763.29	85.59	18.53	104.12	"
6	1,500	60.02	2,823.31	88.00	18.94	106.94	新設(鋼管STPY)
7	1500x1000 テーパ管	2.00	2,825.31	88.00	18.95	106.95	新設(鋼管SM)
8	1,000	7.40	2,832.11	88.00	19.00	107.00	新設(鋼管STPY)

3 鋼管の構造計算

a. 発電用水力設備の技術基準と官庁手続き（以下「技術基準」と呼ぶ）による計算の場合

a) 最小板厚の計算

主要耐圧部に使用する管に補剛材を使用しないとした場合、管の最小板厚は次式により算出する。

$$t_o = \frac{D_o + 800}{400} \quad (\text{ただし, } t \geq 6 \text{ mm})$$

ここに、 t_o ：最小板厚（余裕厚を含む）（mm）

D_o ：管の内径（mm）

$D_o = 1,500 \text{ mm}$ の場合

$$t_o = \frac{1,500 + 800}{400} = 5.75 \text{ mm}$$

$D_o = 1,000 \text{ mm}$ の場合

$$t_o = \frac{1,000 + 800}{400} = 4.50 \text{ mm}$$

従って、 $D = 1,500 \text{ mm}, 1,000 \text{ mm}$ 共に最小板厚は6 mmとする。

b) 既設及び新設鋼管の構造計算

内圧をすべて管胴で負担する場合、管胴の引張応力は次式で算出される。

$$\sigma_t = \frac{P \cdot D}{2 (T - \varepsilon) \cdot \eta}$$

ここに、 P ：設計圧力（kgf/cm²） $P = \frac{\text{設計水頭}}{10}$

σ_t ：引張応力（kgf/cm²）

使用鋼材 STPY400 及び SM400A 許容応力 1250kgf/cm²

η ：溶接効率 80%

T ：使用管厚（mm）

ε ：余裕厚 1.5mm

D ：管内径（mm）

使用管厚はJ I Sの規格の中から選んで計算を行う。計算の結果は次の通りである。

場所	呼び径D。 mm	T mm	(T - ε) mm	D mm	P	σ_t kgf/cm ² { N/mm ² }
4	1,500	11.9	10.4	1,501.7	10,913	984.86 { 100.4 }
5	1,500	11.9	10.4	1,501.7	10,412	939.65 { 95.4 }
6	1,500	11.9	10.4	1,501.7	10,694	965.09 { 98.5 }
7	1500x1000 ※ テーバー管	12.0	10.5	1,501.7	10,695	955.99 { 97.6 }
8	1,000	7.9	6.4	1,001.7	10,700	1,046.70 { 106.8 }

※印のテーバー管のみ材質SM400A, 他はSTPY400

鋼管の許容応力 1,250kgf/cm²に対し計算結果はいずれも許容応力を下まわっている
ので既設管路は十分安全である。また新設の水圧管も選定した管種で問題はない。

b. 「設計基準」による計算の場合

「設計基準」では鋼管の場合, 計算式は「技術基準」と同一, 余裕厚は1mmである。

従って引張り応力 σ_t は「技術基準」による計算結果より小さくなる。ここでの計算は省略するが問題はない。

4 ダクタイル鋳鉄管の構造検討

既設ダクタイル鋳鉄管部分についても, 水車設置に伴ない, 水撃圧を受けるため管厚に
ついては問題ないか検討を行う。計算は「技術基準」と「設計基準」の両方の式で行う。

a. 計算条件

管	種	ダクタイル鋳鉄管
管	径	D=1.500m
土の単位体積重量	γ	$\gamma=0.0018\text{kgf/cm}^3$
土被り	H	H=150cm
土の受働抵抗係数	e'	$e'=28\text{kgf/cm}^2$
設計支持角		90°

b. 「技術基準」による計算の場合

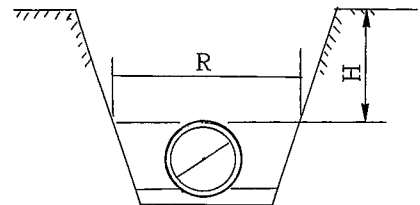
a) 考慮すべき荷重

地中埋設管の場合, 荷重は次の各号の組合せについて考慮し計算を行う。

管内満水時: 内圧, 温度変化, 土圧及び載荷重

管内充水時: 管力水の重量, 土圧及び載荷重

管内空虚時: 土圧, 載荷重及びその他の外圧



埋設形状

土圧及び載荷重は以下によって求める。

(a) 土 圧

管頂からの土かぶり $H \leq 2.0\text{m}$ のときは次の垂直公式による。

$$W_v = \gamma H = 1.8 \times 10^{-3} \times 150 = 0.270\text{kgf/cm}^2 \text{ [0.028 MPa]}$$

W_v : 土圧 (kgf/cm²)

γ : 埋戻し土の単位体積重量 (kgf/mm³) = 1.8×10^{-3} kgf/mm³

H : 管頂からの土かぶり (cm) = 150cm

(b) 載荷重

載荷重としては、自動車荷重、ブルドーザー荷重などが考えられるが、ここでは載荷重はかからないものとする。

b) 考慮すべき応力

(a) 管内満水時

① 内圧による引張応力

$$\sigma = \frac{PD}{2t}$$

t : 余裕厚を除いた管厚 (cm)

σ : 応力 (kgf/cm²)

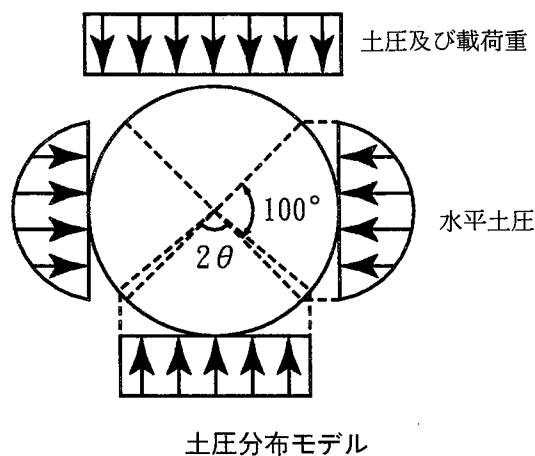
P : 応力を求めようとする位置の最大水圧 (kgf/cm²)

計算結果をまとめると、下記の通りである。

	内 圧 P kgf/cm ²	内 径 D cm	実際管厚 T cm	管 厚 t cm	応 力 σ kgf/cm ² { N/mm ² }
K形4種	4.847	152.42	1.65	1.335	277 { 28.3 }
K形3種	10.504	152.13	1.80	1.470	544 { 55.5 }
K形2種	11.279	151.66	2.05	1.695	505 { 51.5 }

② 土圧及び載荷重による曲げ応力

土圧及び載荷重による曲げ応力の算出式としては、内圧による復元力を考慮した場合の Spangler 式がある。この場合土圧分布モデルは下図のように考えるので最大曲げモーメントは管底に生じる。



円周方向の曲げ応力は以下による。

$$\sigma_{b1} = \frac{6 M_1}{t^2}$$

σ_{b1} : 円周方向の曲げ応力 (kgf/cm²)

M_1 : 管底に生じる曲げモーメント (kgf-cm/cm)

$$M_1 = K_1 W r_m^2 - 0.083 e' \Delta X_1 r_m - K_1 P \Delta X_1 r_m$$

W : 鉛直荷重強度 (=土圧 W_v +載荷重による土圧 W_d)
(kgf/cm²) = 0.270kgf/cm²

r_m : 板厚の中心の半径 (cm)

e' : 土の受働抵抗係数 (kgf/cm²) = 28kgf/cm²

P : 応力を求めようとする位置の最大水圧 (kgf/cm²)

ΔX_1 : 水平たわみ量 (cm)

K_1 : 管底の支持角によって決まる係数 = 0.314

$$\Delta X_1 = \frac{2 K W r_m^4}{E I + 0.061 e' r_m^3 + 2 K P r_m^3}$$

E : 材料の弾性係数 (kgf/cm²)

I : 断面の2次モーメント = $\frac{t^3}{12}$ (cm⁴/cm)

K : 管底の支持角によって決まる係数

係数 K , K_1 は下表の値となる。

管底の支持角 2θ	0°	60°	90°	120°	180°
K_1	0.587	0.377	0.314	0.275	0.250
K	0.110	0.103	0.096	0.089	0.083

曲げ応力の計算結果をまとめると、次の通りとなる。

	水平たわみ量 $\Delta \times 1$ (cm)	半 径 r_m (cm)	水 圧 P (kgf/cm ²)	曲げモーメント M_1 (kgf cm/cm)	管 厚 t (cm)	曲げ応力 σ_{b1} (kgf/cm ²) {N/mm ² }	発生応力 $\sigma + \sigma_{b1}$ (kgf/cm ²) {N/mm ² }
K形4種	1.198	77.03	4.847	148.083	1.335	498.533 {50.9}	775.220 {79.1}
K形3種	0.857	76.97	10.504	131.217	1.470	364.340 {37.2}	907.868 {92.6}
K形2種	0.751	76.85	11.279	162.135	1.695	338.602 {34.6}	843.179 {86.0}

(b) 管内充水時

土圧，載荷重及び水重による円周方向の曲げ応力は次式で与えられる。

$$\sigma_{b2} = \frac{6 M_2}{t^2}$$

σ_{b2} ：土圧，載荷重及び水重による円周方向曲げ応力 (kgf/cm²)

M_2 ：土圧，載荷重及び水重による曲げモーメント (kgf-cm/cm)

最大曲げモーメントは次式で算出される。

$$M_2 = K_1 W_1 r_m^2 + K_2 W_0 r m^3 - 0.083 e' \Delta X_2 r m$$

W_0 ：水の単位体積重量 (=0.001kgf/cm³)

ΔX_2 ：土圧，載荷重及び水重による水平たわみ量 (cm)

K_2 ：管底の支持角によって決まる係数=0.321

$$\Delta X_2 = \frac{2 K W r m^4 + 2 K_0 W_0 r m^5}{E I + 0.061 e' r m^3}$$

K_0 ：管底の支持角によって決まる係数=0.085

係数 K_2 ， K_0 は下表の値となる。

管底の支持角 (2θ)	0°	30°	60°	90°	120°	180°
K_2	0.750	0.563	0.420	0.321	0.260	0.220
K_0	0.107	0.104	0.096	0.085	0.075	0.065

計算結果をまとめると下表の通りである。

	水平たわみ量 $\Delta \times 2$ (cm)	半 径 r_m (cm)	曲げモーメント M_2 (kgcm/cm)	管 厚 t (cm)	曲げ応力 σ_{b2} (kgf/cm ²) {N/mm ² }
K形4種	2.082	77.03	277.003	1.335	932.552 {95.2}
K形3種	1.895	76.97	309.613	1.470	859.679 {87.7}
K形2種	1.589	76.85	362.577	1.695	757.202 {77.3}

(c) 管内空虚時

① 土圧，載荷重による円周方向曲げ応力

円周方向の曲げ応力は，

$$\sigma_{b3} = \frac{6 M_3}{t^2}$$

σ_{b3} ：土圧，載荷重による円周方向曲げ応力 (kgf/cm²)

最大曲げモーメントは次式で算出される。

$$M_3 = K_1 W r m^2 - 0.083 e' \Delta X_3 r m$$

ΔX_3 ：土圧及び載荷重による水平たわみ量 (cm)

$$\Delta X_3 = \frac{2 K W r m^4}{E I + 0.061 e' r m^3}$$

② 外圧によるたわみ率（変形率）

$$\alpha = F \cdot \frac{\Delta X_3}{2 r_m}$$

α : 管内空虚時のたわみ率

F : 変形遅れ係数 (1.0)

計算結果をまとめると下表の通りである。

	水平たわみ量 $\Delta \times 3$ (cm)	半 径 r_m (cm)	モーメント M_3 (kgcm/cm)	管 厚 t (cm)	曲げ応力 σ_{b3} (kgf/cm ²) {N/mm ² }	たわみ率 α (%)
K形4種	1.663	77.03	205.456	1.335	691.683 {70.6}	1.079%
K形3種	1.513	76.97	231.572	1.470	642.987 {65.6}	0.983%
K形2種	1.269	76.85	274.011	1.695	572.241 {58.4}	0.826%

(d) 「技術基準」での計算結果をまとめると下表のようになる。

	σ	$\sigma + \sigma_{b1}$	σ_2	σ_3
K形4種	277	775	933	692
K形3種	544	908	860	643
K形2種	505	843	757	572
判定基準	1,200 以下	1,200 × 1.35 以下 (=1620)	1,200 × 1.5 以下 (=1800)	1,200 以下
判 定	OK	OK	OK	OK

c. 「設計基準」による計算の場合

a) 横断面に生ずる最大曲げモーメント : M

$$M = 0.314WR^2 + 0.321W_0R^3 + 0.102W_aR - 0.166P_vR^2$$

ここに、M : 横断面に生ずる最大曲げモーメント (管底)

W : 管体の単位面積に働く鉛直荷重強度 (kgf/cm²) W = W_v + W_w

W_v : 鉛直土圧 (kgf/cm²)

$$= W \cdot H = 1.8 \times 10^{-3} \times 150 = 0.270 \text{ kgf/cm}^2$$

W_w : 載荷重による鉛直土圧 (kgf/cm²)

W₀ : 水の単位体積重量 = 0.001 kg/cm³

W_a : 管長 1 cm 当たりの管体重量 (kg)

R : 管厚中心半径 (cm)

P_v : 管体側面中央における水平荷重強度

$$P_v = \frac{e'}{2R} \left[\frac{\Delta X_1 + \Delta X_3 + \Delta X_4}{F} + \Delta X_2 \right]$$

ΔX_1 = 鉛直土圧による水平たわみ量

$$= F \frac{2KW_v R^4}{EI + 0.061e' R^3}$$

ΔX_2 = 載荷重による水平たわみ量

$$= F \frac{2KW_w R^4}{EI + 0.061e' R^3}$$

ΔX_3 = 管内水重による水平たわみ量

$$= F \frac{2K_o W_o R^5}{EI + 0.061e' R^3}$$

ΔX_4 = 管重による水平たわみ量

$$= F \frac{2K_p W_p R^4}{EI + 0.061e' R^3}$$

K, K_o , K_p = 基礎の支持角によって決まる係数

$$K = 0.096$$

$$K_o = 0.085$$

$$K_p = 0.169$$

W_p = 管体の単位面積当り重量 (kg/cm²)

F : 変形遅れ係数 = 1.0

E : 管材の弾性係数 = 1.6×10^6 kg/cm²

I : 管軸方向を軸とし、管延長 1 cm 当たりの管壁の断面二次モーメント cm⁴/cm

t : 計算管厚 = $T / 1.1 - 1$

ここに T : 使用管厚 (cm)

管種	t (cm)	I (cm ⁴ /cm)	R (cm)	W_o (kg)	ΔX_1 (cm)	ΔX_2 (cm)	ΔX_3 (cm)	ΔX_4 (cm)	P_v (kgf/cm ²)	M (kg·cm/cm)
K形4種	1.400	0.229	77.000	5.698	1.591	0.000	0.402	0.104	0.381	312.137
" 3種	1.536	0.302	76.932	6.210	1.440	0.000	0.363	0.103	0.347	348.795
" 2種	1.764	0.457	76.818	7.062	1.199	0.000	0.302	0.099	0.292	407.934

b) 内外圧から求める管厚計算式を使って許容水圧を求める。

$$t \geq \frac{0.5DH + \sqrt{(0.5DH)^2 + 24\alpha \cdot \delta_a \cdot M}}{2 \cdot \sigma_a}$$

t は応力計算から求められる必要管厚 (cm) であるが、この式を使って t に既設管の肉厚を代入し、許容水圧 P_a (kgf/cm²) を求める。

D : 管の内径 (cm)

H : 設計水圧 (kg/cm²) ただし $H = H_1 + H_2$

H_1 : 静水圧 (kg/cm²)
 H_2 : 水撃圧 (kg/cm²)
 M : 外圧により管体に発生する最大曲げ
 モーメント (kg・cm/cm)
 α : 引張応力/曲げ応力=0.7
 σ_a : 許容引張応力度=1,890kg/cm²

管種	D (cm)	H (kg/cm ²)	M (kg-cm/cm)	t (cm)	許容水圧 (kgf/cm ²) {MP _a }
K形4種	152.60	4.847	312.137	1.400	22.480 {2.29}
" 3種	152.33	10.504	348.795	1.536	25.695 {2.62}
" 2種	151.87	11.279	407.934	1.704	31.220 {3.19}

許容水圧>設計水圧となり十分安全である。

c) たわみ率

通常設計たわみ率を3%として管厚を計算するが、ここでは既設管が安全であることを確認すればよいので、既設管のたわみ率が3%以内になっているかどうかをチェックする。

たわみ率は次の式で求める。

$$\frac{\Delta X}{2 \cdot R} \times 100\%$$

ここで

$$\Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2 + \Delta X_3 + \Delta X_4$$

R , ΔX_1 , ΔX_2 , ΔX_3 , ΔX_4 は1で求めた値を使う。

計算の結果

管種	ΔX (cm)	R (cm)	たわみ率 (%)
K形4種	2.097	77.000	1.361
" 3種	1.906	76.932	1.239
" 2種	1.600	76.818	1.041

いずれもたわみ率は3%以下になり十分安全である。

9) 経済性の検討

4項から8項の検討は口径1500mmと仮定した場合であるが、同様の検討を口径1100, 1300mmについても行い、経済性の比較を下表にまとめる。

表12. 2-1 水圧鉄管比較表

項目 \ 内径	φ 1,500mm	φ 1,300mm	φ 1,100mm
管 厚 (mm)	10	8	7
延 長 (m)	55	55	55
鋼管重量 (t)	20.5	14.2	10.6
①工事費の低減 (鉄管費+土木工事費) φ1,500 との差	±0	+200万円 (+2.5%)	+400万円 (+5%)
管内流速 (m/s)	2.3	3.0	4.2
損失水頭 (m)	0.13	0.30	0.81
年間発生電力量 φ1,500 との差(kWh)	±0	- 35,000	- 165,000
②売電料金 (50年間) φ1,500 との差	± 0	-1750万円 (- 22%)	-8250万円 (- 105%)
経済性評価 ① + ② (%)	± 0	-1550万円 (- 19.5%)	-7850万円 (- 100%)

注1) 本表の経済性評価における%表示は、φ1,500mm に対する、φ1,100mの経済性低下を-100%としたときのものである。

注2) 売電料金は、kWh当たり10円と仮定した。

この様に、工事費はφ1,500mmに比べ、φ1,300mm、φ1,100mmと低減するが、年間発生電力量も確実に減少する。

水力発電所は、数十年間にわたって発電を続けることとなるので、鉄管径φ1,500mmの上記程度の設備投資は、発生電力量の増分により十分補って余りあるものと考えられる。

従って、本地点の水圧鉄管径はφ1,500mmとする。

12. 2. 2 ケーススタディ-2. 水圧管がダクティル管で露出管の場合

1) 概要

ケーススタディ-2. では水圧管として、ダクティル鋳鉄管を露出管として使用する場合を事例として取り上げ検討する。

ケーススタディ-1. では水理検討、経済性検討について詳細に記述したので、ケーススタディ-2. では構造検討のみを示す。

2) 計算条件

図12. 2-3に示すような支持条件の場合について計算した。

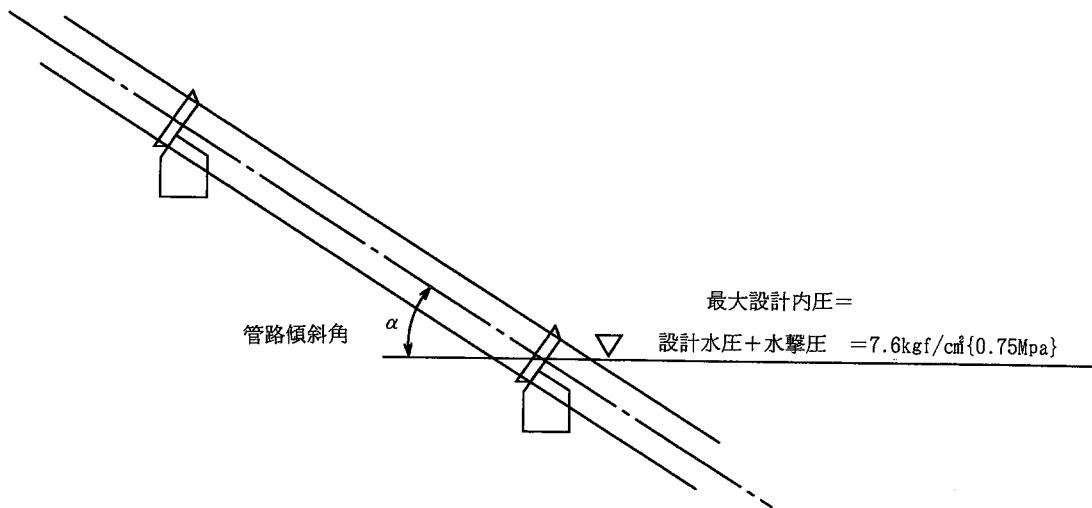


図12. 2-3 管の支持条件

- (1) 呼び径 (内径) : $D = 350\text{mm}$
- (2) 管長 $L = 6,000\text{mm}$
- (3) 管材の単位体積重量 $\gamma_p = 0.00715 \text{ kgf/cm}^3$
- (4) 許容応力 表12. 2-2に示す。
- (5) 最大設計内圧 $P = 7.6 \text{ kgf/cm}^2 \{0.75\text{MPa}\}$
- (6) 管路傾斜角 $\alpha = 30.45^\circ$
- (7) 支持角 $\theta = 120^\circ$
- (8) 最大積雪量 $W_s = 0.18\text{kgf/cm}^2$

図12. 2-2 許容応力 kgf/cm^2 $\{\text{N/mm}^2\}$

	引張応力	圧縮応力	せん断応力
ダクティル鋳鉄管	1200 {120}	1200 {120}	700 { 70 }

露出管の場合は下記の組合せで計算を行う。

- (1) 管内満水時
- (2) 管内充水時
- (3) 管内空虚時

ダクタイル鋳鉄管の場合、規格品を使用するので(3)管内空虚時はまず問題となることはないので計算は(1)管内満水時(2)管内充水時について行う。計算条件の積雪の有無、温度の上昇、下降、計算場所管中央、受口の全ての組合せで計算するととなると16通り計算しなくてはならないことになるが、殆どの場合次の3つの組合せの計算を行えばよい。

- a. 管内満水時、中央、積雪有り、温度上昇
- b. 管内充水時、中央、積雪有り、温度下降
- c. 管内充水時、受口、積雪有り、温度上昇

(a. b. c. 共積雪がない場合はb. の計算は不要)

以上、3つのケースについてJ I S規格(JIS G 5526)の管厚(φ350は第1種管と第3種管)で計算を行う。

3) 管内満水時、中央、積雪有り、温度上昇の場合の計算 (第1種管)

(1) 円周方向応力

a. 内圧による引張応力

$$\sigma_1 = \frac{P D_0}{2 t} \dots\dots\dots (1)$$

$$= \frac{7.6 \times 36.4}{2 \times 0.5} = 277 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \{27.1\text{N/mm}^2\}$$

- σ_1 : 内圧による引張応力 (kgf/cm²)
- P : 最大設計内圧 (kgf/cm²)
- D₀ : 管内径 (cm)
- t : 計算管厚 (規格の管厚Tから余裕厚及び鋳造誤差を引いた管厚)
(cm)、余裕厚0.15cm、鋳造誤差0.1cm (T ≤ 1 cm)
t = 管厚 T - 余裕厚 - 鋳造誤差 = 0.75 - 0.15 - 0.1 = 0.5 (cm)

(2) 管軸方向応力

a. 管を梁と考えた時の曲げ応力

a) 管内水重、管自重、積雪荷重による曲げモーメントM₁

曲げモーメントは

$$M_1 = \pm m \cdot G \cdot L^2 \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots (2)$$

$$= \pm \frac{1}{8} \times 8.49 \times 600^2 \times \cos 30.45^\circ = -329355 \text{ (kgf-cm)}$$

- M₁ : 最大曲げモーメント (kgf-cm)
- G : 単位長さ当りの荷重 (kgf/cm)
- L : 管長 (cm)

α : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

m : 係数 (管の中央で $m=1/8$ 、管の両端で $m=0$)

$$G = \frac{\pi}{4} D_o^2 \cdot W_w + S + W_s (D_o + 2 T) \dots\dots\dots (3)$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 36.4^2 \times 0.001 + 0.626 + 0.18 \times (36.4 + 2 \times 0.75)$$

$$= 1.040 + 0.626 + 6.822 = 8.49 (\text{kgf/cm})$$

D_o : 管内径 (cm)

W_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³) (0.001)

S : 管長 1 cm 当り管体重量 (kgf/cm)

W_s : 積雪荷重 (kgf/cm²) (0.18)

$$S = \pi (D_o + T) T \cdot w_p \dots\dots\dots (4)$$

$$= \pi (36.4 + 0.75) \times 0.75 \times 0.00715 = 0.626 (\text{kgf/cm})$$

w_p : 管材の単位体積重量 (kgf/cm³)

T : 管厚 (cm)

b) 地震力による管軸方向モーメント M_2

地震力による水平方向荷重 P_A

$$P_A = K \cdot G \dots\dots\dots (5)$$

$$= 0.15 \times 8.49 = 1.273 (\text{kg/cm})$$

K = 水平震度 ($K=0.15$)

$$M_2 = \pm \frac{1}{8} \times P_A \times L^2 \times \sin \alpha \dots\dots\dots (6)$$

$$= \pm \frac{1}{8} \times 1.273 \times 600^2 \times \sin 30.45^\circ = -29031 (\text{kgf-cm})$$

したがって 管軸方向曲げ応力 σ_M は

$$\sigma_M = \frac{M_1 + M_2}{Z_u} \dots\dots\dots (7)$$

$$= \frac{M_1 + M_2}{\frac{\pi}{4} (D_o + T)^2 t}$$

$$= \frac{-329355 - 29031}{\frac{\pi}{4} (36.4 + 0.75)^2 \times 0.5} = \frac{-358386}{542.0} = -661.2 (\text{kgf/cm}^2) \{-64.8 \text{N/mm}^2\}$$

b. 管の傾斜による荷重

a) 管荷重による荷重 P_1

$$P_1 = e \cdot S \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (8)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.626 \times 600 \times \sin 30.45^\circ = 95.2 (\text{kgf})$$

b) 積雪荷重による荷重 P_2

$$P_2 = e \cdot u \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (9)$$

$$= \frac{1}{2} \times 6.822 \times 600 \times \sin 30.45^\circ = 1037.2 (\text{kgf})$$

$$u = W_s (D_o + 2T) = 0.18(36.4 + 2 \times 0.75) = 6.822 (\text{kgf/cm})$$

W_s : 積雪荷重 (kgf/cm)

e : 係数 (管の中央で $e = 1/2$ 、管の受口端で $e = 1$)

c) 地震力による管軸方向成分荷重 P_3

地震力による水平方向荷重 P_A

$$P_A = 0.15 \times 8.49 = 1.273 \text{kgf/cm}$$

$$P_3 = e \cdot P_A \cdot L \cdot \cos \alpha \quad \dots \dots \dots (10)$$

$$= \pm \frac{1}{2} \times 1.273 \times 600 \times \cos 30.45^\circ = -329.2 (\text{kgf})$$

c. 継手に作用する内圧の管軸方向成分による荷重 P_5

$$P_5 = -\pi (D_o + T) T \cdot P \quad \dots \dots \dots (11)$$

P : 最大設計内圧 (kgf/cm²)

$$= -\pi (36.4 + 0.75) \times 0.75 \times 7.6$$

$$= -665.2 (\text{kgf})$$

d. 管の温度変化による荷重 P_6 (継手の摩擦による応力)

$$P_6 = \pm f \cdot \pi (D_o + 2T) \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$= \pm 7 \times \pi (36.4 + 2 \times 0.75) = -833.5 (\text{kgf})$$

f : 継手の摩擦力 (kgf/cm) $\doteq 7 \text{kgf/cm}$

D_o, T, α : 式(2)、式(3)と同じ

e. 管軸方向荷重による応力

$$\sigma_p = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_5 + P_6}{\pi (D_o + T) t} \quad \dots \dots \dots (13)$$

$$= \frac{95.2 + 1037.2 - 329.2 - 665.2 - 833.5}{\pi (36.4 + 0.75) \times 0.5} = \frac{-695.5}{58.4} = -11.9 (\text{kgf/cm}^2) \{-1.17 \text{N/mm}^2\}$$

σ_p : 管軸方向荷重による応力 (kgf/cm²)

式(13)において温度変化による荷重 P_6 は、式(12)で温度上昇時に (-)、温度下降時に (+) の記号をとる。

管軸方向応力 σ_2 は式(7)と式(12)とより

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \sigma_M + \sigma_p \\ &= -661.2 - 11.9 = -673.1 (\text{kgf/cm}^2) \{-66.0 \text{N/mm}^2\} \end{aligned}$$

(3) 合成応力

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 + 3\tau^2} \leq 1200 (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots \dots \dots (14)$$

$$\sqrt{277^2 - 277 \times (-673.2) + (-673.1)^2 + 3 \times 0} = 846.3 (\text{kgf/cm}^2) \{72.9 \text{N/mm}^2\}$$

σ_1 : 円周方向応力 (kgf/cm²)

σ_2 : 管軸方向応力 (kgf/cm²)

τ : せん断応力 (kgf/cm²)、管中央では $\tau = 0$

4) 管内充水時、中央、積雪有り、温度降下 (第1種管)

(1) 円周方向応力

a. 内圧は0 kgf/cm²であるから円周方向応力は0

(2) 管軸方向応力

a. 管を梁と考えた時の曲げ応力

a) 管内水重、管自重、積雪荷重による曲げモーメント

曲げモーメントは

$$M_1 = \pm m \cdot G \cdot L^2 \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$= \pm \frac{1}{8} \times 8.49 \times 600^2 \times \cos 30.45^\circ = 329355 (\text{kg-cm})$$

M : 最大曲げモーメント (kgf-cm)

G : 単位長さ当りの荷重 (kgf/cm)

L : 管長 (cm)

α : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

m : 係数 (管の中央で $m=1/3$, 管の両端で $m=0$)

$$G = \frac{\pi}{4} D_o^2 \cdot W_w + S + W_s (D_o + 2 T) \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 36.4^2 \times 0.001 + 0.626 + 0.18(36.4 + 2 \times 0.75)$$

$$= 1.0406 + 0.626 + 6.822 = 8.49 (\text{kgf/cm})$$

D_o : 管内径 (cm)

W_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³)

S : 管長 1 cm 当りの管体重量 (kgf/cm²)

W_s : 積雪荷重 (kgf/cm²)

$$S = \pi (D_o + T) T \cdot W_p \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$= \pi (36.4 + 0.75) \times 0.75 \times 0.00715 = 0.626 (\text{kgf/cm})$$

W_p : 管材の単位体積重量 (kgf/cm)

T : 管厚 (cm)

b) 地震による管軸方向 曲げモーメント M_2

地震による水平方向荷重 P_A

$$P_A = K \cdot G \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$= 0.15 \times 8.49 = 1.273 (\text{kgf/cm})$$

K : 水平震度 (K=0.15)

$$M_2 = \pm \frac{1}{8} \times P_A \times L^2 \times \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$= \pm \frac{1}{8} \times 1.273 \times 600^2 \times \sin 30.45^\circ = 29031 (\text{kgf-cm})$$

したがって管軸方向曲げ応力 σ_M は

$$\begin{aligned}\sigma_M &= \frac{M_1 + M_2}{Z_u} \\ &= \frac{M_1 + M_2}{\frac{\pi}{4} (D_o + T)^2 t} \dots\dots\dots (20) \\ &= \frac{329355 + 29031}{\frac{\pi}{4} (36.4 + 0.75)^2 \times 0.5} = \frac{358386}{542} = 661.2 \text{ kgf/cm}^2 \{64.8 \text{ N/mm}^2\}\end{aligned}$$

b. 管自重による荷重

a) 管の傾斜自重による荷重 P_1

$$\begin{aligned}P_1 &= e \cdot S \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (21) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.626 \times 600 \times \sin 30.45^\circ = 95.2 \text{ (kgf)}\end{aligned}$$

b) 積雪荷重による荷重 P_2

$$\begin{aligned}P_2 &= e \cdot u \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (22) \\ &= \frac{1}{2} \times 6.822 \times 600 \times \sin 30.45^\circ = 1037.2 \text{ (kgf)}\end{aligned}$$

$$u = W_s (D_o + 2T) = 0.18(36.4 + 2 \times 0.75) = 6.822 \text{ (kgf/cm)}$$

W_s : 積雪荷重(kgf/cm)

e : 係数 (管の中央で $e = 1/2$,
管の受口端で $e = 1$)

c) 地震力による管軸方向成分荷重 P_3

地震による水平方向荷重 P_A

$$P_A = 0.15 \times 8.49 = 1.273 \text{ (kgf/cm)}$$

$$\begin{aligned}P_3 &= e \cdot P_A \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (23) \\ &= \pm \frac{1}{2} \times 1.273 \times 600 \times \cos 30.45^\circ = 329.2 \text{ (kgf)}\end{aligned}$$

c. 管の温度変化による荷重 P_6 (継手の摩擦による応力)

$$\begin{aligned}P_6 &= \pm f \cdot \pi (D_o + 2T) \dots\dots\dots (24) \\ &= \pm 7 \times \pi (36.4 + 2 \times 0.75) = 833.5 \text{ (kgf)}\end{aligned}$$

f : 継手の摩擦力(kgf/cm) $\doteq 7$ kgf/cm

d. 管軸方向荷重による応力

$$\begin{aligned}\sigma_p &= \frac{P_1 + P_2 + P_5 + P_6}{\pi (D_o + T) t} \dots\dots\dots (25) \\ &= \frac{95.2 + 1037.2 + 329.2 + 833.5}{\pi (36.4 + 0.75) \times 0.5} = \frac{2295.1}{58.4} = 39.3 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \{3.85 \text{ N/mm}^2\}\end{aligned}$$

σ_p : 管軸方向荷重による応力 (kgf/cm²)

式(25)において温度変化による荷重 P_6 は、式(24)で温度上昇時に(-)、温度下降時に(+)の記号をとる。

管軸方向応力 σ_2 は式(19)と式(24)より

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \sigma_M + \sigma_p \\ &= 661.2 + 39.3 = 700.5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

(3) 合成応力

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 + 3\tau^2} \leq 1200 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$\sqrt{0^2 + 0 \times 700.6 + 700.5^2 + 3 \times 0^2} = 700.5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \{68.6 \text{ N/mm}^2\}$$

σ_1 : 円周方向応力 (kgf/cm²)

σ_2 : 管軸方向応力 (kgf/cm²)

τ : せん断応力 (kgf/cm²)、管中央では $\tau = 0$

5) 管内充水時、受口、積雪有り、温度上昇 (第1種管)

(1) 円周方向応力

a. 受口固定部における円周方向曲げ応力

a) 管内水重による単位長さ当りの曲げモーメント M_{01}

$$\begin{aligned}M_{01} &= C_1 \cdot W_w \cdot R^3 \quad \dots\dots\dots (27) \\ &= 0.166 \times 0.001 \times 18.58^3 = 1.065 \text{ (kg-cm)}\end{aligned}$$

b) 管自重による単位長さ当りの曲げモーメント M_{02}

$$\begin{aligned}M_{02} &= C_2 \cdot S \cdot R \quad \dots\dots\dots (28) \\ &= 0.052 \times 0.626 \times 18.58 = 0.605 \text{ (kg-cm)}\end{aligned}$$

c) 積雪荷重による単位長さ当たりの曲げモーメント M_{03}

$$\begin{aligned}M_{03} &= C_3 \cdot W_s \cdot R^2 \quad \dots\dots\dots (29) \\ &= 0.243 \times 0.18 \times 18.58^2 = 15.1 \text{ (kg-cm)}\end{aligned}$$

ここに

C_1, C_2, C_3 : 支持角によって決まる係数 (表12. 2 - 3 参照)

W_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³)

S : 管長 1 cm 当たりの管体重量 (kgf/cm)

W_s : 積雪荷重 (kgf/cm²)

R : 板厚の中心の半径 (cm)

$$\begin{aligned}S &= \pi (D_o + T) T \cdot W_p \quad \dots\dots\dots (30) \\ &= \pi (36.4 + 0.75) \times 0.75 \times 0.00715 = 0.626 \text{ (kgf/cm)}\end{aligned}$$

W_p : 管材の単位体積重量 (kgf/cm³)

D_o : 管内径 (cm)

T : 管厚 (cm)

$$\begin{aligned}R &= \frac{D_o + T}{2} \quad \dots\dots\dots (31) \\ &= \frac{36.4 + 0.75}{2} = 18.58 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

表12. 2-3 C₁, C₂, C₃の値

支持角	120°	180°
C ₁	0.166	0.055
C ₂	0.052	0.017
C ₃	0.243	0.220

d) 単位長さ当りの周方向曲げモーメント M₀

$$M_0 = M_{01} + M_{02} + M_{03} \dots\dots\dots (32)$$

$$= 1.065 + 0.605 + 15.1 = 16.8 (\text{kg-cm})$$

したがって円周方向の曲げ応力は

$$\sigma_0 = \alpha_0 \frac{M_0}{Z} \dots\dots\dots (33)$$

$$= 2 \times \frac{16.8}{0.0417} = 805.7 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \{78.96 \text{ N/mm}^2\}$$

σ_0 : 円周方向曲げ応力 (kgf/cm²)

Z : 1 cm当りの断面係数 (cm³/cm)

$$= \frac{t^2}{6} = \frac{0.5^2}{6} = 0.0417$$

M₀ : 単位長さ当り曲げモーメント (kgf-cm/cm)

$$\alpha_0 = \frac{L}{b} = \frac{600}{300} = 2$$

t : 計算管厚 (cm)

L : 管長 (cm)

b : 曲げモーメントに対して有効に働く
管胴本体の長さ (cm)

(2) 管軸方向応力

a. 管の傾斜による荷重

a) 管自重による荷重 P₁

$$P_1 = e \cdot S \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (34)$$

$$= 1 \times 0.626 \times 600 \times \sin 30.45^\circ = 190.4 \text{ (kgf)}$$

b) 積雪荷重による荷重 P₂

$$P_2 = e \cdot u \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (35)$$

$$= 1 \times 6.822 \times 600 \times \sin 30.45^\circ = 2074.4 \text{ (kgf)}$$

$$u = W_s (D_o + 2T)$$

W_s : 積雪荷重 (kgf/cm²)

e : 係数 (管の中央で e = 1/2, 管の受口端で e = 1)

α : 管軸と水平面とのなす角度 (°)

c) 地震力による管軸方向成分荷重 P_3

地震力による水平方向荷重 P_A

$$P_A = 0.15 \times 8.49 = 1.273 \text{ (kg/cm)}$$

$$P_3 = e \cdot P_A \cdot L \cdot \cos 30.45^\circ \dots\dots\dots(36)$$

$$= \pm 1 \times 1.273 \times 600 \times \cos 30.45^\circ = -659 \text{ (kgf)}$$

b. 管の温度変化による荷重 P_6 (継手の摩擦による応力)

$$P_6 = \pm f \cdot \pi (D_o + 2T) \dots\dots\dots(37)$$

$$= \pm 7 \times \pi \times (36.4 + 2 \times 0.75) = -833.5 \text{ (kgf)}$$

f : 継手の摩擦力 (kgf/cm) $\doteq 7 \text{ kgf/c}$

c. 管軸方向荷重による応力

$$\sigma_p = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_6}{\pi (D_o + T) t} \dots\dots\dots(38)$$

$$= \frac{190.4 + 2074.4 - 659 - 833.5}{\pi (36.4 + 0.75) \times 0.5} = \frac{772.3}{58.4} = 13.2 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \{1.29 \text{ N/mm}^2\}$$

σ_p : 管軸方向荷重による応力 (kgf/cm²)

式(38)において温度変化による荷重 P_6 は、式(37)で温度上昇時に (-)、温度下降時に (+) の記号をとる。

(3) 管軸に垂直な方向のせん断応力

a. 管内水重、管自重、積雪荷重によるせん断応力

$$F_1 = k_o \cdot G \cdot L \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots(39)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.49 \times 600 \times \cos 30.45^\circ = 2195.7 \text{ (kgf)}$$

F_1 : せん断荷重 (kgf)

k_o : 係数 (管の中央で $k_o = 0$
管の両端で $k_o = 1/2$)

$$G = \frac{\pi}{4} D_o \cdot W_w + S + W_w (D_o + 2T) \dots\dots\dots(40)$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 36.4^2 \times 0.001 + 0.626 + 0.18 (36.4 + 2 \times 0.75)$$

$$= 1.0406 + 0.626 + 6.822 = 8.49 \text{ (kgf/cm)}$$

D_o : 管内径 (cm)

W_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³)

S : 管長 1 cm 当りの管体重量 (kgf/cm)

b. 地震力によるせん断力 F_2

$$F_2 = \frac{1}{2} P_A \cdot L \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots(41)$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.273 \times 600 \times \sin 30.45^\circ$$

$$= 193 \text{ (kgf)}$$

したがって、せん断応力は、

$$\tau = k \frac{F_1 + F_2}{\pi (D_o + T) t} \dots\dots\dots(4)$$

$$= 1.5 \times \frac{2195.7 + 193}{\pi (36.4 + 0.75) \times 0.5} = 61.4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \{6.02\text{N/mm}^2\}$$

τ : せん断応力 (kgf/cm²)

k : 係数 (支持角120° のとき $k=1.5$)

(4) 合成応力

$$\sqrt{\sigma_o^2 - \sigma_o \sigma_p + \sigma_p^2 + 3 \tau^2} \leq 1200 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(4)$$

$$\sqrt{805.7^2 - 805.7 \times 13.2 + 13.2^2 + 3 \times 61.4^2} = 806.2 \text{ (kgf/m}^2\text{)} \{79.0\text{N/mm}^2\}$$

σ_o : 円周方向応力 (kgf/m²)

σ_p : 管軸方向応力 (kgf/m²)

τ : せん断応力 (kgf/m²)

6) 計算結果の検討

以上3つのケースの計算全てについて管厚は次の条件を満たす必要がある。

a. 内圧による周方向引張応力が許容応力 1200kgf/m² {120N/mm²} 以下でなければならない。

b. 充水時の周方向応力は、許容応力の1.5倍以下でなければならない。

c. 管軸方向応力は許容応力 1200kgf/m² {120N/mm²} 以下であること。

$$\sigma M + \sigma p \leq 1200\text{kgf/m}^2 \{120\text{N/mm}^2\}$$

d. 管軸に垂直な方向のせん断応力が許容応力700kgf/m² {70N/mm²} 以下であること。

$$\tau \leq 700\text{kgf/m}^2 \{70\text{N/mm}^2\}$$

e. 合成応力が許容応力1200kgf/m² {120N/mm²} 以下であること。

3ケースについて第1種管の管厚で計算した結果は、いずれも前記 a. ~ e. の条件を満たしており適用可能なことが判る。次に第2種管の管厚について同様の計算を行う。ここでは計算を省略するが、結果は合成応力が1200kgf/m² {120N/mm²} を越えるので適用不可となり、この例で計算を行った水圧管は口径350mmのダクタイル鋳鉄管第1種管の採用が決まる。

計算を行った前後の圧力管についても同様な計算を行い使用管種を決定していく。

12. 2. 3 ケーススタディ 3

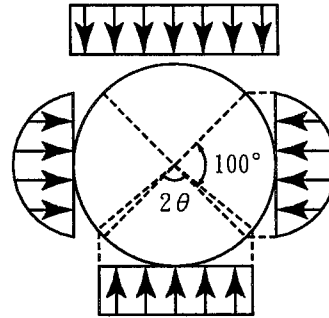
水圧管が強化プラスチック複合管で地中埋設管の場合

1) 概要

ケーススタディ 3では、水圧管として強化プラスチック複合管（FRPM管）を地中埋設管として使用する場合を事例として取上げ検討する。ケーススタディ 1では水理検討、経済性検討についても詳細に記述したので、この場合も同様の手順で検討するものとし、ここでは、構造検討のみを示した。FRPM管の設計はJISA3530に規定された管種の中から最適な管種を選択することにある。

2) 計算条件

- (1) 呼び径600mmのFRPM管を土被り100cmに地中埋設し、管基礎は180° 砂巻きとした場合について、土圧分布を右の図のように仮定して、中小水力発電の新技术の手引（財団法人 新エネルギー財団）に準拠して計算する。



土圧分布図

(2) 計算条件

- | | | |
|--------------|------------|---|
| a. 最大設計内圧 | : | 3.0kgf/cm ² |
| b. 管種 | : | FRPM管 |
| c. 管呼び径 | D : | 60cm |
| d. 管厚 | T : | 1.2cm |
| e. 管厚中心半径 | R : | $R = \frac{D+T}{2} = 30.6\text{cm}$ |
| f. 安全率 | S : | 2 |
| g. 土被り | h : | 100cm |
| h. 雪荷重 | h' : | $1\text{ m} \times 300\text{kgf/m}^2 = 300\text{kgf/m}^2 = 0.03\text{kgf/cm}^2$
換算土被り=0.03/0.0018=17cm |
| i. 計算上の土被り | H : | 土被り+雪荷重=117cm |
| j. 土の単位体積重量 | γ : | 0.0018kgf/cm ³ |
| k. 土の受働抵抗係数 | e' : | 28kgf/cm ² |
| l. 管基礎 | : | 180° 砂巻き |
| m. 管基礎の設計支持角 | 2θ : | 90° |
| n. 土の内部摩擦角 | ϕ : | 30° |
| o. 変形遅れ係数 | F : | 1.0 |

- p. 許容たわみ率 : 5 %
 q. 設計たわみ率 : 3 %
 r. E I 値 E I : $22.32 \times 10^3 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2/\text{cm}$

3) 4種管の構造計算

(1) 設計水圧 3.0 kgf/cm^2 {0.294MP a}

(2) 土被りによる土圧

管頂からの土被り $H \leq 2.0\text{m}$ のときは、垂直公式を用いる。

垂直土圧 $W_v = \gamma \cdot H = 0.0018 \times 117 = 0.211 \text{ kgf/cm}^2$ {0.0206MP a}

(3) 載荷重による土圧

載荷重 = 0 従って、載荷重による垂直土圧 $W_w = 0$

(4) 水平土圧

$$P_h = \frac{e'}{2 \cdot R} \left(-\frac{X_1}{F} + X_2 + \frac{X_0}{F} \right) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$X_1 = F \cdot \frac{2 \cdot K \cdot W_v \cdot R^4}{E I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad (\text{cm})$$

$$X_2 = \frac{2 \cdot K \cdot W_w \cdot R^4}{E I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad (\text{cm})$$

$$X_0 = F \cdot \frac{2 \cdot K_0 \cdot \gamma_w \cdot R^5}{E I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad (\text{cm})$$

ここで P_h : 管側面中心に作用する水平土圧 (kgf/cm²)

e' : 埋戻し土の受働土圧係数 (kgf/cm²)

F : 変形遅れ係数

X_1 : W_v による水平撓み (cm)

X_2 : W_w による水平撓み (cm)

X_0 : γ_w による水平撓み (cm)

K, K_0 : 基礎の支持角によって決まる係数 (下表)

W_v : 埋戻し土による垂直土圧 (kgf/cm²)

W_w : 載荷重による垂直土圧 (kgf/cm²)

γ_w : 水の単位体積重量 = 0.001 (kgf/cm³)

E I : 管体の曲げ剛性 (kgf · cm²/cm) 呼び径600mm、
4種管の場合 E I = 22.32×10^3

R : 管厚中心半径 (cm)

管底の支持角によって決まる係数：K, K₀, K₁, K₂, K_P,

基礎の設計支持角 2θ (°)	60°	90°	120°	180°
K : 土 圧	0.103	0.096	0.089	0.083
K ₀ : 管内水重	0.096	0.085	0.075	0.065
K ₁ : 土 圧	0.377	0.314	0.275	0.250
K ₂ : 管内水重	0.420	0.321	0.260	0.220
K _P : 管 自 重	0.191	0.169	0.149	0.131

$$X_1 = 1.0 \cdot \frac{2 \times 0.096 \times 0.211 \times 30.6^4}{22.32 \times 10^3 + 0.061 \times 28 \times 30.6^3} = 0.498$$

$$X_2 = \frac{2 \times 0.096 \times 0 \times 30.6^4}{22.32 \times 10^3 + 0.061 \times 28 \times 30.6^3} = 0$$

$$X_0 = 1.0 \cdot \frac{2 \times 0.085 \times 0.001 \times 30.6^5}{22.32 \times 10^3 + 0.061 \times 28 \times 30.6^3} = 0.064$$

$$P_h = \frac{28}{2 \times 30.6} \left(\frac{0.498}{1} + 0 + \frac{0.064}{1} \right) = 0.257 \text{ kgf/cm}^2 \{0.0252 \text{ MP a}\}$$

(5) 管周方向曲げモーメント

$$M = K_1 \cdot W \cdot R^2 \cdot K^2 \cdot \gamma_w \cdot R^3 - 0.083 \cdot e' \cdot \Delta X \cdot R$$

ここで M : 管底に生ずる曲げモーメント (kgf-cm/cm)
W : 土圧及び載荷重 = W_v + W_w + (kgf/cm²)
W_v : 埋戻し土による垂直土圧 (kgf/cm²)
W_w : 載荷重の組合せによる最大垂直土圧 (kgf/cm²)
γ_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³)
R : 板厚の中心半径 (cm)
e' : 土の受働抵抗係数 (kgf/cm²)
ΔX : 水平撓み量 (cm)

$$\Delta X = \frac{F (2 K \cdot W_v \cdot R^4 + 2 K_0 \cdot \gamma_w \cdot R^4) + 2 K \cdot W_w \cdot R^4}{E I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \text{ (cm)}$$

E I : 管の剛性 (kgf-m²/cm)

K, K₀, K₁, K₂ : 管底の支持によって決まる係数

この曲げモーメントを、下式によって外圧による線荷重に換算する。

$$P_H = \frac{M}{0.318 \cdot R} \text{ (kgf/cm)}$$

ここで P_H : 外圧による線荷重 (kgf/cm)
M : 管体に発生する曲げモーメント (kgf · cm/cm)
R : 管厚中心半径 (cm)

$$\Delta X = \frac{1.0(2 \times 0.096 \times 0.211 \times 30.6^4 + 2 \times 0.085 \times 0.001 \times 30.6^5) + 2 \times 0.096 \times 0 \times 30.6^4}{22.32 \times 10^3 + 0.061 \times 28 \times 30.6^3}$$

$$= 0.562 \text{ cm}$$

$$M = 0.314 \times 0.211 \times 30.6^2 + 0.321 \times 0.001 \times 30.6^3 - 0.083 \times 28 \times 0.562 \times 30.6$$

$$= 31.147 \text{ kgf-cm/cm}$$

$$P_H = \frac{31.147}{0.318 \times 30.6} = 3.201 \text{ kgf/cm}$$

(6) 管の許容内圧

管の許容内圧を次式で求め、この内圧が設計内圧を上回ればよい。

$$\left(\frac{P_H}{P_c/S}\right)^2 + \left(\frac{H_P}{H_c/S}\right) = 1$$

ここで P_c : 試験外圧(kgf/cm)4種管の場合 $P_c=45.5 \text{ kgf/cm}$

H_c : 試験内圧(kgf/cm²)4種管の場合 $H_c=10.0 \text{ kgf/cm}^2 \{0.98 \text{ MP a}\}$

P_H : 外圧による線荷重(kgf/cm)

H_P : 外圧が P_H のときの許容内圧(kgf/cm)

S : 安全率(2.0とする)

上式から

$$H_P = \frac{H_c}{2} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{2 P_H}{P_c} \right)^2 \right\}$$

$$H_P = \frac{10}{2} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{2 \times 3.201}{45.4} \right)^2 \right\} = 4.901 \text{ kgf/cm}^2 \{0.480 \text{ MP a}\}$$

> 設計水圧 $3.0 \text{ kgf/cm}^2 \{0.294 \text{ MP a}\}$

許容内圧が設計内圧を上回るのので、4種管で問題はない。

(7) 管の許容撓み率

$$X = \frac{F(2K \cdot W_v \cdot R^4 + 2K_0 \cdot \gamma_w \cdot R^5 + 2K_p \cdot W_p \cdot R^4) + 2K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad (\text{cm})$$

$$V = \frac{X}{2R} \times 100 \quad (\%)$$

ここで V : 水平撓み率 (%)

X : 水平撓み量 (cm)

R : 管厚中心半径 (cm)

W_v : 埋戻し土による垂直土圧 (kgf/cm²)

W_w : 載荷重による垂直土圧 (kgf/cm²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³)

K, K_0, K_p : 管底の支持角によって決まる係数

F : 変形遅れ係数 $F=1.0$

E : 管の管周方向曲げ弾性係数 (kgf/cm²)

$$X = \frac{1.0(2 \times 0.096 \times 0.211 \times 30.6^4 + 2 \times 0.085 \times 0.001 \times 30.6^5 + 2 \times 0.169 \times 0.0024 \times 30.6^4)}{22.32 \times 10^3 + 0.061 \times 28 \times 30.6^3}$$

$$+ \frac{2 \times 0.096 \times 0 \times 30.6^4}{22.32 \times 10^3 + 0.061 \times 28 \times 30.6^3}$$

$$= 0.572 \text{ cm}$$

$$V = \frac{X}{2 \times R} = \frac{0.572}{2 \times 30.6} = 0.00935 = 0.935\% < 3\%$$

撓み率は3%以下となっているので問題はない。

同様に5種管についても構造計算を行った結果、許容内圧 $H_p = 2.446 \text{ kgf/cm}^2$ {0.240 MPa}となり、設計内圧(3.0 kgf/cm² {0.294 MPa})を上回るので、5種管は採用できない。従って、この例で計算を行った水圧管は口径600mmのFRPM管4種管の採用が決まる。前後の水圧管も同様の計算を行って使用管種を決めていく。

12. 3 排水設備用水中モータポンプ（チューブラ水車用室内排水装置）の選定

下記のような選定条件及び手順で、水中モータポンプの選定を行う。

1) 選定条件

- (1) 1分間に排水ピットに流入する最大流量 135 l/min
- (2) 配管縦断 図12. 3-1 配管長さ 12.2m

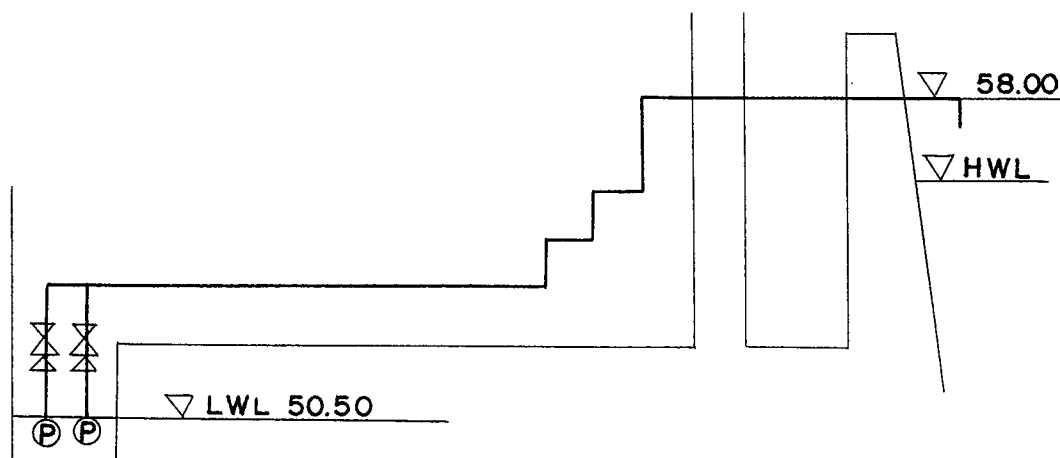


図12. 3-1 配管縦断図

2) 選定手順

水中モータポンプは次の手順で選定する。

- (1) ポンプ吐出量 Q (m³/min)

ポンプ吐出量は1分間に排水ピットに流入する最大流入量より若干大きくする。

(2) ポンプ全揚程 H (m)

ポンプ全揚程は次式より決める。

$$\text{全揚程 } H = \text{実揚程} [\text{吐出配管末端出口高さ (m)} - \text{排水ピット L. W. L (m)}] \\ + \text{損失水頭 (m)} + \text{吐出速度水頭 (m)}$$

(a) 損失水頭の計算

エルボ、チーズ、逆止弁、玉形弁などは、表12. 3-1 パイプ付属物の相当直管長さ換算表により全て直管に置き直し、ダークシー公式の中古管として損失水頭 h_f (m) を計算する。

$$\text{直管損失 } h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (12. 3-1)$$

ここで D : 配管内径 (m)
f : 損失水頭…新管の1.5倍

$$f = 1.5 \left(0.02 + \frac{1}{2000D} \right) \dots\dots\dots (12. 3-2)$$

V : 管内流速 (m/s)
L : 直管長さ+相当直管長さ (m)

(b) 吐出速度水頭 h_d (m)

$$\text{吐出速度水頭 } h_d = \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (12. 3-3)$$

ここで V : 吐出口の管内流速 (m/s)
g : 重力の加速度 9.8m/s²

(c) 電動機出力 P (kw)

ポンプ軸動力は次式により決める。

$$\text{軸動力 } P = \frac{0.163 \times Q \times H}{\eta_p} (1 + \alpha) \dots\dots\dots (12. 3-4)$$

ここで Q : 排水ポンプ吐出量 (m³/min)
H : ポンプの全揚程 (m)
 η_p : ポンプ効率
 α : 電動機余裕率 0.1

ポンプ効率 η_p については図12. 3-2 によって求める。

表12. 3-1 パイプ付属物の相当直管長さ換算表 (m)

付属物			管 径 (mm)																					
			8	10	15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	
	ネジ込み	鋼板	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.0	2.3	2.6	2.9	3.4	4.0											
		铸铁										2.7	3.4											
	フランジ	鋼板			0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.3	1.8	2.2	2.7	3.7	4.3	5.2	5.5	6.4	7.0	7.6	9.1	
		铸铁										1.1	1.5		2.2	3.0	3.7	4.6	5.2	5.8	6.7	7.3	8.5	
	ネジ込み	鋼板	0.5	0.6	0.7	0.7	0.8	1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.4											
		铸铁										1.0	1.1											
	フランジ	鋼板			0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.3	1.5	1.7	2.1	2.4	2.7	2.9	3.0	3.4	3.7	4.3	
		铸铁										0.9	1.0		1.4	1.7	2.1	2.4	2.6	2.9	3.4	3.4	4.0	
	ネジ込み	鋼板	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.8	1.0	1.2	1.7											
		铸铁										1.0	1.4											
	フランジ	鋼板			0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.6	0.8	0.8	1.1	1.4	1.7	2.4	2.7	3.3	4.0	4.5	5.0	5.5	6.7
		铸铁										0.6	0.9		1.4	1.9	2.5	3.0	3.7	4.0	4.6	5.2	6.0	
	ネジ込み	鋼板	0.2	0.4	0.5	0.7	1.0	1.4	1.7	2.4	2.8	3.7	5.0											
		铸铁										3.0	4.2											
	フランジ	鋼板			0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.6	0.7	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.3	2.5	2.9	
		铸铁										0.6	0.7		0.9	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.7	
	ネジ込み	鋼板	0.7	1.1	1.3	1.6	2.0	2.8	3.0	3.7	4.0	5.2	6.4											
		铸铁										4.2	5.2											
	フランジ	鋼板			0.6	0.8	1.0	1.3	1.6	2.0	2.3	2.9	3.7	4.6	5.5	7.3	9.1	10.3	11.2	13.1	14.3	15.8	18.9	
		铸铁										2.4	3.0		4.6	6.1	7.6	9.1	10.6	11.9	13.4	14.9	17.3	
	ネジ込み	鋼板	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.0	2.3	2.6	2.8	3.4	4.0											
		铸铁										2.7	3.4											
	フランジ (ショート)	鋼板			0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.3	1.8	2.2	2.7	3.8	4.3	5.2	5.5	6.4	7.0	7.6	9.1	
		铸铁										1.1	1.5		2.2	3.0	3.7	4.6	5.2	5.8	6.7	7.3	8.5	
	フランジ (ロング)	鋼板			0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.3	1.5	1.7	2.2	2.5	2.8	2.9	3.1	3.4	3.7	4.3	
		铸铁										0.9	1.0		1.4	1.7	2.1	2.4	2.6	2.9	3.4	3.4	4.0	
	ネジ込み	鋼板	6.4	6.7	6.7	7.3	8.8	11.3	12.8	16.5	18.9	24.1	33.5											
		铸铁										19.8	26.2											
	フランジ	鋼板			11.6	12.2	13.7	16.5	18.0	21.3	23.5	28.6	36.5	45.6	57.8	79.1	94.5	119						
		铸铁										23.5	30.2		45.7	64.0	82.2	100						
	ネジ込み	鋼板	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.8											
		铸铁										0.5	0.6											
	フランジ	鋼板								0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
		铸铁										0.7	0.7		0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
	ネジ込み	鋼板	3.9	4.6	4.6	4.6	5.2	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5												
		铸铁										4.6	4.6											
	フランジ	鋼板			4.6	4.6	5.2	5.5	5.5	6.1	6.7	8.5	11.6	15.2	19.2	27.4	36.6	42.6	48.7	57.9	64.0	73.1	91.3	
		铸铁										7.2	9.4		15.8	22.6	29.9	36.5	45.7	51.8	61.0	70.0	85.2	
	ネジ込み	鋼板	2.2	2.2	2.4	2.7	3.4	4.0	4.6	5.8	6.7	8.2	11.6											
		铸铁										6.7	9.5											
	フランジ	鋼板			1.2	1.6	2.2	3.1	3.7	5.2	6.4	8.2	11.6	15.2	19.2	27.4	36.6	42.7						
		铸铁										6.7	9.5		15.8	22.6	29.9	36.5						
	ネジ込み	鋼板	0.04	0.06	0.06	0.07	0.06	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2											
	铸铁											0.2	0.2											
	ベルマウス	鋼板	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.1	0.1	0.2	0.1	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.2	1.5	1.6	1.9	2.3	
		铸铁										0.2	0.2		0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5	1.7	2.1	
	角型吸込	鋼板	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	0.9	1.3	1.6	2.0	2.9	4.0	4.9	7.0	8.8	10.7	12.2	14.3	16.1	18.6	23.1	
		铸铁										1.7	2.3		4.0	5.8	7.3	9.1	10.9	13.1	15.2	17.3	21.4	
	流入口	鋼板	0.3	0.4	0.6	0.8	1.1	1.5	1.9	2.6	3.0	4.0	4.8	7.6	9.7	13.7	17.7	21.4	24.4	29.0	33.5	36.5	45.6	
		铸铁										3.4	4.6		7.9	11.3	14.9	18.6	22.2	26.2	30.5	33.5	42.6	
	急拡大		$h = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$																					

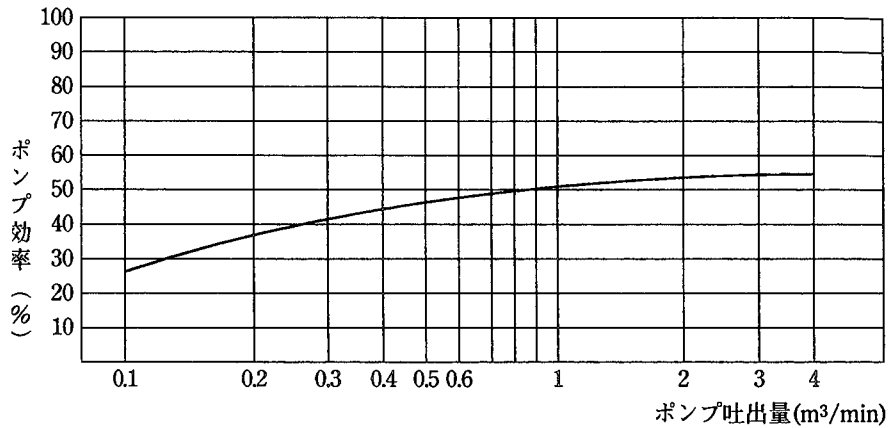


図12. 3-2 排水用水中モータポンプ効率

3) 計算結果

(1) 排水ポンプ吐出量は余裕をみて140 l/minとする。

(2) 配管損失計算

配管口径は、第5章5.4表5.4-1口径と流量の表より40Aとする。

直管損失計算	40A	=12.2m
90° エルボ	※2.3×8個	=18.4m
チーズ	※1.7×1個	=1.7m
仕切弁	※0.4×1個	=0.4m
逆止弁	※4.6×1個	=4.6m
合 計		37.3m

※印は、表12.3-1パイプ付属物の相当直管長さ換算表より求めた。

D=41.6mm (=0.0416m) ……40A鋼管実内径

(12.3-2) 式で f を求める

$$f = 1.5 \times \left(0.02 + \frac{1}{2000D} \right) = 1.5 \times \left(0.02 + \frac{1}{2000 \times 0.0416} \right) = 0.0480$$

$$Q = 140 \text{ l/min} = 0.140 \text{ m}^3/\text{min} = 0.00233 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.00233}{\pi \times 0.0416^2} = 1.714 \text{ m/s}$$

(12.3-1) 式で hf を計算する

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{0.0480 \times 37.3 \times 1.714^2}{0.0416 \times 2 \times 9.8} = 6.45 \text{ m}$$

(12.3-3) 式で hd を求める

$$hd = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.714^2}{2 \times 9.8} = 0.15 \text{ m}$$

(3) ポンプ全揚程

$$\begin{aligned} \text{全揚程} H &= \text{実損程} (58.00 - 50.50) + \text{損失水頭} + \text{吐出速度水頭} \\ &= 7.5 + 6.45 + 0.15 = 14.1 \text{ m} \end{aligned}$$

(12. 3 - 4) 式でPを計算する

$$P = \frac{0.163 \times Q \times H}{\eta_p} (1 + \alpha)$$

ここでポンプ効率 η_p は図12. 3 - 2 より求める。

$$= \frac{0.163 \times 0.14 \times 14.1}{0.33} (1 + 0.1) = 1.07 \text{ kw} \rightarrow 1.5 \text{ kw}$$

以上によりポンプの仕様

$$Q = 0.14 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$H = 14.1 \text{ m}$$

$$P = 1.5 \text{ kw} \text{ が決まる。}$$

これらをもとにポンプメーカーカタログより水中モータポンプを選定する。

12. 4 力率改善用コンデンサ容量計算

8章4) コンデンサー盤に収納するコンデンサーの容量は12. 4-1式で求められる。

a) コンデンサー容量計算

$$PC = PG (\tan \theta_1 - \tan \theta_2) \dots\dots\dots 12. 4 - 1$$

$$= PG (\sin \theta_1 / \cos \theta_1 - \sin \theta_2 / \cos \theta_2)$$

θ_1 : 改善前の角度

θ_2 : 改善後の角度

コージェネレーションガイドラインによれば連係点における力率を85%以上に改善する。

b) 計算例

発電機出力 $PG = 260 \text{ kW}$
 発電機力率 $\cos \theta_1 : 0.79$
 改善目標力率 $\cos \theta_2 : 1.00$

$$PC = PG (\sin \theta_1 / \cos \theta_1 - \sin \theta_2 / \cos \theta_2)$$

$$= 260 (0.613 / 0.79 - 0 / 1)$$

$$\approx 200 \text{ kVA}$$

表12. 4-1 力率改善用高圧進相コンデンサ容量決定表によっても求められる。参考までに表を示す。

表12. 4-1 力率改善用高圧進相コンデンサ容量決定表

		改善後の力率 ($\cos \theta_2$)										
		1.0	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.9
改善前の力率 ($\cos \theta_1$)	0.675	109	95	89	84	80	76	73	70	66	64	61
	0.7	102	88	81	77	73	69	66	62	59	56	54
	0.725	95	81	75	70	66	62	59	55	52	49	46
	0.75	88	74	67	63	58	55	52	49	45	43	40
	0.775	81	67	61	57	52	49	45	42	39	36	33
	0.8	75	61	54	50	46	42	39	35	32	29	27
	0.825	69	54	48	44	40	36	32	29	26	23	21
	0.85	62	48	42	37	33	29	26	22	19	16	14
	0.875	55	41	35	30	26	23	19	16	13	10	7
0.9	48	34	28	23	19	16	12	9	6	2.8		

コンデンサ容量の計算例

誘導発電機の容量500kW 力率 $\cos \theta_1 = 0.75$

力率 $\cos \theta_2 = 0.95$ に改善するには

百分率は55% 従って、所要コンデンサ容量 $= 500 \times 0.55 = 275 \text{ kVA}$

12. 5 シャ断器短絡容量の計算

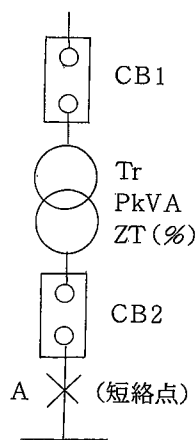
(1) 計算法

高圧機器のうち、主回路で使用されるシャ断器は、母線・機器等の故障電流をシャ断し、回路を保護する主要機器であるが、その使用に当っては、回路の保護協調について考慮する必要がある。

故障電流の主なものは短絡によるものであるが、短絡電流の推定は、シャ断器のシャ断電流(kA)やシャ断容量(MVA)の決定上、重要な項目である。

ここでは、一般に採用されている%インピーダンス法による短絡電流の計算について説明する。

図12. 5-1の回路で、変圧器TrPの二次側シャ断器(CB2)の必要なシャ断容量を決定するため、A点での短絡電流、又は短絡容量Psを求める場合の基本式(三相短絡)は次のとおりである。



$$I_s = \frac{P}{\sqrt{3} \cdot E \left(\frac{Z_r}{100} + \frac{P}{D} \right)} \quad (\text{A}) \quad \dots\dots(12. 5-1)$$

$$P_s = \frac{P}{\frac{Z_r}{100} + \frac{P}{D}} \quad (\text{kVA}) \quad \dots\dots(12. 5-2)$$

ただし、

I_s : 短絡電流交流分(対称)実行値(A)

P_s : 短絡容量(kVA)

P : 変圧器定格容量(kVA)

E : 変圧器二次側電圧(kV)

Z_r : 変圧器%インピーダンス(%)

図12. 5-1 変圧器二次側回路 D : 一次側短絡容量(kVA)。不明なときは、一次側シャ断器CB1のシャ断容量の値を採用してもよい。

上式は、一次側短絡容量を考慮した計算式であるが、一次側短絡容量が不明の場合、一次側シャ断器のシャ断容量も不明の場合には、一次側短絡容量を無限大と考えれば、選定上安全側であり、この場合、計算式は次のように簡単になる。故障電流には三相短絡、二相短絡、地絡等があるが、一般的には三相短絡の時の最大となるので、三相短絡電流で検討すれば、必要なシャ断容量の決定には十分である。

簡略式 三相短絡

$$I_s = \frac{P}{\sqrt{3} E \times \frac{Z_r}{100}} \quad (\text{A}) \quad \dots\dots(12. 5-3)$$

$$P_s = \frac{P}{\frac{Z_r}{100}} \quad (\text{kVA}) \quad \dots\dots(12. 5-4)$$

(2) 計算例

しゃ断器の三相短絡容量の計算例を以下に示す。

a. 電力会社より系統のリアクタンスマップを入手する。

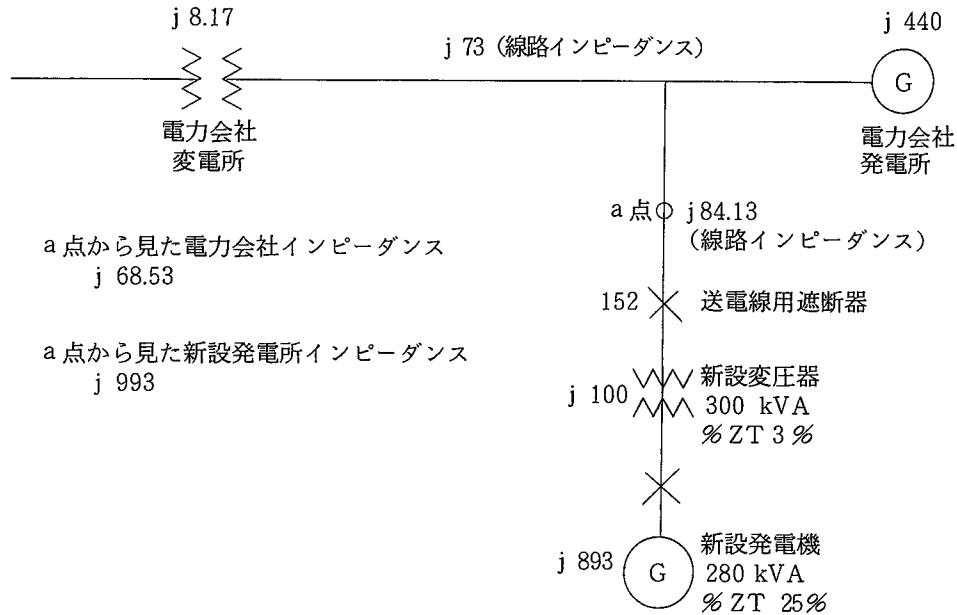


図12. 5-2 系統リアクタンスマップ (10MVAベース)

b. 変圧器、発電機の%インピーダンスを10MVAベースにする。

$$\text{変圧器;} \quad 3 \times \frac{10000}{300} = 100 \dots\dots j 100$$

$$\text{発電機;} \quad 25 \times \frac{10000}{280} = 893 \dots\dots j 893$$

(3) 送電線用しゃ断器に必要なしゃ断容量

a点、b点で短絡事故が発生した場合について計算する。

a. a点短絡時

$$P_s = \frac{10000}{\frac{993}{100}} = 1007 \text{ kVA}$$

$$I_s = \frac{10000}{\sqrt{3} \cdot 6.6 \times \frac{993}{100}} = 88 \text{ A}$$

b. b点短絡時

$$P_s = \frac{10000}{\frac{152.66}{100}} = 6550 \text{ kVA}$$

$$I_s = \frac{10000}{\sqrt{3} \cdot 6.6 \times \frac{152.66}{100}} = 88 \text{ A}$$

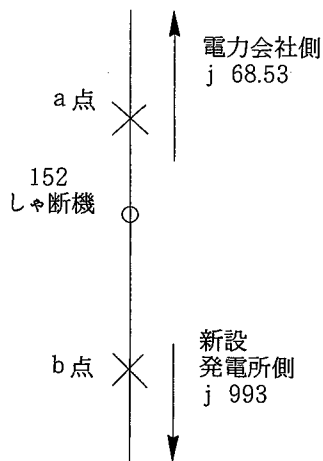
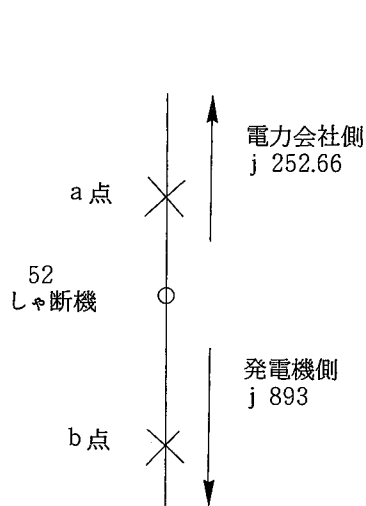


図12. 5-3 a. b点インピーダンス

したがって、送電線用しゃ断器に必要なしゃ断容量573A（6550kVA）

(4) 発電機用しゃ断器に必要なしゃ断容量

a 点、b 点で短絡事故が発生した場合について計算する。



a. a 点短絡時

$$P_s = \frac{10000}{\frac{893}{100}} = 1120 \text{ kVA}$$

$$I_s = \frac{10000}{\sqrt{3} \cdot 6.6 \times \frac{893}{100}} = 98 \text{ A}$$

b. b 点短絡時

$$P_s = \frac{10000}{\frac{252.66}{100}} = 3958 \text{ kVA}$$

$$I_s = \frac{10000}{\sqrt{3} \cdot 6.6 \times \frac{252.66}{100}} = 346 \text{ A}$$

図12. 5 - 4 発電機しゃ断器回路

したがって、発電機用しゃ断器に必要な遮断容量346A（3958kVA）

(5) 設置する遮断器の遮断容量

a. 送電線用しゃ断器（152）8 kA > 0.573 kA

b. 発電機用しゃ断器（52）8 kA > 0.346 kA

12. 6 直流電源装置の容量計算

(1) 蓄電池の容量計算

一般に、蓄電池の容量は、負荷の大きさと性質、予想停電時間、瞬時最大放電電流の大きさ、制御ケーブルによる電圧降下、経年による容量の減少、温度変化による容量補正などを考えて総合的に決定される。

容量の算定にあたっては、日本蓄電池工業会でまとめた規格S B A 6001「すえ置蓄電池の容量算出法」を利用する。

容量算出の一般式は次式で表される。

$$C = \frac{1}{L} [K_1 I_1 + K_2 (I_2 - I_1) + K_3 (I_3 - I_2) + \dots + K_n (I_n - I_{n-1})] \dots 12. 6. 1$$

ここに、C：25℃における定格放電率換算容量（A h）

L：使用中の経年容量低下率（保守率ともいい、一般に0.8をとる）

K：放電時間T、蓄電池の最低温度及び許容できる最低電圧により決められる容量換算時間

（時）（付図参照）本マニュアルはM S E型鉛蓄電池を標準としているので図-12. 6-7、12. 6-8、12. 6-9、表-12-6-1にM S E形の標準性を示す。

I：放電電流（A）

サフィックス1, 2, 3, …, n：放電電流の変化の順に番号を付したT, K, Iで図12. 6-1の負荷特性の例による。

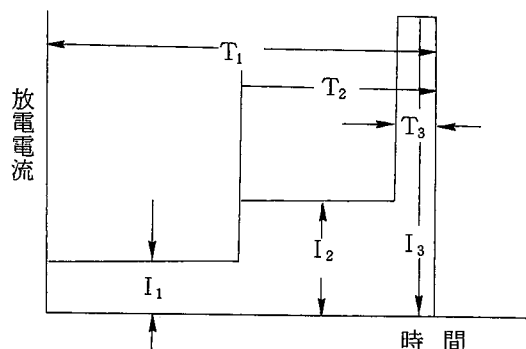
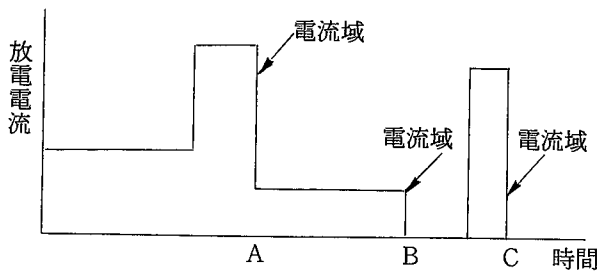


図12. 6-1 負荷特性ケース1

この一般式を適用する場合、図12. 6-1のように時間経過とともに放電電流が増減するような負荷特性ケース2では、電流が減少する直前までの負荷特性に区切って必要な蓄電池容量を求めなければならない。

この求めた蓄電池容量のうち最大の値が、全体の負荷に必要な定格放電率換算容量である。例えば図12. 6-2に示す負荷特性の場合には、A, B及びC点で電流が減少している。従って、A, B及びC点までに必要な定格放電率換算容量 C_A , C_B , C_C のうち最も大きい値の容量が、全体の負荷に必要な定格放電率換算容量となる。

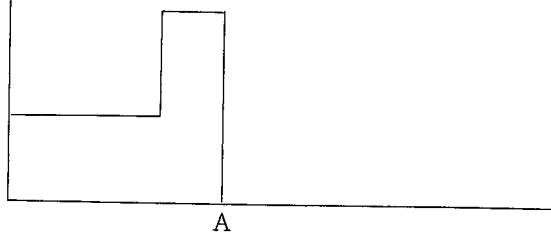
負荷特性



定格放電率換算容量

C_A, C_B, C_C のうちの
の最大値

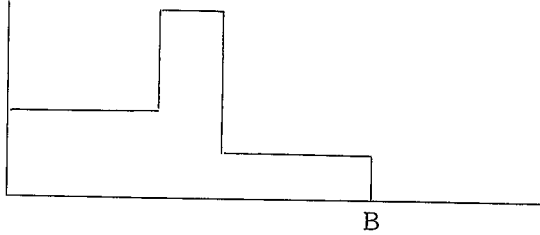
計算手順 1



定格放電率換算容量

C_A

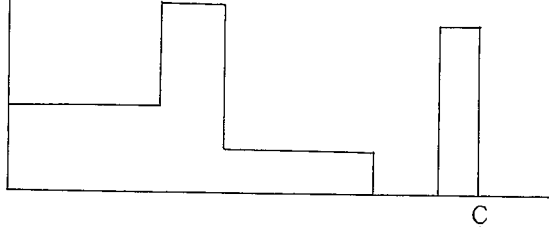
計算手順 2



定格放電率換算容量

C_B

計算手順 3



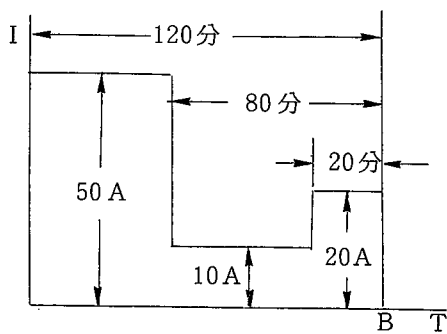
定格放電率換算容量

C_C

図12. 6-2 負荷特性ケース2

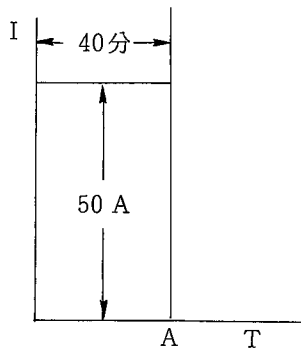
a. 計算例

放電電流が時間の経過とともに増減する場合



使用蓄電池 : MSE形鉛蓄電池
 負荷特性 : 図12. 6-3 ケース3
 保守率 : $L=0.8$
 最低蓄電池温度 : 5°C
 許容最低電圧 : 1.6V/セル
 と条件が与えられると次の2種類の
 負荷特性について容量を
 求める必要がある。

図12. 6-3 負荷特性ケース3



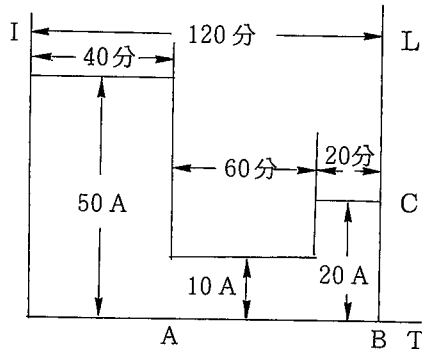
$$L=0.8 \quad I=50 \quad T=40 \quad K=1.27$$

$$C_A = \frac{1}{L} K I$$

$$= \frac{1}{0.8} \times 1.27 \times 50$$

$$= 80 \text{Ah} / 10 \text{HR}$$

図12. 6 - 4 負荷特性



$$L=0.8 \quad I_1=50 \quad I_2=10 \quad I_3=20$$

$$T_1=120 \quad T_2=80 \quad T_3=20$$

$$K_1=2.80 \quad K_2=2.07 \quad K_3=0.82$$

$$C_B = \frac{1}{L} [K_1 I_1 + K_2 (I_2 - I_1) + K_3 (I_3 - I_2)]$$

$$= \frac{1}{0.8} [2.8 \times 50 + 2.07(10 - 50) + 0.82(20 - 10)]$$

$$= 65.4 = 66 \text{Ah} / 10 \text{HR}$$

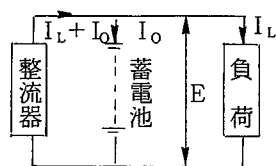
図12. 6 - 5 負荷特性

従って、 C_A 、 C_B のうち最大値80Ah/10HR以上の蓄電池、MSE-100形100Ah/10 HR鉛電池を選定する。

(2) 充電器の容量計算

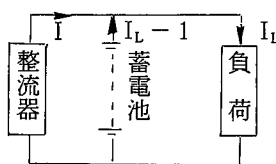
a. 充電方式

充電装置としては、一般に蓄電池容量の保持および寿命の点から浮動充電方式を採用し、充電装置を自動定電圧装置付とする。図12. 6 - 6に浮動充電方式の動作原理図を示す。



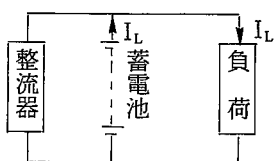
受電時

常時負荷電流 I_L はすべて整流器が負担する。蓄電池には蓄電池の自己放電を補う程度のわずかの電流 I_0 が流れる。



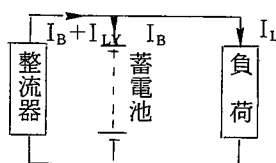
受電時 (大電流負荷のとき)

整流器には一般に電流制限回路あるいは電流抑制回路を設けているので。開閉器の投入など、短時間大電流の負荷は蓄電池がその大部分を負担し、短時間負荷が終わったあと蓄電池の放電分は整流器から補充される。



停電時

停電時は蓄電池が負荷電流を負担する。



停電回復時

停電が回復すると、整流器は常時負荷 I_L を負担しつつ蓄電池の補充電を行う。

E : 浮動充電電圧、 I_L : 負荷電流、 I_0 : 浮動充電電流

I : 整流器最大出力 (定格) 電流、 I_B : 補充電用充電電流

図12. 6 - 6 浮動充電方式の原理説明図

b. 充電器容量

充電器の容量は「常時負荷電流 + 蓄電池充電電流」により決定する。

常用負荷がなく非常時のみ点灯する非常照明装置専用の予備電源の場合は、充電器の容量としては蓄電池の充電電流値のみを考慮すればよく、その充電電流値は、充電に要する時間に逆比例するが、一般には蓄電池容量の1/10程度が望ましい。(トリクル充電 (維持) の場合)

(3) 発電所直流電源装置容量の計算例

a. 計算条件

- (a) 蓄電池形式 : M S E 形鉛蓄電池
- (b) 容量算出法 : S B A 6001 による
- (c) 最低蓄電池温度 : -5°C
- (d) 保守率 : 0.8
- (e) 許容最低電圧 : 1.7V/セル
- (f) 停電時間 : 60分

停電後60分で直流電源装置電源が回復するものとする。

(g) 負荷電流 :

入口弁、ガイドベーン共に直流電源操作とする。

イ 定常負荷電流 18A

- (イ) シーケンサー
- (ロ) 制御電源 } 15A
- (ハ) その他
- (ニ) 非常灯 3A (60W×5)

ロ 停止負荷電流

- (イ) CBトリップ電流 ; 5.5A 0.1min
- (ロ) CB投入電流 ; 2.9A 0.1min
- (ハ) ガイドベーン閉 ; 8A 0.25min
- 電動サーボ 0.8kW
- (ニ) 入口弁閉 ; 8A 2min
- 入口弁サーボ 0.8kW

(h) 負荷特性

最大負荷 $18A + 5.5A + 8A + 8A = 39.5A$

常用負荷に併用される場合には、交流電源が供給されている場合にも充電器から当該負荷へ電力を供給する必要がある、充電器の充電電流定格 I_c は

$$I_c > I_1 + I_2$$

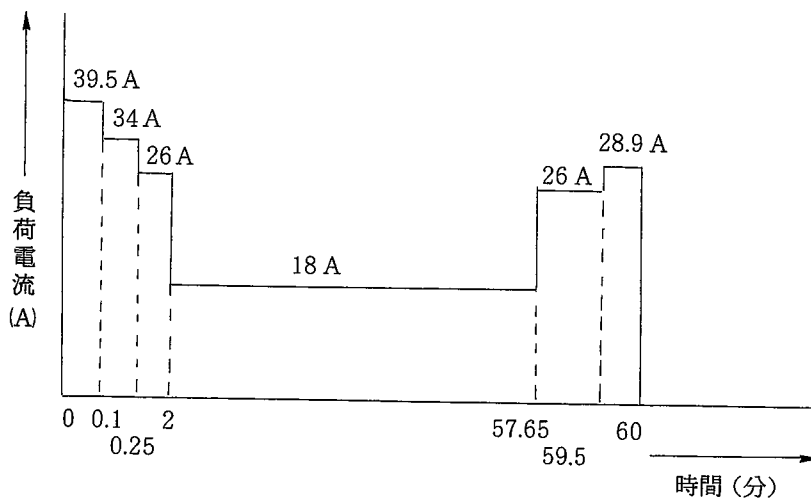
ただし、 I_1 : 常時負荷の最大電流値

$$I_2 : \text{蓄電池の充電電流値} = \frac{\text{蓄電池容量}}{K}$$

K : 蓄電池の充電時間

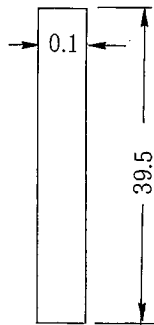
鉛蓄電池 10時間

アルカリ蓄電池 5時間



b 容量換算

(a) C_A



$$I = 39.5 \text{ A}$$

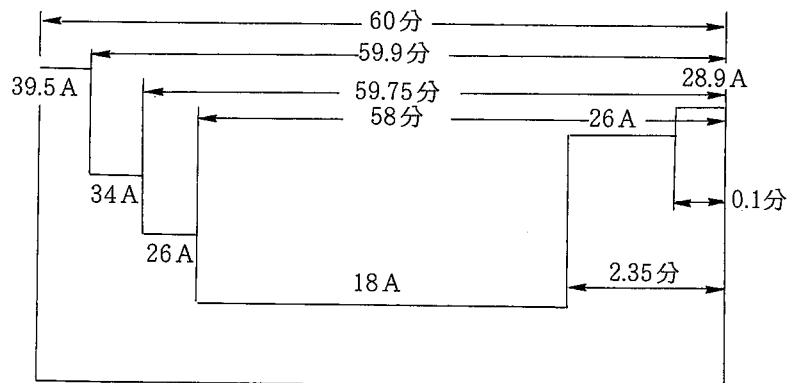
$$T = 0.1 \text{ (min)}$$

$$K = 0.48$$

$$C_A = \frac{1}{0.8} \times 0.48 \times 39.5$$

$$= 23.7 \text{ Ah}$$

(b) C_B



$$I_1 = 39.5 \text{ A} \quad 34 \text{ A} \quad 26 \text{ A} \quad 18 \text{ A} \quad 26 \text{ A} \quad 28.9 \text{ A}$$

$$T_1 = 60 \text{ 分} \quad 59.9 \quad 59.75 \text{ 分} \quad 58 \text{ 分} \quad 2.35 \text{ 分} \quad 0.1 \text{ 分}$$

$$K_1 = 1.95 \quad 1.93 \quad 1.90 \quad 1.89 \quad 0.57 \quad 0.48$$

$$C_B = \frac{1}{0.8} [39.5 \times 1.95 + 1.93(34 - 39.5) + 1.90(26 - 34) + 1.89(18 - 26) + 0.57(26 - 18) + 0.48(28.9 - 26)] = 52.5 \text{ Ah/10H}$$

c 容量

$$C = \text{MAX}(C_A, C_B) = 52.5 \text{ Ah/10H}$$

従って本設備のバッテリーはMS E100Ah/10H

d 充電器容量

$$\text{充電器出力容量} = \text{常時負荷} + \frac{\text{蓄電池容量}}{\text{充電時間}} = 18 + \frac{100}{10}$$

$$= 28 \text{ A}$$

従って、充電器は標準容量30Aとする。

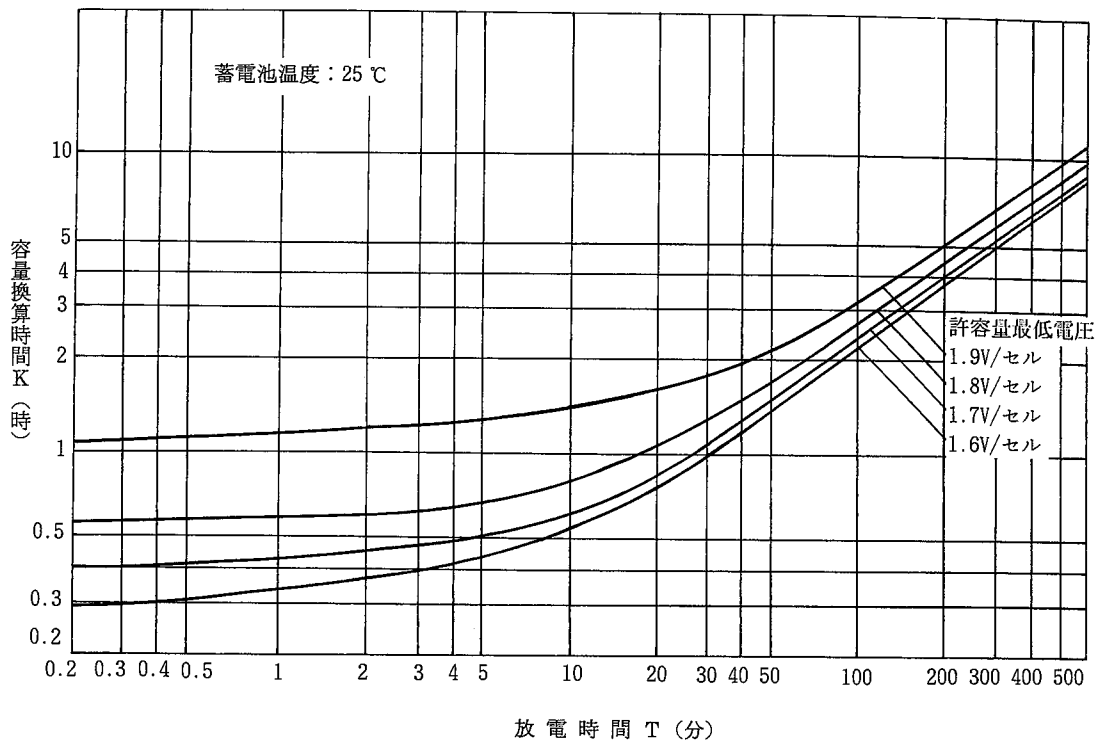


図12. 6-7 標準特性 (10HR容量換算)

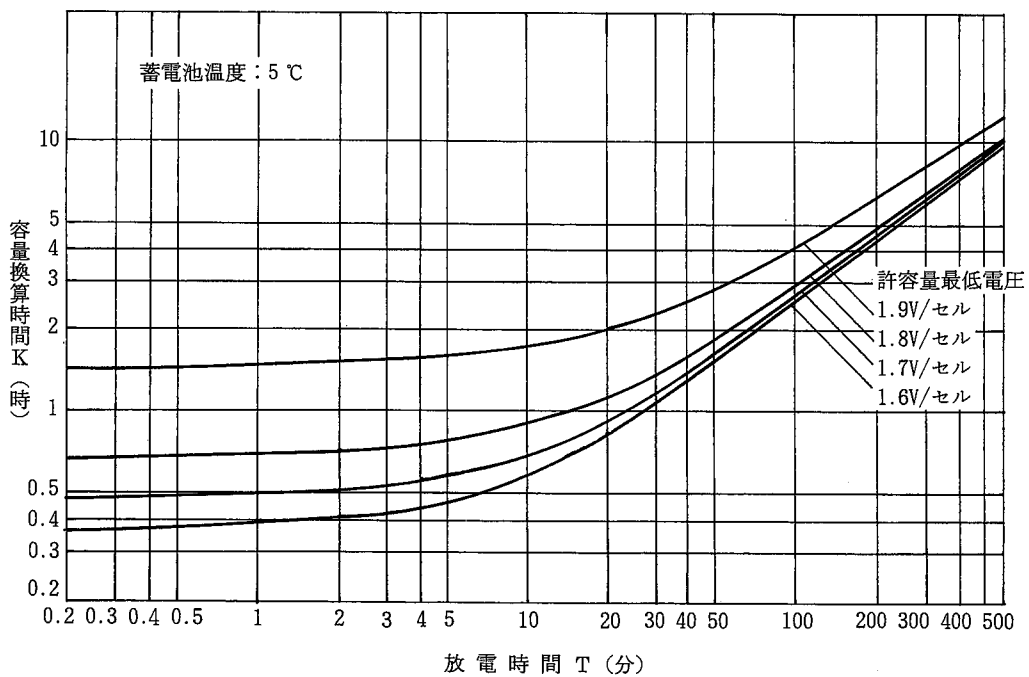


図12. 6-8 標準特性 (10HR容量換算)

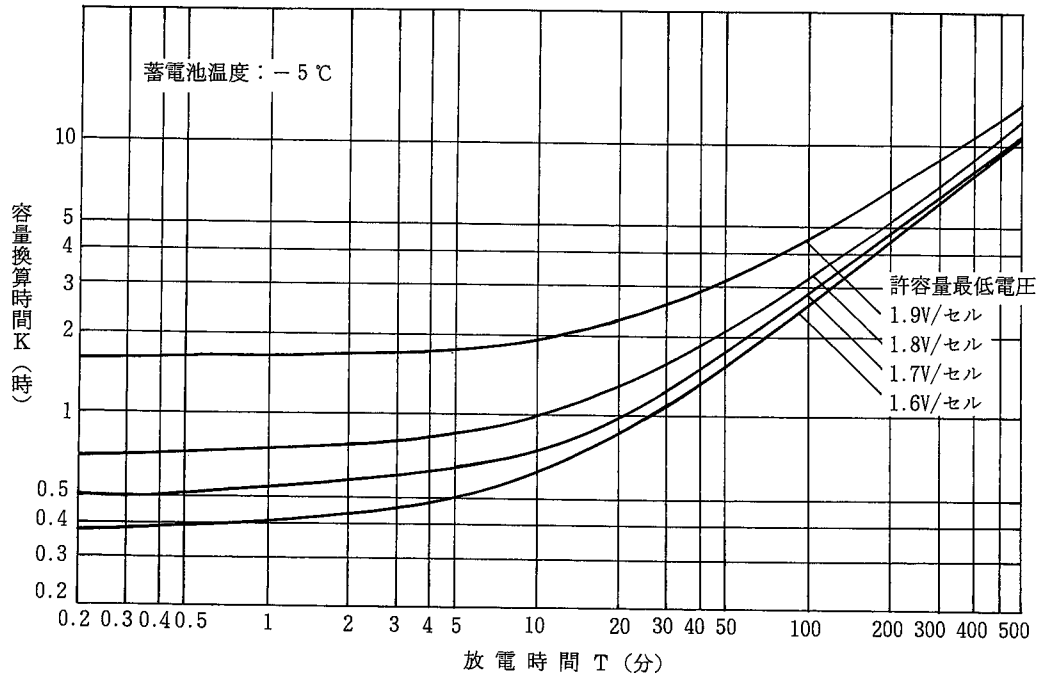


図12. 6 - 9 標準特性 (10HR容量換算)

表12. 6 - 1 標準特性 (10HR容量換算)

放電時間 (分)	25℃				5℃				-5℃			
	許容最低電圧				許容最低電圧				許容最低電圧			
	1.9V	1.8V	1.7V	1.6V	1.9V	1.8V	1.7V	1.6V	1.9V	1.8V	1.7V	1.6V
0.2	1.06	0.54	0.40	0.29	1.40	0.67	0.47	0.36	1.61	0.70	0.49	0.37
0.5	1.09	0.56	0.41	0.32	1.42	0.68	0.49	0.38	1.62	0.72	0.51	0.39
1	1.10	0.57	0.42	0.33	1.45	0.71	0.52	0.39	1.65	0.75	0.54	0.40
2	1.15	0.58	0.44	0.36	1.50	0.72	0.53	0.41	1.66	0.76	0.56	0.43
3	1.19	0.60	0.47	0.39	1.55	0.74	0.55	0.42	1.67	0.80	0.59	0.46
5	1.26	0.65	0.50	0.44	1.60	0.78	0.58	0.46	1.71	0.84	0.63	0.50
10	1.40	0.78	0.60	0.53	1.71	0.90	0.68	0.58	1.90	1.00	0.74	0.62
15	1.50	0.92	0.71	0.63	1.86	1.01	0.79	0.70	2.10	1.14	0.86	0.76
20	1.60	1.05	0.82	0.74	2.00	1.11	0.92	0.82	2.30	1.30	1.00	0.87
30	1.80	1.28	1.05	0.95	2.25	1.34	1.15	1.05	2.60	1.55	1.25	1.10
40	2.00	1.50	1.26	1.17	2.52	1.58	1.38	1.27	2.90	1.80	1.50	1.35
50	2.20	1.70	1.47	1.35	2.80	1.80	1.60	1.50	3.20	2.01	1.72	1.58
60 (1時間)	2.40	1.90	1.65	1.55	3.10	2.05	1.80	1.70	3.50	2.26	1.95	1.80
90 (1.5時間)	3.10	2.50	2.21	2.10	3.80	2.70	2.42	2.25	4.35	3.00	2.57	2.42
120 (2時間)	3.70	3.05	2.75	2.60	4.50	3.30	3.00	2.80	5.10	3.70	3.15	3.00
180 (3時間)	4.80	4.10	3.72	3.50	5.80	4.40	4.05	3.80	6.50	5.00	4.30	4.10
240 (4時間)	5.90	5.00	4.60	4.40	7.00	5.40	5.00	4.75	7.70	6.10	5.40	5.10
300 (5時間)	7.00	5.95	5.50	5.20	8.00	6.30	6.00	5.60	9.00	7.20	6.40	6.10
360 (6時間)	8.00	6.80	6.30	6.00	9.00	7.20	6.80	6.40	10.00	8.30	7.40	7.00
420 (7時間)	8.90	7.60	7.10	6.70	10.00	8.00	7.60	7.30	11.00	9.40	8.40	8.00
480 (8時間)	9.90	8.40	7.90	7.50	11.00	8.90	8.40	8.10	12.00	10.30	9.30	9.00
540 (9時間)	10.80	9.20	8.70	8.20	11.80	9.70	9.20	8.90	13.00	11.00	10.00	9.80
600 (10時間)	11.50	10.00	9.40	8.90	12.70	10.50	10.00	9.70	14.00	12.00	11.00	10.60

農業用水利施設小水力発電設備 計画設計技術マニュアル

参考文献

1. ハイドロバレー開発計画策定ガイドブック
通商産業省資源エネルギー庁 財団法人 新エネルギー財団
2. 河川法研究会編著「河川法解説」1994年 大成出版社
3. 農林水産省構造改善局建設部水利課監修 「かんがい排水事業実務便覧」平成6年度版
公共事業通信社
4. JEC-4001 水車およびポンプ水車 1992年 JEC-215 水車及びポンプ水車の寸法検査基準
電気書院
5. 発電用水力設備の技術基準と官庁手続き第2編 水力設備の技術基準の解説
通商産業省資源エネルギー庁 公益事業部発電課編
6. 鋼構造物計画設計技術指針 農林水産省構造改善局建設部計画課
7. 水車附属設備の設置基準 24巻第2号 電気協同研究会
8. 分散型電源系統連係技術指針 資源エネルギー庁公益事業部技術課監修
日本電気協会電気技術基準調査委員会
9. JEM-1425 金属閉鎖形スイッチギヤ及びコントロールギヤ 日本電気工業会
10. JISB 8802 チェンブロック 日本規格協会
11. 発電機規定 4-14 常時監視をしない発電機等々の保安警報装置 日本電気協会
12. 水車非破壊検査基準 第26巻第7号 電気協同研究会
13. 水車、ポンプ水車及び附属装置の工場検査基準 第45巻第1号 電気協同研究会
14. すえ置蓄電池の容量算出法 SBA 6001 日本蓄電池工業会

小水力発電機器標準化技術検討委員会名簿

	氏 名	所 属	前 任 者
委員長	佐野文彦	茨城大学 名誉教授	
委員	片山秀策	農業工学研究所 地域資源工学部 地域エネルギー研究室長	
	坂上成永	(財)日本農業土木総合研究所 専門研究員	
	矢澤瀧治	全国土地改良事業団体連合会 土地改良研究所 技術開発部長	木村孝司
	森田耕一	(株)荏原製作所 プロジェクト設計第二部 部長	
	新濱仁	(株)クボタ枚方製造所 ポンプエンジニアリング部 副部長	
	志賀敏雄	神鋼電機(株) 技術本部 公共技術部 課長代理	
	山本昭	(株)東芝 水力プラント技術部 工務グループ 専門課長	有川 虔
	大石朝男	(株)日立製作所 電力事業部 部員	大越健児
	米山直人	富士電機(株) 水力事業部 技術部 次長	
	清田研治	三菱重工業(株) 環境装置部 ポンプ課 課長代理	益田將寛
	村岡正隆	三菱電機(株) 制御製作所 発電エンジニアリング部 発電プラント計画第二課 主幹	溝部 宰
	大藪俊司	(株)明電舎 電力技術部 水力発電技術課 主任	大橋文雄
	貝通丸明	農業土木機械化協会 常務理事	西出定雄
西出定雄	農業土木機械化協会 技術顧問		
幹事	下舞寿郎	農林水産省 構造改善局 建設部 設計課 課長補佐	川田明宏
	原田稔	農林水産省 構造改善局 建設部 設計課 課長補佐	市野吉造
	米山公一	農林水産省 構造改善局 建設部 水利課 課長補佐	小泉 勝
	松谷孝史	農林水産省 構造改善局 建設部 水利課 補助第2係長	大尾峰雄
	前田進	全国土地改良事業団体連合会 土地改良研究所 農村整備対策室 室長代理	五十嵐 淑典
	奥山光雄	農業土木機械化協会 業務部長	
	佐藤克雄	農業土木機械化協会 総務部長	木場三郎

農業用水利施設小水力発電設備
計画設計技術マニュアル

平成7年12月6日 発行 定価6,500円(送料・消費税込)

監 修 農林水産省構造改善局設計課・水利課
発 行 (社) 農 業 土 木 機 械 化 協 会
〒105 東京都港区新橋5-34-4 (農業土木会館内)
電 話 (03) 3434-5827
F A X (03) 3578-9156
郵便振替口座 00170-2-53775

印 刷 共 立 速 記 印 刷 株 式 会 社
〒102 東京都千代田区飯田橋3-11-24
電 話 (03) 3234-5511 (代)