

## 第 16 編 發 電 水 力

〔萩 原 俊 一〕

第 1 章 基本論 .....	1537	第 1 節 取水設備 .....	1546
第 1 節 水 力 .....	1537	第 2 節 導水設 橋 .....	1553
第 2 節 貨荷、貯水池及調整池 .....	1543	第 3 節 發電設備 .....	1594
第 2 章 工事論 .....	1546	第 4 節 送電鐵塔附錄 .....	1604

---

## 第 16 編

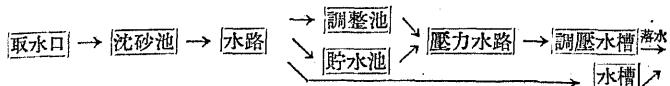
### 發電水力

#### 第 1 章 基 本 論

##### 第 1 節 水 力

1. 水 力 現今原動力として利用される水力は、主として河川、湖沼及干溝の差しき海灣に於けるもので、之等水力の所在する包括的場所を水力地點と稱する。水力の大きさは利用水量と利用落差との相乗積に比例するが、小水量で高落差のものが大水量で低落差のものに比し一般に經濟的である。

2. 水力發電の方式 1) 水路式發電所 河川の上流に在る取水堰堤 取水



2) 堤堰式發電所 河川に在る高堰堤 取水 取水口 落水 水壓管 →

発電所(水車を廻轉) → 放水口 放水 堤堰直下流の河川

3) 混成式發電所 河川に在る高堰堤(貯水池又は調整池を成す) 取水 取水口

→ 壓力水路 → 調壓水槽 落水 水壓管 → 発電所(水車を廻轉) → 放水路

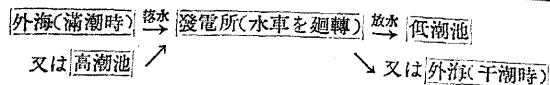
→ 放水口 放水 河川の下流

4) 揚水式發電所 下部溜水池 取水 取水口(ポンプの) →

発電所(電力にてポンプを運轉) 増水 揚水管(水壓管を利用) → 上部溜水池

落水 水壓管 → 発電所(水車を廻轉) → 放水口 放水 下部溜水池

5) 潮力發電所



3. 水力の計算 1) 理論馬力 (H.P.) 英國法では 746 ワット, メートル法では 736 ワットに相當す。

$$\text{メートル単位} \quad H.P. = \frac{1,000 QH}{75} = 13.33 QH$$

式中  $Q$ =水量( $\text{m}^3/\text{sec}$ ),  $H$ =有效落差( $\text{m}$ )

$$\text{英 頓 單 位} \quad H.P. = \frac{62.5 QH}{550} = 0.1136 QH$$

式中  $Q$  = 水量( $\text{ft}^3/\text{sec}$ ),  $H$  = 有效落差( $\text{ft}$ )

尺 單 位 H.P.=0.111QH

式中  $Q$ =水量(尺<sup>3</sup>/秒),  $H$ =有效落差(尺)

## 2) 理論水力 kw を以て表はす

$$\text{理論水力} = 9.8 QH \quad (\text{kW})$$

式中  $Q$ =水量( $\text{m}^3/\text{sec}$ ),  $H$ =有效落差( $\text{m}$ )

### 3) 発電力 kw を以て表はす

$$\text{發電力} = 9.8 \eta_w \eta_g QH \quad (\text{kW})$$

式中  $Q$ =水量( $m^3/sec$ ),  $H$ =有効落差(m),  $n_{bv}$ =水車の能率,  $n_g$ =発電機の能率

4. 水量 1) 使用水量 発電に使用する水量を謂ひ、 $m^3/sec$  を単位とする。 $(F^3/s)$  単位のものを個と稱す。1  $m^3/sec = 35.94$  個)

使用水量は之を最大使用水量と常時使用水量とに別ける。前者は発電に使用する最大の水量で、1年間に或る數ヶ月間のみ使用し得るもので、後者は殆ど1年を通じ使用し得るものである。

河川 湖沼等に於ける取水口より發電、灌漑、飲料その他に供する水量を併せて水路に引用する場合には、此の水量を取水量と稱して居る。

2) 河川の流量及水位に関する用語　　 $\text{渇水量及渇水位}$ 　1年を通じ355日間  
により下らざる程度の水量及水位。　 $\text{低水量及低水位}$ 　1年を通じ275日間により  
下らざる程度の水量及水位。　 $\text{平水量及平水位}$ 　1年を通じ185日間により下ら  
ざる程度の水量及水位。　 $\text{幾何日水量又は幾何月水量}$ 　1年の内若干日間又は若  
干月間により下らざる程度の水量。

### 3) 我國に於ける主なる河川の流量 第1表參照。

第1表 重なる河川の流量一覧表

府 県	水 系	河 川	測 水 所	昭和 2 年		昭和 4 年		昭和 8 年		昭和 16 年	
				平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量
山口県	富士川	宇治川	代	3,311.73	91.30	60.70	42.90	134.00	94.60	71.00	49.20
大分県	高瀬川	瀧川	瀧	66.48	2.06	1.27	0.607	3.19	1.07	0.835	2.17
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	210.48	8.48	4.35	3.56	12.03	6.36	3.51	2.94
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	383.44	19.10	14.80	10.30	22.70	17.60	10.90	11.40
熊本県	高瀬川	高瀬川	高瀬	129.79	1.75	1.24	0.61	2.50	1.37	—	—
大分県	大野川	大野川	大野	447.23	27.00	12.40	7.50	34.83	20.20	12.10	12.50
宮崎県	大野川	大野川	大野	4,192.64	111.00	70.30	50.40	131.00	103.00	75.50	112.00
鹿児島県	大野川	大野川	大野	2,963.31	86.30	57.90	40.80	92.30	74.90	57.80	81.40
宮崎県	大野川	大野川	大野	1,554.38	23.80	18.70	15.40	36.20	23.60	15.60	25.90
鹿児島県	大野川	大野川	大野	199.80	13.20	8.70	5.79	11.00	7.32	6.12	8.70
宮崎県	大野川	大野川	大野	162.87	—	—	—	—	—	—	—
鹿児島県	大野川	大野川	大野	922.17	40.10	27.10	18.20	41.30	29.40	21.01	38.70
宮崎県	大野川	大野川	大野	251.71	12.90	7.54	3.90	14.60	8.62	3.82	7.75
鹿児島県	大野川	大野川	大野	167.19	15.50	15.30	6.85	—	—	—	—
宮崎県	大野川	大野川	大野	120.00	7.43	5.59	3.34	5.57	4.70	3.62	6.04
鹿児島県	大野川	大野川	大野	619.00	32.30	20.90	13.20	27.30	18.70	13.90	28.90
宮崎県	大野川	大野川	大野	636.19	18.60	14.50	8.18	27.00	20.60	13.60	20.50
鹿児島県	大野川	大野川	大野	2,017.24	75.30	42.00	27.80	71.70	49.10	30.40	72.20
宮崎県	大野川	大野川	大野	712.56	32.40	22.10	16.10	71.50	27.90	13.40	25.00
鹿児島県	大野川	大野川	大野	512.52	32.30	22.07	14.00	32.00	23.60	12.20	27.36
宮崎県	大野川	大野川	大野	1,094.30	36.30	28.90	21.30	41.40	30.80	20.50	36.70
鹿児島県	大野川	大野川	大野	326.51	5.26	3.87	2.67	10.70	6.71	4.12	7.03
宮崎県	大野川	大野川	大野	267.44	9.52	7.50	5.06	10.60	6.55	3.39	5.84
鹿児島県	大野川	大野川	大野	603.92	18.90	12.10	7.18	28.50	17.41	10.10	—
宮崎県	大野川	大野川	大野	612.82	55.90	39.30	24.10	49.50	37.00	26.20	61.30
鹿児島県	大野川	大野川	大野	48.58	4.93	3.91	1.95	3.73	2.91	2.10	4.90

第 16 章 濱水力

府 県	水 系	河 川	測 水 所	昭和 2 年		昭和 4 年		昭和 8 年		昭和 16 年	
				平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量
山口県	高瀬川	高瀬川	高瀬	61.80	96.40	72.00	46.00	117.00	47.30	43.40	98.0
大分県	高瀬川	高瀬川	高瀬	75.70	51.10	38.00	26.70	54.00	37.00	50.10	33.10
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	846.00	40.34	20.30	15.60	—	—	30.40	19.30
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	438.05	12.60	7.74	4.7	17.90	12.00	6.85	15.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	584.55	9.27	7.21	5.83	17.40	10.80	6.05	12.93
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	1,214.60	10.90	8.38	2.16	24.20	17.00	5.00	16.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	195.88	4.65	3.14	1.87	4.93	3.56	1.63	4.95
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	109.52	3.76	2.50	1.25	5.52	3.21	1.68	4.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	118.76	3.40	1.64	0.77	3.80	1.93	1.20	3.04
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	287.77	6.82	2.00	10.90	7.46	5.92	3.45	6.92
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	708.80	19.30	13.10	4.47	8.96	7.73	5.45	8.21
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	433.55	11.70	6.96	2.87	12.70	8.79	5.62	10.70
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	2,329.15	41.20	22.40	11.30	42.90	26.10	10.70	40.10
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	2,568.93	37.00	24.30	16.10	41.70	28.00	16.00	22.50
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	610.15	10.40	4.85	6.25	14.70	9.81	5.20	8.73
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	217.32	9.41	6.93	4.46	9.71	6.73	4.65	5.87
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	491.01	9.32	4.62	2.34	8.66	5.65	3.11	4.06
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	373.26	12.30	9.75	6.07	12.70	9.33	5.97	10.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	610.15	10.40	4.85	6.25	14.70	9.81	5.20	8.73
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	699.35	14.10	9.15	5.01	24.00	15.00	7.30	19.40
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	1,497.62	43.00	23.80	15.60	65.00	35.80	18.80	48.10
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	217.32	7.91	5.26	3.45	9.55	6.22	3.47	5.51
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	401.01	9.32	4.62	2.34	8.66	5.65	3.11	4.06
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	394.53	9.71	6.77	5.11	14.31	10.90	6.9	10.10
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	456.07	12.00	9.84	7.35	14.31	12.00	8.38	11.30
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	632.88	16.50	12.50	10.30	20.50	16.90	13.80	11.90
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	650.56	25.90	15.40	10.60	31.70	23.90	16.90	—
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	1,378.09	54.50	38.10	26.30	65.80	49.80	33.90	50.60

第 1 章 濱水力

府 県	水 系	河 川	測 水 所	昭和 2 年		昭和 4 年		昭和 8 年		昭和 16 年	
				平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量	平水 量	洪水 量
山口県	高瀬川	高瀬川	高瀬	61.80	96.40	72.00	46.00	117.00	47.30	43.40	98.0
大分県	高瀬川	高瀬川	高瀬	75.70	51.10	38.00	26.70	54.00	37.00	50.10	33.10
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	846.00	40.34	20.30	15.60	—	—	30.40	19.30
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	438.05	12.60	7.74	4.7	17.90	12.00	6.85	15.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	584.55	9.27	7.21	5.83	17.40	10.80	6.05	12.93
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	1,214.60	10.90	8.38	2.16	24.20	17.00	5.00	16.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	195.88	4.65	3.14	1.87	4.93	3.56	1.63	4.95
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	109.52	3.76	2.50	1.25	5.52	3.21	1.68	4.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	118.76	3.40	1.64	0.77	3.80	1.93	1.20	3.04
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	287.77	6.82	2.00	10.90	7.46	5.92	3.45	6.92
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	708.80	19.30	13.10	4.47	8.96	7.73	5.45	8.21
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	433.55	11.70	6.96	2.87	12.70	8.79	5.62	10.70
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	2,329.15	41.20	22.40	11.30	42.90	26.10	10.70	40.10
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	2,568.93	37.00	24.30	16.10	41.70	28.00	16.00	22.50
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	610.15	10.40	4.85	6.25	14.70	9.81	5.20	8.73
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	217.32	9.41	6.93	4.46	9.71	6.73	4.65	5.87
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	491.01	9.32	4.62	2.34	8.66	5.65	3.11	4.06
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	373.26	12.30	9.75	6.07	12.70	9.33	5.97	10.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	610.15	10.40	4.85	6.25	14.70	9.81	5.20	8.73
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	217.32	9.41	6.93	4.46	9.71	6.73	4.65	5.87
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	491.01	9.32	4.62	2.34	8.66	5.65	3.11	4.06
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	373.26	12.30	9.75	6.07	12.70	9.33	5.97	10.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	610.15	10.40	4.85	6.25	14.70	9.81	5.20	8.73
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	217.32	9.41	6.93	4.46	9.71	6.73	4.65	5.87
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	491.01	9.32	4.62	2.34	8.66	5.65	3.11	4.06
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	373.26	12.30	9.75	6.07	12.70	9.33	5.97	10.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	610.15	10.40	4.85	6.25	14.70	9.81	5.20	8.73
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	217.32	9.41	6.93	4.46	9.71	6.73	4.65	5.87
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	491.01	9.32	4.62	2.34	8.66	5.65	3.11	4.06
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	373.26	12.30	9.75	6.07	12.70	9.33	5.97	10.00
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	610.15	10.40	4.85	6.25	14.70	9.81	5.20	8.73
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬	217.32	9.41	6.93	4.46	9.71	6.73	4.65	5.87
宮崎県	高瀬川	高瀬川	高瀬	491.01	9.32	4.62	2.34	8.66	5.65	3.11	4.06
鹿児島県	高瀬川	高瀬川	高瀬								

府県	水系	河川	測水所	流域面積 (km <sup>2</sup> )	昭和 2 年 昭和 3 年 昭和 4 年 昭和 5 年					
					平水量	低水量	渇水量	平水量	低水量	渇水量
鹿児島県	内川	川内川	人吉	719.97	27.00	19.60	29.10	17.40	20.50	18.81
宮崎県	内川	川内川	宮崎	431.85	21.00	14.65	8.01	18.40	12.40	9.88
熊本県	上白川	白川	高森	343.25	11.60	8.86	6.56	15.00	11.70	7.43
佐賀県	筑後川	筑後川	佐賀	176.75	10.40	6.46	4.51	7.87	6.71	4.41
福岡県	筑紫川	筑紫川	糸島	63.24	3.43	2.49	2.90	2.31	1.42	1.42
長崎県	佐賀川	佐賀川	佐賀	—	—	—	—	2.00	1.75	1.73

4) 使用水量決定の基本 発電水力の開発に當つては其の水力地點に就き豫め相當長期に亘つて日々河川流量の測定を行ひたる後に經濟的に利用し得る使用水量即ち標準使用水量を決定すべきである。此標準使用水量は、水力地點の落差と共に水力發電設備即ち水路、水壓管、水車、發電機其の他の工作物及機械器具の大きさを決定する根據となるべきものであるが、實際問題として水力發電所の設備容量を如何に定むべきかは、經濟上(電力の需要度、料金の現在及將來、發電諸設備の建設工費、事業資金調達の難易、労働賃銀等)及技術上(送電距離、負荷の性質、河川流量の變動狀態、水力地點の地況等)の諸條件を充分考慮する必要がある。

電気が主として電燈にのみ利用された時代には、使用水量は渇水量以下の水量を標準としたが、現今如く種々の方面に利用され且水力發電所の外に火力發電所をも併用される様になつてからは大體平水量を標準として居る。尙ほ堤式發電所が尖頭負荷發電所として利用される様になつてからは、渇水量の數倍の水量が使用されて居る。

5. 落差 1) 落差の存在 水量と共に水力の要素を爲す落差は河川に於ける水力では次の如き形態に依つて得られる。1) 濑布を利用するもの、2) 近接して流れる2河川の河床差を利用するもの(流域更換を爲す)、3) 河川の屈曲部を利用するもの、4) 高堰堤の築造に依り其の上下流の水位差を利用するもの、5) 導水路に依り落差を集中するもの等である。

2) 有効落差 取水口、放水口に於ける河川の水位差を總落差、又取水口より水路を経て放水口に至るまでに動力の發生に直接關係なく消費せられる水の位勢を損失落差と稱し大體次の様なものである。1) 取水口に於ける損失、2) 水路に於ける損失、3) 水路區

間内の構造物(沈砂池、調整池、水槽等)に於ける損失、4) 水壓管路に於ける損失、5) 吸出管に於ける損失、6) 放水路に於ける損失等で上記諸損失落差を總落差より減じたる残の落差が實際に動力發生に與かる勢で、之を有效落差と稱する。

## 第2節 負荷、貯水池及調整池

6. 負荷 電力の需要は刻々變化し從つて發電所の出力即ち負荷も需要に従つて變化するもので、其の1日中に於ける變化を圖示したものを負荷曲線と稱する。

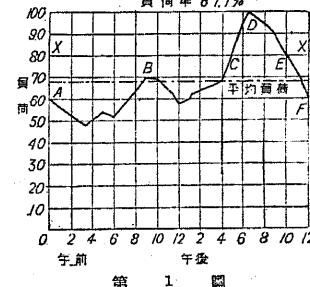
負荷は一般に深夜間には電燈のみなる故一定小量であるが、早朝より漸増し出勤時、工場始業時に於て急増する。晝休には稍々減じ之を了れば再び激増し夕刻に至れば電燈の需要を伴ひ急激に増し1日中の最大に達する。之を尖頭負荷と稱する。

第1圖は大工業都市の電燈、動力、電熱及電車等を含む東京一圓に付て考へたる東京電燈會社の負荷曲線で、尖頭負荷を100%とした場合に平均負荷が67.7%となつて居る。

一般に發電所又は發電系統の或る時間内に於ける平均出力即ち平均負荷の該時間内に於ける最大出力即ち尖頭負荷に対する比を100%分率で示したものと負荷率と稱する。上記の圖で言へば負荷率は67.7%である。

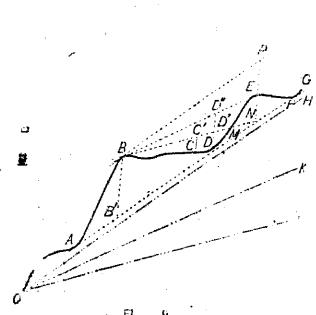
7. 貯水池 一般に渇水量を使用量とした場合の發電力即ち常時電力の1年間に於ける發電能率は略ぼ100%と見做し得られるも、渇水量を超える水量に依る發電力即ち特殊電力の夫は、使用水量を大きく採る程低下し、平水量に依る場合では70~75%位になる。故に渇水期に使用水量の不足を補給して特殊電力の常時化を圖るには、豊水時餘剰水量を貯溜し置く設備を必要とする。此設備を貯水池と稱する。

貯水池の容量は地形に依つて決まるが、發電不足能率の補給程度も池の容量決定の重大なる要素となり、又降水量、蒸發量、流出量等の關係が上記の要求に適合するや否やを研究する要がある。

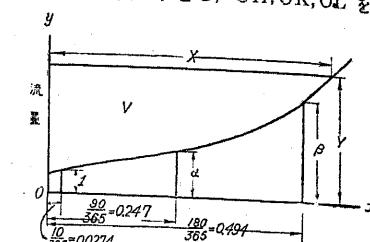


第1圖

使用水量の平均定常化を圖る目的には水量累積曲線を用ふればよい。即ち第2圖のOABCDEFHGを貯水池への流入量の累積を表はすとし、OH, OK, OLを



第2圖 水量累積曲線



第3圖 流況曲線

平均使用水量線とすれば、之に應じB  
B', CC', DD'なる貯水容量が得られる。

使用水量の季節的補給調節を圖る目的には流況曲線を用ふればよい。即ち第3圖の流況曲線を $y=ax^2+bx+c$ で表はし得るものとし、尚渴水量、低水量、平水量の比率を $1:\alpha:\beta$ とすれば

$$\alpha = \frac{1}{0.247} \left\{ \frac{\beta-1}{0.4666} - \frac{\alpha-1}{0.2196} \right\}$$

$$\beta = \frac{1}{0.247} \left\{ \frac{0.5214(\alpha-1)}{0.2196} - \frac{0.0744(\beta-1)}{0.4666} \right\}$$

$$c = \frac{4\alpha-\beta}{3} - \frac{2}{3} \left\{ \frac{0.5214(\alpha-1)}{0.2196} - \frac{0.2744(\beta-1)}{0.4666} \right\}$$

依つて $V$ を補給を要する全水量とすれば

$$V = \int_0^X (Y-y) dx = X^2 \left( \frac{2}{3}\alpha X + \frac{b}{2} \right)$$

今  $R$ =所要の貯水池の容量( $m^3$ )、 $Q_{min}$ =渴水量( $m^3/sec$ )、 $A$ =集水面積( $km^2$ )、 $p$ =冬季渴水時の不足水量比(一般に $\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}$ )とし、渴水量、低水量、平水量の比率を $1:1.5:2.25$ とすると

$$y = 1.62x^2 + 1.82x + 0.95$$

$$V = (1.08X + 0.91)X^2$$

$$R = 365 \times 24 \times 3,600 \times Q_{min} 4p V$$

8. 調整池 水路の途中(取水堰堤に依る湛水池を利用する場合もある)に設ける一種の小規模の貯水池で、短期間に於ける河川流量の調節又は負荷の變動に

對する水の經濟的利用を目的とするものである。特に後段の目的のものが一般で1日中電力需要の小なるとき餘剰水量を池に貯留し置き、平均以上の需要なるとき補給使用せんとするものである。從つて調整池の容量及び其の調整作用は供給區域に於ける電力の需要狀況即ち負荷曲線の性質に依つて定まるものであるから設計の當初に一定の代表負荷曲線を想定し之に依つて研究するを良策とする。

調整池を其の機能に依つて分類すると次の如くなる。

1) 短期間に於ける河川流量の變動を消去して一定流量化せんとするもの(後述の逆調整池は此の變態なるものである)では

$$V = 24 \times 3,600 R Q_m$$

式中  $V$ =調整池の所要容量( $m^3$ )、 $Q_m$ = $m$ 日に於ける河川の不定流量 $Q$ を平均したもの= $\frac{\sum Q_m}{m}$   
 $R$ = $m$ 日内 $r$ 日は $Q_m$ より小で、 $m-r$ 日が大なりとしたとき自然流量の平均流量 $Q_m$ に対する不足率は過剰率= $\sum \left( 1 - \frac{Q_r}{Q_m} \right) = \sum \left( \frac{Q_m}{Q_m} - 1 \right)$ 。

2) 1日中の負荷の變動に對應せしめんとするものと(1)與へられたる負荷率に對し過不足なく完全に水の利用を爲し得る如き調整池の容量を平均負荷(平均使用水量)に對する可能調整時間 $T_m$ で表はせば

$$T_m = 6 \left( \frac{1}{f} - 1 \right) \text{ hr, 但し 負荷率 } f = 0.5 \sim 1.0 \text{ なる場合}$$

$$T_m = 24(1-f)^2 \text{ hr, 但し 負荷率 } f = 0.0 \sim 0.5 \text{ なる場合}$$

$$V = 3,600 T_m Q$$

式中  $V$ =調整池の容量( $m^3$ )、 $Q$ =使用水量( $m^3/sec$ )。

(2) 與へられたる負荷率に對し充分なる容量を有せざる調整池では

$$T_p = \frac{6(1-p)^2}{p(1-f)} \text{ hr, 但し 負荷率 } f = 0.5 \sim 1.0 \text{ なる場合}$$

$$T_p = \frac{24f(1-p)^2}{p} \text{ hr, 但し 負荷率 } f = 0.0 \sim 0.5 \text{ なる場合}$$

$$V = 3,600 T_p Q$$

式中  $V$ =調整池の容量( $m^3$ )、 $Q$ =使用水量( $m^3/sec$ )、 $p$ =使用水量に依る出力と最大出力との比、 $T_p$ =調整池の容量を $p$ の繼續時間で表はしたもの。

9. 逆調整池 使用水量の調整を爲す發電所の下流では、調整作用に因り河川の自然流量に變動を生じる。此の影響を除くか又は軽くする爲に發電所の直下流若くは適當の個所に池を設け、調整に因つて減じた水量は此の池より補給し又増した水量は一時此の池に溜めて即ち逆調整作用を行はしめる。斯かる設備を逆調整池と稱する。

## 第 2 章 工事論

### 第 1 節 取水設備

**10. 取水堰堤** 水を水路に引用する爲に設くる堰堤を特に取水堰堤と稱し貯水の爲に設くる堰堤と區別して居る。従つて高さ低く約 10 m を限度とした溢流型コンクリート重力堰堤を其の一般の形態として居る。

1) 位置 選定に付ては次の事項に注意を要する。1) 基礎となるべき地盤が岩質で且つ其の上部に在る堆積土砂、砂利等が少い個所なること(床掘費用を節約し得る)。2) 岩盤を望み得ぬ個所では相當堅固なる基礎地盤を得るのに床掘が容易で、其の量少く且工事中の假縫切工を簡易に爲し得られる個所なること。3) 工事材料の置場として附近に相當の廣場を有する個所なること。4) 堤体築造後堰堤直下流の兩岸の維持に容易なる個所なること(兩岸岩盤なれば別に護岸工事を要せぬ)。5) 基礎岩盤が岩質ならざる限り必然的に河川の狭隘部を選定せざること(斯かる個所では溢流水勢の衝撃、洗掘作用が大である故水叩工、床固工等に工費を要し且平素の維持に不斷の注意を要する)。

2) 方向 河川の方向に直角なるを一般とする。

3) 高さ 1) 取水口の位置従つて其の構造により定められた取水位を先決された場合(既設用水路を其の備發電水路に利用する如き場合)、2) 堤体上流に及ぼす背水影響の爲高さを制限される場合、3) 堤体上流の湛水に依り使用水量の調整を爲さんとするとき其の調整水量の所要容量より高さが定められる場合、4) 堤体築造個所の基礎地盤不良にして築造後に於ける堤體並水叩部の維持上高さを制限される場合、5) 舟筏通航の爲堰堤に閘門を設ける要あるときは其の間隔に依り堰堤の高さを制限される等種々なる條件に依つて高さが決められる。

4) 堤体の型式 一般的の型式は溢流型コンクリート重力堰堤であるが、洪水時堰堤に因る背水影響、其の河川の流下土砂量、堰堤上流の湛水を調整に利用する場合は其の調整水量の總容量等に依り堰堤の一部若くは全長に亘る堤頂に水門扉類(角落、決渦板、スルース・ゲート、テンター・ゲート、ローリング・ゲートの類)を附設することがある。

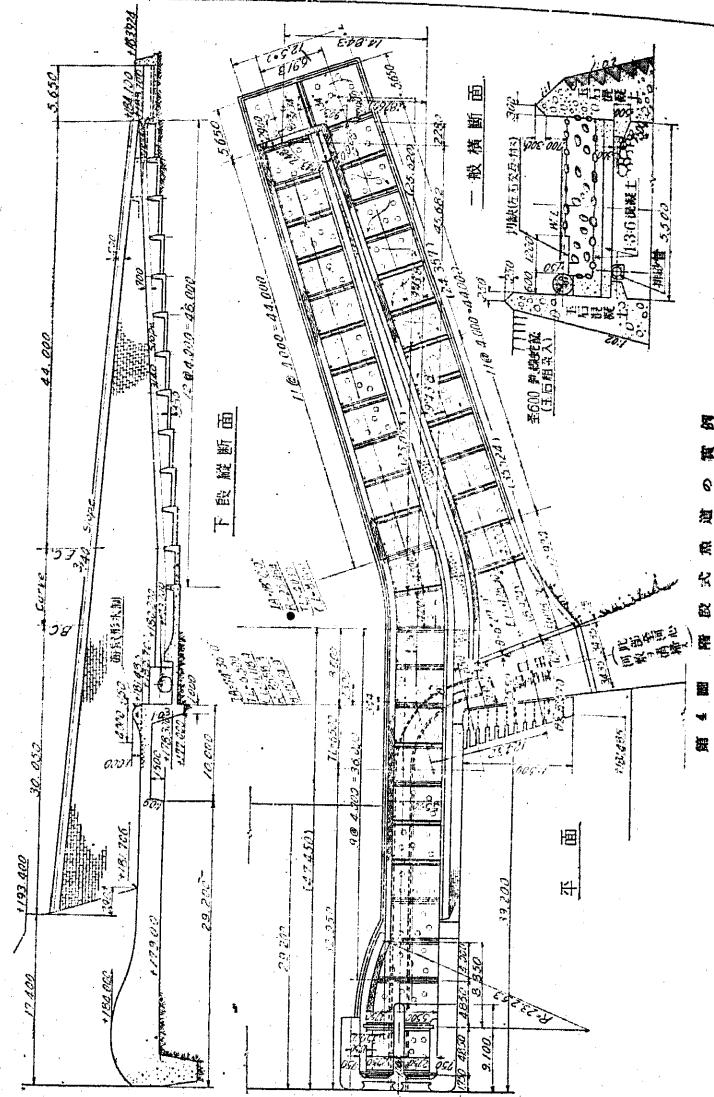
11. 積堤の附帶設備 1) 排砂門 堤体築造後其の上流には流下土砂が堆積しそれが取水口に侵入するから時々之を下流に洗流せしめる爲、取水口寄りの堰堤體の一端に缺口又は暗渠を設け之に角落又は水門扉を裝備し洪水時之を開放する。

此の設備を排砂門と稱する。缺口又は暗渠の大きさは取水口前に沈澱堆積する土砂を洗流するに充分なるだけの面積を有たしめることが必要で、其の大きさに従つて此門扉の大きさも決定されるが成るべく大き目に置いて置くことが望ましい。門扉は1門扉の大きさ並に其の操作方法及び時間等に依り第二次的に決められる。排砂門の敷は上流口では大體原河床と同高若は稍々上位ならしめ、下流口では堰堤の水叩部と同高とする。敷面の構造は堤體と同様コンクリート造が一般であるが、砂利、玉石等を瀧流さるゝ場合には磨損するのみならず後から之が修繕困難な場合が多いから當初から敷全體に亘つて張石を施して置くことが望ましい。

2) 流木路 堤体上流より流下し来る一本流しの木材即ち流木を堰堤下流に卸すに堰堤の一端に緩勾配の斜路を設ける。之を流木路と稱する。堰堤の高さが2m以下の低いものなれば堤頂を落しても木材は傷まぬから流木路の設置を必要としない。構造はコンクリート造の断面矩形の傾斜開渠で、幅は1.5~3.0 m程度、勾配は堤頂より漸次緩勾配(最急1/3位)とし下流口では水平に近い緩勾配若く勾配は落木と落下木が河床に衝突せぬ様にする。下流口の位置は落木の水擋となる如き水深の充分ある個所が望ましい。上流口の敷は堰堤頂より30~60 cm位低くし流木を爲さる場合は此の缺口に角落又は堰板を嵌めて置く。

3) 流筏路 筏を堰堤より流下せしめる設備を流筏路と稱する。構造は大體木路と同様である。幅は筏の幅より約30~50 cm位廣くする。餘り廣過ぎると筏が蛇行して下るから筏の各床を連繋して網を切斷する惧がある。勾配は上流口では筏の長(10~30 mを普通とす)に應じ5~15 m程度の水平に近い降勾配の區間を置き、筏が浮流して自然に流下し得る勢を附ける様にする。然る後は地形に應ずる降勾配とし、下流口附近では逆に落下速度を減殺させる爲勾配を漸次緩和し即ち相當區間に水平部を置き且此處が水擋となる様に充分の水深を保たせ、筏落下の際の損傷を防いでやる。上流口の構造は流木路と同様である。下流口の位置は落下した筏が巧に原河川の流向に従つて浮流し得る様に其の方向を定めることが望ましい。

4) インクライン 流木路又は流筏路では木材又は筏を流下せしめる度毎に充分の水量を必要とする。然かも河川の流量が少く且其の流下時期が冬季渇水時になる場合には、貴重なる水量を割愛することになるから、斯かることが發電上非常に不經濟になる場合には堰堤の一側に單線又は複線の軌道を敷設した緩勾配の傾斜路を設け、之に臺車を載せ電動力に依り運轉する釣瓶式又は輪狀式のワイヤロープで臺車を上下せしめる。堰堤上流に來た舟筏は上流淺水中に在る臺車に載



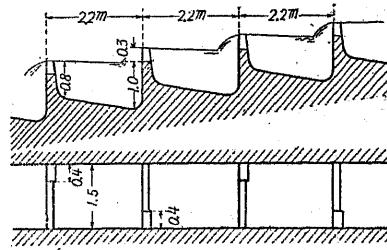
せられ軌道上を降り堰堤下流の浅水中まで運ばれ此處で再び河中に浮かび航行をする。下流より溯つた舟は同様にして上流に移動せしめる。

5) 魚道 堰堤築造に因つて渦河魚類は其の通路を遮断されるから、之を溯上せしめる爲に魚道を設ける。魚道には次の3種類がある。1) 階段式魚道

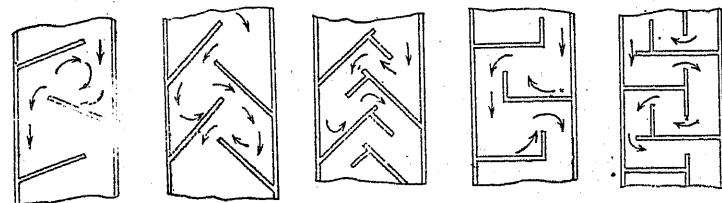
構造は堰堤頂の一端の排砂門寄りに開口する緩勾配の横断面矩形の傾斜開渠で、渠中は或る間隔に間仕切壁を有し開渠の終端は堰堤下流の水面に達せしめる。幅員は鮭鱒等の大形魚類に對しては3~5m、鮎、鰯等の小形のものは2~4m あれば充分である。勾配は1/8~1/15程度とし、幅員の1~1.5倍間に隔壁を設け水が其の上端を約10~20cm位溢流する様に上流口より流下する

にする。各隔壁の上部には交互に幅員の約1/3~1/5程度の缺口を設ける。堰堤の高が相當高くなると魚道も長くなり溯上する魚類が疲れるから處々に休息所として魚溜り(プール)を造る。魚道の登口は堰堤下流の魚類の集合し易い相當水深ある所に開口せしめ其の幅員は魚道本體の幅員の1.5~2.0倍廣くする。2) 斜面式魚道

階段式と異なる點は隔壁を有せず其の代りに左右兩側壁より千鳥形に隔壁を突き出させ之に依つて流下水を廻流せしめて水勢を弱め魚類の溯上を容易にせしめるものである。階段式に比べて流下水の速度大であるから極めて低い堰堤にのみ採用せられて有效である。3) 抱揚式(エレベーター式)魚道 高堰堤



第 5 図 階段式魚道の例



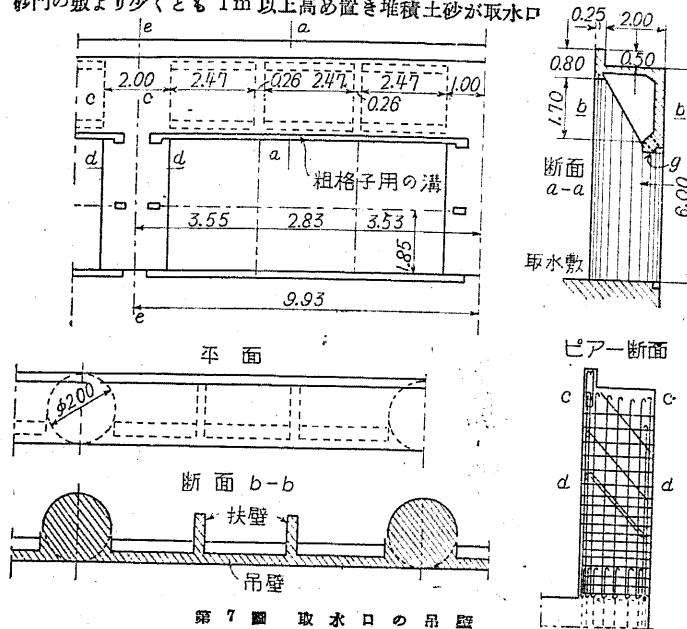
第 6 図 斜面式魚道隔壁の型式

に設けられたるもので魚類を堰堤直下流に設けた魚溜り(登口は階段式魚道とし其の終端を魚溜りとする)に集め、此邊に堤體に沿つて設けたインクラインを上する抱揚籠を動し、此中に魚を追ひ込んだる後籠を捲揚げ、堰堤上流で籠中の魚類を湛水中に放流する。

**12. 取水口 1) 位置** 取水堰堤が高堰堤に非ざる場合には之に隣接した河岸に設けられる。之は堰堤の取水口寄に設けられる排砂門に依り取水口前に堆積した土砂の洗掃作用を有效ならしめる爲である。位置の選擇に付ては 1) 所用水量を完全に取水し得られ其の調節を自由且敏速に爲し得らるべき所なること、2) 漂流物又は土砂の流入の虞少き場所なること、3) 洪水時に於ても洪水に對し安全なる場所なることの注意を要する。

**2) 方向** 取水口の河川に對する方向は河川流量の變化(水位の變動)及發電水路の所要水量の變化(負荷の變動)等あるに因り之を理論的に決定することが甚だ困難であり、假令決定し得るとしても地形的及び施工上の關係に支配されるから結局は實例と經驗とに依つて定められるが、一般的には河川の方向に對して $60^{\circ}\sim 80^{\circ}$ である。

**3) 構造** 取水口の形は矩形缺口又は暗渠形を一般とし、大きさは計畫取水位に於て所要水量を流過し得るに充分なる断面を有たしめ、其の高さは取水堰堤の排砂門の敷より少くとも 1m 以上高め置き堆積土砂が取水口

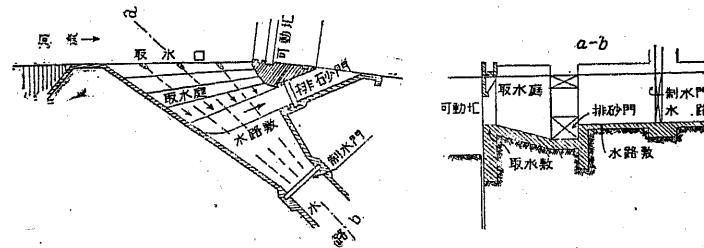


第 7 圖 取水口の吊壁

より水路へ侵入するのを防止せねばならぬ、取水口より流入する浮流物を防ぐ爲取水口直前に粗目の鐵格子を建てることがある。又取水口の上部に吊壁を設け即ち取水口を潜水の矩形の暗渠とし或る水深よりの水を取り入れ上層水面に在る浮流物の侵入を防ぐことがある。

**4) 取水庭** 取水口の直下流部には取水口の幅(間口)と略ぼ同じ位の長さの渠部分に渠室廣場を設け、此處で流水中の土砂を第一次的に沈澱させる。此の渠室を取水庭と稱し此の一隅に排砂門を設け時々之を開いて取水庭の堆積土砂を掃除する。尙場合により取水庭に溢流余水吐を設けて所要水量以外の水量を原河川に排水する。

**5) 制水門** 取水庭の終端即ち水路の入口に制水門を設け水路に取入れる水量を調節する。制水門扉には小水量の場合は滑動門扉、大水量の場合は電動のローラー附門扉(多くはストーン・ゲート)が用ひられる。



第 8 圖 取水口取水庭水路

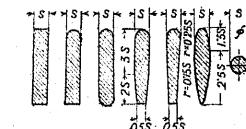
**6) 芥除格子** 浮流する芥、樹葉、木片、氷雪等の水路侵入を防ぐ爲取水口の直前又は制水門の前に鋼製の格子を設ける。格子目の間隔は浮流物の種類及び量に依り加減するが 4~6 cm を普通とする(沈砂池、水槽にも格子を置くが、目は細かいものを採用する)。流水が格子を通過すると水頭の損失を生ずる。其の値  $h_r$  (m) は實験の結果次式で示される。

$$h_r = \beta \left( \frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha$$

式中  $s$ =格子棒の厚(cm),  $v$ =格子前に於ける流速(m/sec)

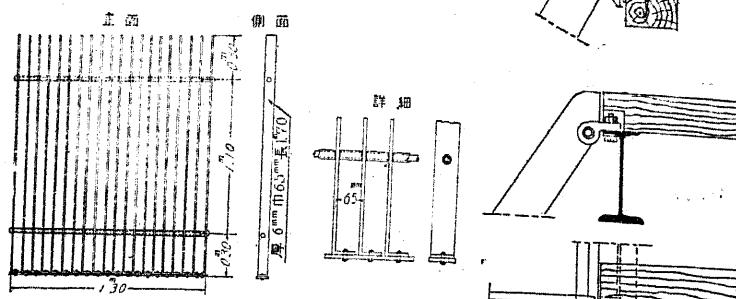
$b$ =各棒間の間隔,  $\alpha$ =格子が水平と爲す角,  $\beta$ =棒の断面形状に關する係数(第 9 圖參照)。

- (a) 2.42 (b) 1.83 (c) 1.67 (d) 1.035  
(e) 0.92 (f) 0.76 (g) 1.79



第 9 圖 芥除格子の断面各種

極寒地では河水が凍結し、格子の目が氷で塞がるし又流氷雪が格子に凍り付くから格子に電流を通じて之を暖めるが若くは格子の前方最低取水位



### 第 10 圖 芥 除 格 子

以下0.5~1.0mの水中に径3~6cmの钢管に30cm位の間隔に小孔を穿つたものを横たへ、格子の附近に特に設備したポンプ室から管に圧搾空気を送つて水を攪亂し結氷を妨げてやることをする。芥除格子

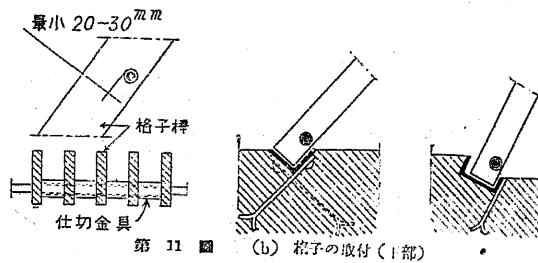
に附いた芥は芥取器で時々掻き揚げ取捨てる。芥取器には人力に依るものと機力に依るものがある。

7) 防材 流木  
筏、流氷雪の多い

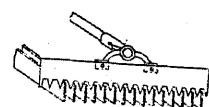
河川では之等のものが一時に取水口に殺到するのを防ぐと共に取水口を之等のものゝ激突より保護する爲、取水口の前方の水面に丸太又は特別構造の浮桟橋形のものを浮べる。

#### 8) 量水設備 制水門下流の水路の側壁に量水標板

又は自記量水器を設備し水路への流入水量を測定する資料を取る。



第 11 圖 (b) 格子の取付(下部)



第 11 圖 (e) 芥取號

## 第 2 節 導 水 設 備

13. 水路 取水口より水槽に達する導水路を單に水路と稱する。其の所要水断面積は所要水量の 10~20% 位餘分の水量を流過せしめ得るに足る断面を有たしめる。水路の經濟的勾配は水力送達の際に送る落差の損失及資本の損失の和を最小ならしむるが如きのもので、之を算式で示すと

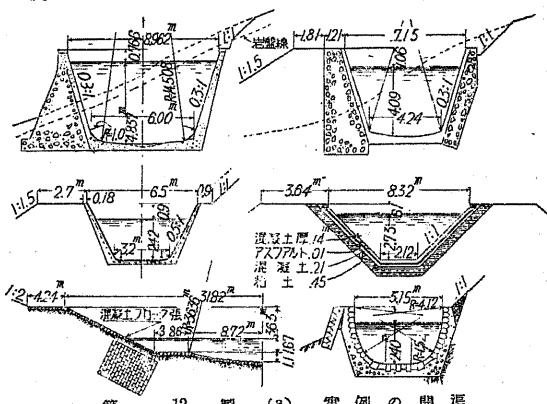
$$\frac{d\{9.8slQC + (k_t + k_a + k_m)F\}}{ds} = 0$$

を解いて得た  $s$  が經濟的勾配となる.

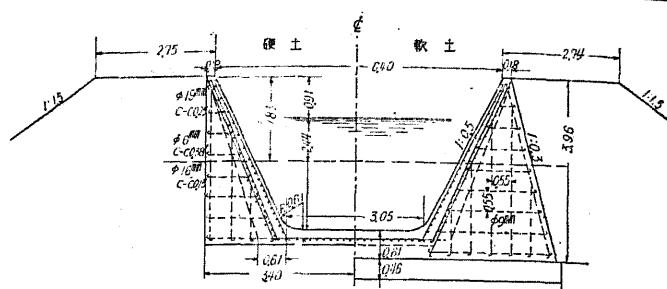
式中  $s$ =水路勾配,  $l$ =水路延長(m),  $Q$ =使用水量( $m^3/sec$ ),  $C$ =水路終端に於ける水力費率  
(円/kw年),  $k_1$ =建設費に對する年利率,  $k_{lt}$ =建設費に對する年償却率,  $k_{ln}$ =建設費に對する年維持費率,  $F$ =水路建設費(圓).

然し前記は理論的のもので、實際的には電力料金相場の高低、建設費（材料費、労力費）相場の變動及金利の上下とが必しも一致しないから、理論上一率に勾配を決めるることは困難である。一般的には水量及落差の大小等を考慮し普通水路（壓力水路に非ざるもの）では $1/1,000\sim1/2,000$ の範囲の勾配が採用されて居る。水路の種類は開渠、蓋渠、隧道、壓力隧道、樋、管等で、地形、地質、雪崩、工期、工費の諸條件を考慮して何れを探るかが決められる。

1) 開渠 一般的断面形状は、梯形、矩形、半圆形等で其の構造は兩側及底面は流水能率を大とする爲及び漏水止の爲に多くの場合張石又はコンクリートを以て被覆を施す。



要するのみなら 第 12 図 (a) 實例の開渠



第 12 図 (b) 開遷の諸種

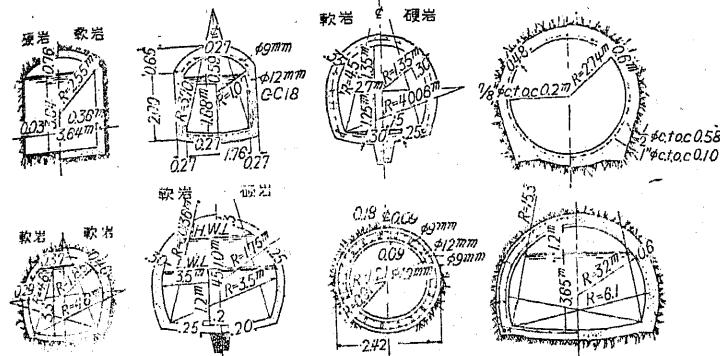
### - 2) 轉型 斷面形

状は馬蹄形、圓形等でコンクリート若くは鐵筋コンクリート構造とする。

### 3) 隧道 水路と山

(単に隧道と稱す) と水壓のかゝる有壓力隧道(単に**壓力隧道**と稱す)との2種に區別する。断面積は如何に取水量が小でも施工上高1.5~1.8m 幅1.8~2.5mを最小限度とする。断面形状は、天井に拱を有する矩形(硬岩の場合)、馬蹄形

(軟岩及土質の場合), 圓形(主として壓力隧道に用ひられる)を一般とする。頭空 最大所要水量を流通し得る經濟的断面は馬蹄形隧道では高さの 90% 位



## 第 14 圖 隧道の實例

の水深となるから頭空は極めて僅であるが、地方的事情に依つて隧道内に筏、木材を流す必要ある場合には、其の操作上筏には約 1.5 m、流木には 90 cm 程の頭空を有して置く必要がある。

**裏蓋工**（巻立）硬岩中を掘鑿する隧道と雖も流水の摩擦を減少せしめ即ち損失落差を最小ならしめる爲、漏水を防ぐ爲及長年月の経過と共に地盤の風化するを防ぐ爲にコンクリート巻立を施すことが望ましい。巻立の厚の標準は、堅牢にして安定なる岩盤 10~20 cm、支保工を要するが巻立の場合之を取外し得る程度の不安定なる岩盤 20~30 cm、土質 20~40 cm、以上の厚は有效厚であつて、實地では餘掘の爲上記厚の 2 倍位になることがある。

**横坑及堅坑** 隧道掘鑿工事の進歩を容易ならしめる爲渓谷又は凹地を利用して横坑又は堅坑を設ける。之等の坑は隧道工事完成後コンクリートを以て填充するが、隧道の延長大なるときは横坑に排水門又は弁（壓力隧道の場合）を設けて發電停止の際隧道内の水を早急に空虚にし、内部の検査及掃除に便ならしめる。

4) 壓力隧道 壓力隧道とは隧道内を満流する水に壓力を加へ必要に應じ流量の増減を自由ならしめるものであつて、貯水池若くは調整池を有する發電水路では池より下流の水路を壓力隧道(場合により管路と爲す)とし調壓水槽に導水する

特徴とするところは 1) 負荷の変動に對し流量の増減容易且速かなること、2) 必要なる水量のみを流下するから水量に無駄を生ぜぬこと、3) 流量及損失水頭

の増減は不可分のものであるが、高落差発電所程損失力に對する苦痛が僅少であり、従つて其の效力が増大すること、4) 尖頭負荷を受ける時間は概して短時間であるから、一時的損失水頭の増大を許すときは、比較的小断面の水路でも大水量を流下して尖頭発電の目的を達し得ること等であるが、一方水壓に對抗する爲設計施工が完全なることを要し従つて多少工費の増大を免れない。

断面形状は水壓に對し抵抗力の大なる圓形を用ふるが稀に岩盤が堅く割れ目の極めて少い理想的の場合には馬蹄形を採用する。

勾配は最大損失水頭、貯水池の有效水深及調壓水槽に於ける下向襲波水深等に依つて定まる。損失水頭は概略的に流速の自乗に比例するから、今  $h = \text{損失水頭}$ 、 $V = \text{流速}$ 、 $C$  及  $K = \text{常数}$ 、 $R = \text{動水半徑}$ 、 $S = \text{勾配}$ 、 $L = \text{貯水池の長さ}$ 、

$$h = CV^2, \quad V = K\sqrt{RS}, \\ \therefore C = L/(K^2R)$$

$K$ はクッター氏の公式では $\eta$ の函数になつて居るから、一般に最大流速附近の勾配を假定して得た  $K$ の値を上式に挿入して  $C$ を決定して $\eta$ を求める。

裏装工の厚は隧道の内径と水压とに応じ地質を考慮し且尊き経験に依つて定める外今日の技術では之を數理的に決め得ないけれども、一般に鐵筋コンクリートを以て巻立て、鐵筋量は水压の 20% 以上の圧力に對抗し得る程度のものを標準とすることが望ましい。縦鐵筋量はコンクリート容積の 0.4% 内外を標準としてある。

**施工** 圧力隧道は水圧の一部を岩盤に負擔させるものであるから、其の施工は入念なるを要し即ち岩盤の掘鑿面は鐵線刷毛を以て水で充分洗滌し、附着せる土砂、石粉を完全に除去した後  $1:2:4 \sim 1:3:6$  コンクリートを施す。拱頂のコンクリート打は完全を望むことが殆ど困難であるから豫め  $2 \sim 5$  m 毎に徑  $5 \sim 7$  cm の鋼管を頂部コンクリート中に埋め置き、裏装完成後鋼管より  $1:2 \sim 1:3$  モルタルのグラウチングを行ふ。裏装コンクリート量は設計厚を保たしめる爲には、岩盤の掘過中に入る餘分のもの約 20% 内外を豫め見込んで置くことを要する。

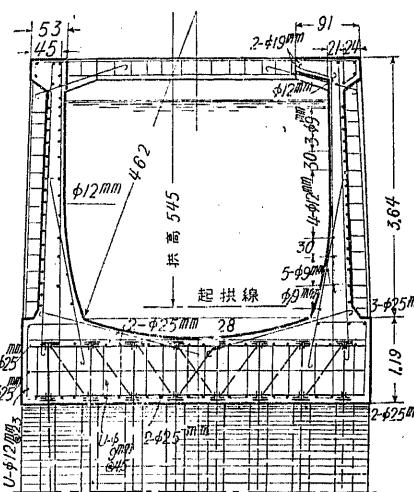
5) 水路橋、仰鑿管 水路が渓谷又は凹地を通過する場合には水路橋又は仰鑿管に依る。水路橋は臨時の水路には木造樋を用ふるが、永久的のものには鋼造又は鉄筋コンクリート造の樋に依ることが多い。水路の途中に餘水吐を設ける場所のない場合は水路橋に之を設け餘水を溪流に吐かせる。降雪多き地方、極寒地方では水路橋の樋に蓋をするか若は防寒施設をする要がある。仰鑿管は低水頭の場合には鉄筋コンクリート管を用ふるが、高水頭の場合には钢管を用ふる。深床

を横過する個所は堅固なる床  
止堰堤を設け此の中に埋設す  
るのが最も完全である。尙管  
内の検査及修繕に備へる爲  
適當の個所に人孔を設け又管  
内の土砂及水を排出する爲管  
の最低個所に排水弁を設け置  
く。

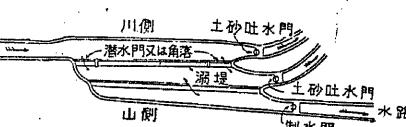
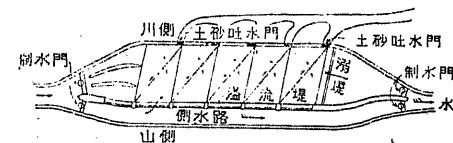
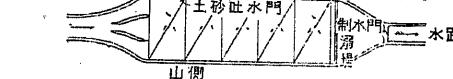
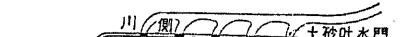
## 14. 沈砂池 取水堰堤の

高が相當高く取水口の前が水深大なる湛水池を形成する場合は、流水中に含まれた土砂は此處で大體沈澱するから比較的澄んだ水を水路に取り入れ得るが、取水堰堤が低い場合には土砂は水路へ流れ込み、之が水路、水槽中に沈澱して永い間には堆積土砂の爲水路の流積が著しく狭められ且一部の土砂は水車に入リランナーを著しく磨損して其の能率を低下する。斯かる土砂を沈澱排除せしめる爲に取水口の附近下流に人工池を設ける。之を沈澱池と稱する。

1) 構造 沈砂池の最も簡単なる平面形は水路の幅を5°～15°の角度に漸次的に擴大し遂に齊一の綫速度を與へるだけの断面と爲して浮流土砂の沈澱を促すもので、之は取水量が小なる水力工事に適用



### 第 15 図 鋼筋コンクリート水路橋の横断面



第 16 図 (a) 沈砂池の構造

される。取水量が大なるものには前記の形では相當の幅員を要し地形上不可能又は經濟上不利益なることが多い爲水路より沈砂池へ移る所へ數個の導流壁を設け、之に依りて數條の分水開渠で流量を一様ならしめる様に分流し、此の分水開渠中で土砂を沈澱せしめたる後再び合流せしめ下流水路へ導流する方法を講じて居る。沈砂池の長は次式に依つて得たものゝ大體 1.5~2.0 倍の長を標準とすればよろしい。

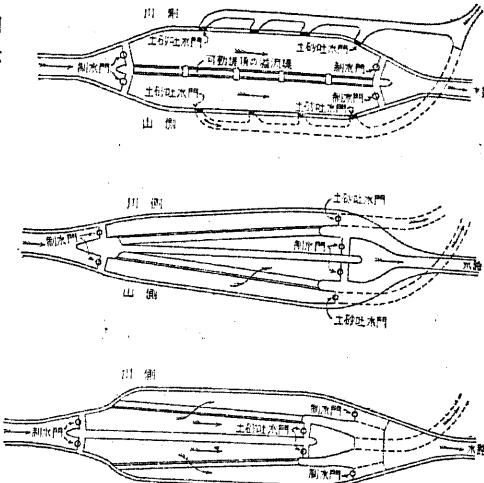
$$L = \frac{h}{v} V$$

式中  $L$ =沈砂池の長(m),  
 $h$ =沈砂池の水深(m),  
 $V$ =水路(沈砂池の入口)に於ける水の平均流速(m/sec),  
 $v$ =土砂粒の沈澱速度(m/sec),

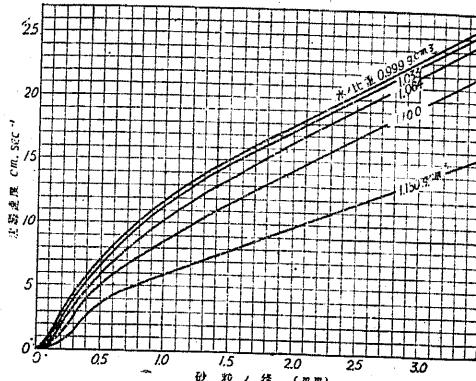
尙第 17 圖は渦水中に於ける砂粒の沈澱速度と砂粒の大きさとの関係を示したものである。

## 2) 掃除 池内に沈澱した土砂は時々之を掃除

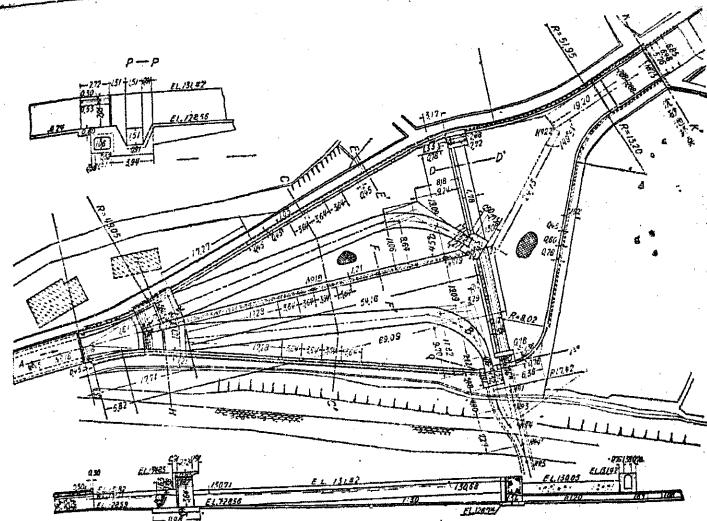
して池外に排出する。其の方法は池の構造に依りて異なり大體次の 5 通りある。  
1) 停電時に池の入口水門を閉め排砂門を開いて池内の水を排出した後、入口の水門を徐々に開けて之より水を入れ池内の土粒を滌流に依つて掃流するもの,



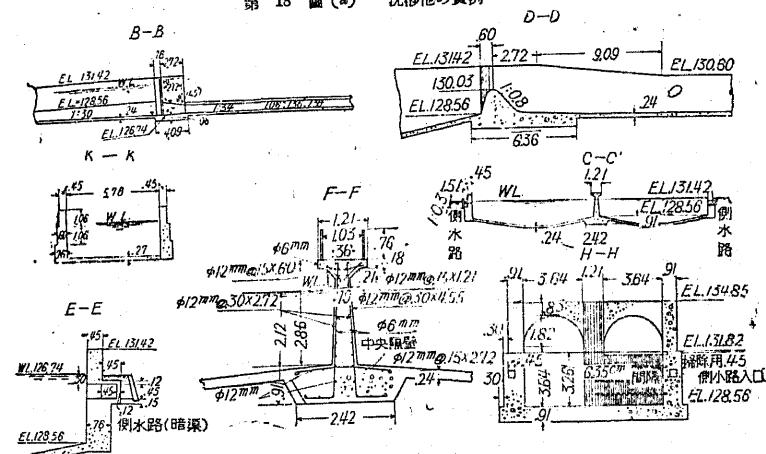
第 16 図 (b) 沈砂池の構造



第 17 圖



第 18 圖 (a) 沈砂池の貯洞



第 18 圖 (b) 沈砂池の詳細図

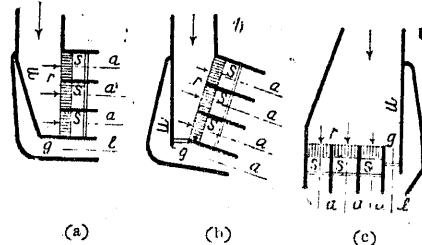
- 2) 池の側壁外に之に沿つて設けたる側水路に水路の水を廻流し、池の水を排出した後側水路の側壁に設けた溢流堤又は孔より池内へ溢水せしめ同時に入口のしたる後側水路の側壁に設けた溢流堤又は孔より池内へ溢水せしめ同時に入口の

水門より漏流を送つて土砂を掃流するもの、3) 池の中央に隔壁を設けて池を壁の2室に分割し、1室を側水路的に使用し2)と同様の方法で掃除するもの、4) 池底に土砂を流しこみ得るだけの數多の孔を有する溝を造り置き通水中溝の終端に在る排砂門を開き流水の深(水壓)に依つて土砂を孔より溝中に押し流しこみ、排砂門より掃除するもの、5) 以上の2), 3), 4) の何れかを混成せるもの等である。

**3) 附屬設備** 1) 餘水吐 取水口附近下流の水路に餘水吐を設け得ぬ場合は必ず沈砂池の一部に餘水吐を設ける。構造は池の側壁の一部を溢流堤とするが一般なれど、地形狭隘で且大水量の場合にはサイホン餘水吐を用ひる。2) 芥除格子 取水口に設けるものに比し格子目の稍々細かいものを入口より少しく下流に設置する。3) 制水門 池の構造に依り其の出入口若くは一方に設ける。門扉にはスルース・ゲートが多く用ひられる。4) 排砂門 掃除した土砂を排出する爲に排砂門を設ける。門扉にはスルース・ゲートが用ひられる。

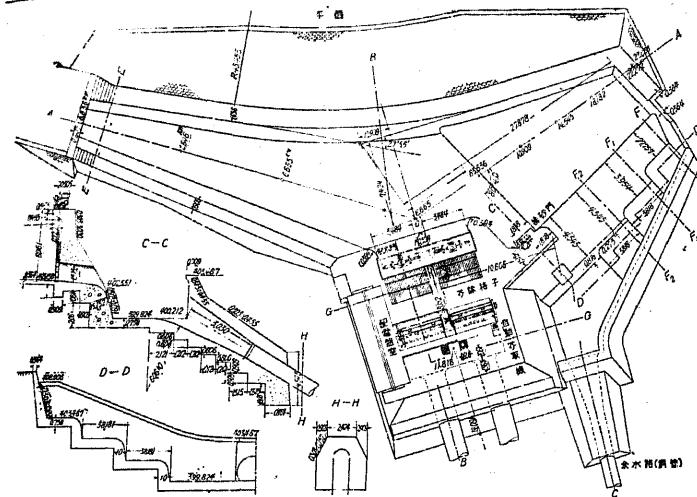
**15. 水槽** 水圧のかゝらぬ水路の終點(水压试管の始點)に設けた池渠を單に水槽と稱し、後述の調壓水槽と區別して居る。水槽の目的は此處で最後的淨水を爲さしめると共に餘水の排出及負荷の瞬時の變動に因る使用水量の調節を爲さしめるに在る。

**1) 構造** 平面的形狀は大體第19圖の如きもので、(a)は水路の方向と直角に水压试管を配置し、(c)は同方向に、(b)は(a)と(c)との中間の方向に配置したもので、何れの形に依るべきかは水槽並水压试管路豫定地の地形、地質掘鑿量等に依り決定される。水槽の

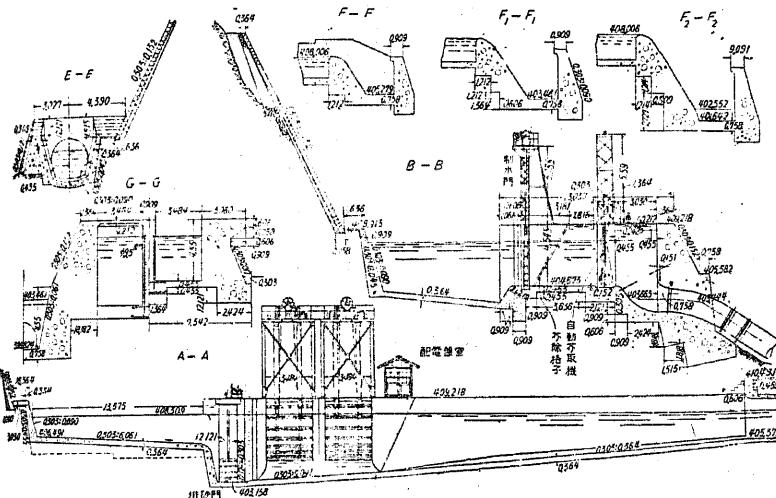


第 19 圖  
a 水压试管 b 制水門 c 芥除 d 遠流餘水吐  
e 排砂門 f 餘水路

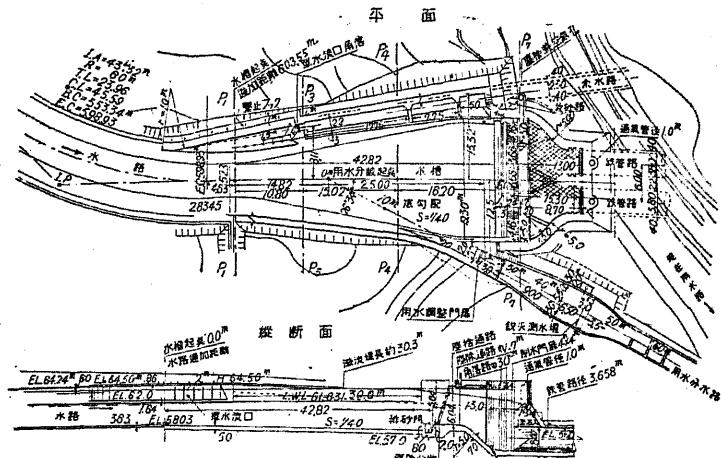
容量は第二次的の沈砂池として必要なる以外に負荷の急變に應じ得る調節水量を容れ得ることに依り決められる。此の爲には地形が狭隘で水槽の幅を擴げ難い場合には水深を大にして容量を増す様にする。水槽敷面は其の縦断面に於て水槽の始端より其の終端に至るに從ひ漸降勾配を附し水槽内に沈澱する土砂の洗掃排除に便ならしめる。水槽の終點と水压试管口の前方には取水庭を設け其の敷は水槽敷の最低部より高からしめ水槽内に沈澱した土砂が水压试管内に吸込まれぬ様にす



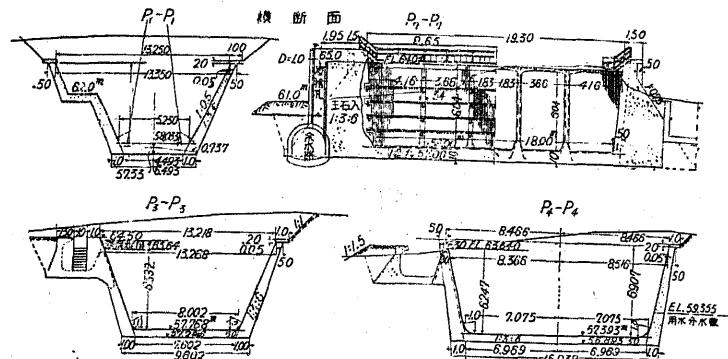
第 20 圖 (a) 水槽の實例(高落差水力)



第 20 圖 (b) 同上 詳細圖



第 21 圖 (a) 水槽の實例（低落差水力）



第 21 圖 (b) 同上 詳細圖

る。取水庭の水深は水壓管口径の 1.5 倍以上たらしめる。

2) 附屬設備 1) 芥除格子 取水庭の入口には格子目の稍々細かい(2~3 cm)

格子を建てる。落葉、芥等の多い處では此の後方に自働芥除機（長方形の枠に金網を張り之を數枚連續してエンドレスに迴轉せる様にしたもの）を設けることがある。

2) 制水門 芥除格子の後方に制水門を配置し水壓管に流入する水量の調節に備へる。門扉にはスルース・ゲートが多く用ひられ、フラップ・ゲートも稀に用ひられる。

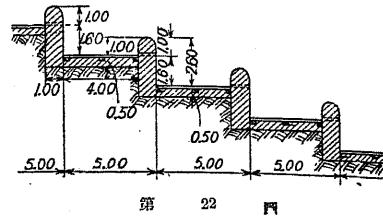
3) 餘水吐 負荷が急減する場合には使用水量が過剰になるから之を吐かせる爲に餘水吐を設ける。一般に水槽側壁の一部を溢流堤としより溢水せしめる。之を溢流餘水吐と稱す。其の溢流能力は全發電機が急止した最悪の場合でも水車への最大流入水量を吐かし得る程度のものとする。使用水量が湯水量の數倍を探る如き設計の水力では、湯水期には水槽の水位が著しく低下し、特に低落差水力では之が出力に割合に大きく響くから、斯かる場合には溢流堤頂に角落しを入れ得る様に豫め設備し置き之に依つて水位を上昇せしめて落差の損失を防止する。溢流餘水吐では急速に餘水を吐かせることが困難であり且大水量を吐かせんとせば溢流堤頂の長が大になり地形上不可能のことがある。斯かる場合にはサイホン管水吐を用ふる。之は普通鉄筋コンクリート造の断面矩形の彎曲管で、設計に付ては (1) 吞口は損失水頭を減ずる爲管喉の断面積を縮少して流速の増加を漸進的にすること、(2) 吞口の上端は計畫水位に置くが、流木、流氷雪の多い所では計畫水位下に置いて浮流物の管内侵入を防ぎ、其の爲吞口に粗目の格子を嵌めることがある、(3) 管喉の高(深)は 1.5 m.を限度とする、之以上高を増すと管喉部上下の流速が著しく異なり管内に渦流を生じサイホン作用の能率を低下する、(4) 管體(管喉以下)の断面積は管喉より吐口まで同一とするのが普通であるが、サイホン上下水位差若くは管喉頂と吐口との高差が有效利用落差(理論的には 10.3 m.であるが、土地の標高に依り異なり實際的には 5~8 m.である)を超過する如き場合は、超過部分の管體の断面積は吐口に向つて漸次縮少し水流の分散するのを防ぐ要がある、(5) サイホン作用に依る排水量は次式で算出される。

$$Q = ca\sqrt{2gh}$$

式中  $Q$ =排水量 ( $m^3/sec$ ),  $g$ =重力の加速度 ( $9.8 m/sec^2$ ),  $a$ =管喉の断面積 ( $m^2$ ),  $h$ =サイホン上下の水位差 (m),  $c$ =實驗に依つて定まる係数 0.5 (小水位差の場合) ~ 0.65 (大水位差の場合)。

4) 餘水路 餘水吐より排出された水又は水槽内の排砂門より土砂を洗掃した水を原河川に流下せしめる爲餘水路を設ける。餘水路の構造は水槽附近の地形、地

質、落差、餘水量等を考慮して決めるが、渓床岩盤なるときは之を其の儘利用するもの、若くは開渠、蓋渠、鋼管、鐵筋コンクリート管等に依るものがある。高落差水力で水量大なる場合には全水路を數區に分割し、各區の終端に水門を設くるか又は第 22 圖の如く餘水路全體を小階段の連続とし落水の勢力を減殺する。然し小水量で地形急峻の場合には、鋼管又は鐵筋コンクリート管が用ひられる。钢管路では其の勾配如何により流水の爲管内に真空を生じ管が大氣圧で壓縮されることがあるから、豫め管の外周に角鋼の鍔を嵌めて補剛するか、通氣管又は弁を附けて置く必要がある。



第 22 圖

5) 排砂門 水槽の終端に排砂門を設け餘水路に開口せしめる。門扉にはスルース・ゲートが多く用ひられる。

6) 防材 水路に侵入する流氷雪及水路を流送して來た木材等が水槽内を塞ぐのを防ぐ爲、槽内に、流身に斜に丸太又は浮桟橋等を浮べる。之等の設備を防材と稱する。

7) 流木路 流筏路 落木路 水路内に筏、流木を流送する場合には水路の終端に達したものを放水口下流に送達する爲水槽若くは其の附近に流木路又は流筏路を設置する。其の構造は堰堤に於けるものと同様である。水を流さずして木材のみを卸す裝置を落木路と稱し、鋼索道、インクライン、修羅（断面半圓形の開渠に、渠の方向に丸太を敷き並べたる一種の斜路）等が用ひられる。

16. 頸壓水槽 調壓水槽とは壓力水路（壓力隧道又は壓力管）と水壓管との接合個所に設くる一種の水槽で、發電所に於ける負荷の激變に對し使用水量の調節を爲すと共に水壓管内に起る水衝作用を吸收し（此の結果水槽内の水が襲波作用を起す）之に因る惡影響を上流の壓力水路に及ぼさうらしむる設備である。即ち水壓管が非常に長いときは水衝作用も大であつて、非常に堅牢な水壓管を要することとなる。緩急弁に依つて水車閉扉時の水衝作用は輕減し得るが、閉扉時の水衝作用は防ぎ得ない。此兩者に對して有効なるものは調壓水槽である。調壓水槽設置の位置は水壓管の下端に近い程有效で、又起伏せる水壓管の隆起部を選べば其の高さ低くて足り工費を節し得る。

1) 調壓作用の概要 負荷が急減し水車の水扉の開きが急に減じた場合、先づ

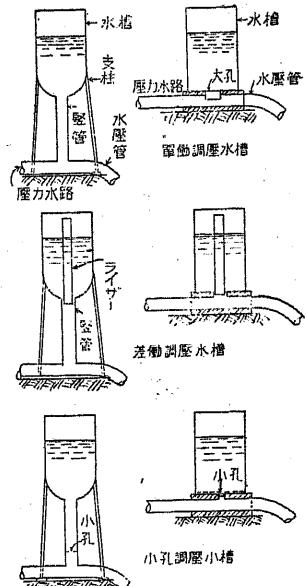
水壓管中の水は水槽中に上昇し始め、此水面の上昇及び他の原因に依つて餘分の水頭を生じ之が減速水頭として働いて水槽より上流に在る壓力水路又は管路内の流速を減ぜしめ、此の流速が漸減して其の通過水量が水車を通過する水量以下となれば、其の不足水量は水槽より水車に向つて流出する故に水槽の水面は降下し始め、之が常規水面以下に降り過ぎると上流壓力水路には前と反対の加速水頭を生じて流速を増し水槽水面は再び昇り始める、斯くて水量も水面も上下に振動し、摩擦に依つて其の振幅減衰して常規水面及水量に落付く。水扉の開きが急に増加した場合には先づ水槽水面下降して上流壓力水路に加速水頭を生じ上記と反対の振動を行ふ。第 24 圖は此現象を同一條件の下に設計された單働及差働調壓水槽の下向襲波の場合に於ける水位變動狀態を示すものである。

2) 單働調壓水槽 之は最も一般に行はれて居る型式で、襲波高は他の型式のものより大であり從つて最も大なる容積を要する故不經濟的であるが、水衝作用の吸收は最も確實である。

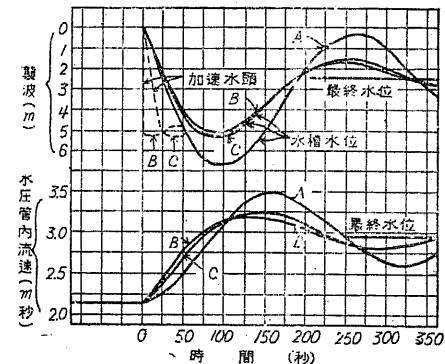
最大襲波高  $y_{max}$  を求めるに  $L = \text{調壓水槽} + \text{上流の} \times \text{壓力管} (\text{又は} \times \text{壓力隧道}) \times \text{延長} (\text{m})$

$R = \text{水槽及} \times \text{壓力管の断面積} \times \text{の比}$

$V_1 = \text{上流} \times \text{壓力管内} \times \text{負荷} \times \text{變動前の} \times \text{流速} (\text{m/sec})$



第 23 圖



第 24 圖 A 單働調壓水槽 B 差働調壓水槽  
C 小孔調壓水槽

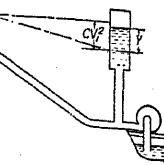
$V_2$ =上流圧力管内の負荷変動後の流速 (m/sec) (全負荷遮断の場合  $V_2=0$ )。

$c$ =上流圧力管内の損失水頭  
(流速)<sup>2</sup>

$g$ =重力の加速度 (m/sec<sup>2</sup>) とすれば

$$y_{\max} = \sqrt{\frac{L}{gR}(V_1 - V_2)^2 + c^2(V_1^2 - V_2^2)^2}$$

圧力管内の摩擦及水車調速機の動を無視すると襲



第 25 図

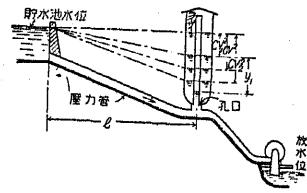
波運動は一種の単弦運動となり其の概略的周期  $T$  (sec) は次式で示される。

$$T = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{RL}{g} + c^2 R^2 (V_1 + V_2)^2}$$

3) 差動張壓水槽 之は米國アール・ディー・ジョンソン氏の發明に係るもので、單働式に比し遙かに理論的で水衝作用の吸收能力も殆ど同様である。唯水槽の構造が稍々複雑なる缺點はあるが、同一徑のものに付て單働式と比べると、襲波高の激減を來たすのみならず振動が反覆連續することなく 1~2 回で直ちに平靜に歸する特徴を有つて居る。

構造は内外 2 重の兩槽より成り、内槽はライザーと呼ばれ圧力管と同徑若くは其の 80% 以上に相當する内徑の堅管で、圧力管に直接連續して直立築造され其の底部に孔口ありて之に依り外槽と連絡されて居る。今一定負荷の変動が起ると直ちに此のライザー内の水位に幾何かの變化を生じ、外槽との水位差に應じて負荷変動に相當する必要水量の補給又は収容が此の底部の孔口を通じて行はれる。

計算 此水槽に関する計算には次の假定を設ける。1) ライザーの斷面積は極めて小さく、從つて其の管内の水量は之を無視し得るものとし、負荷の急激なる變化に對しては瞬時に一定量の水位の變化が起るものとすること。2) 孔口の面積は襲波作用中常にライザー内の水位を一定に保つ様自動的に變化するものとすること。3) ライザー及外槽内の水の惰性及周壁の摩擦を無視すること。



第 26 図

a) 負荷が急増する場合即ち下向襲波作用の場合

$$t = \frac{L}{2gcZ} \log_e \frac{(Z - V_1)(Z + V_2)}{(Z + V_1)(Z - V_2)}$$

$$F = \frac{AL}{2gcy_1} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z - V_1)(Z + V_2)}{(Z + V_1)(Z - V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}$$

$$a = \sqrt{\frac{L}{cF} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z - V_1)(Z + V_2)}{(Z + V_1)(Z - V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}}$$

但し襲波作用の當初に於ては ( $V = V_1$  である)

$$a_1 = \frac{A(V_2 - V_1)}{\sqrt{2gy_1}}$$

又襲波作用の終末に於ては ( $V = V_2$  である)

$$a_2 = \left[ \frac{AFy_1}{L} \left\{ 1 - \frac{c(V_2^2 - V_1^2)}{y_1} \right\} \right]^{\frac{1}{2}}$$

b) 負荷が急減する場合即ち上向襲波作用の場合

$$t = \frac{L}{2gcZ_1} \log_e \frac{(V_2 - Z_1)(V_1 + Z_1)}{(V_2 + Z_1)(V_1 - Z_1)}$$

$$F = \frac{AL}{2gcy_1} \left\{ \log_e \frac{V_2^2 - Z_1^2}{V_1^2 - Z_1^2} - \frac{V_1}{Z_1} \log_e \frac{(V_2 - Z_1)(V_1 + Z_1)}{(V_2 + Z_1)(V_1 - Z_1)} \right\}$$

c) 全負荷遮断の場合

$$t = \frac{L}{gcZ_0} \tan^{-1} \frac{V_2}{Z_0}$$

$$F = \frac{AL}{2gcy_1} \log_e \frac{V_2^2 + Z_0^2}{Z_0^2}$$

$$a = \left( \frac{AFy_1}{L} \left( 1 - \frac{cV_2^2}{y_1} \right) \right)^{\frac{1}{2}}$$

之等の式中  $A$ =上流圧力水路の断面積 (m<sup>2</sup>),  $F$ =外槽の断面積 (m<sup>2</sup>),  $L$ =調壓水槽より上流の耐力水路の延長 (m),  $V_1$ =上流圧力水路内の負荷変動前の流速 (m/sec),  $V_2$ =上流圧力水路内の負荷変動後の流速 (m/sec),  $V = V_1 - V_2$  間任意時の上流圧力水路内に於ける流速 (m/sec),  $y_1$ =ライザー内の水位 (m),  $g$ =重力の加速度=9.80(m/sec<sup>2</sup>),  $c$ =上流圧力水路内の損失水頭/(流速)<sup>2</sup>= $\frac{h}{V^2}$ ,  $a$ =孔口の断面積 (m<sup>2</sup>) 但し縮流係数を 1 とす,  $Z_0$ = $\sqrt{\frac{y_1 + V_1^2}{c}}$ ,  $Z_1$ = $\sqrt{V_2^2 - \frac{y_1}{c}}$ ,  $Z = \sqrt{\frac{y_1}{c} - V_2^2}$ .

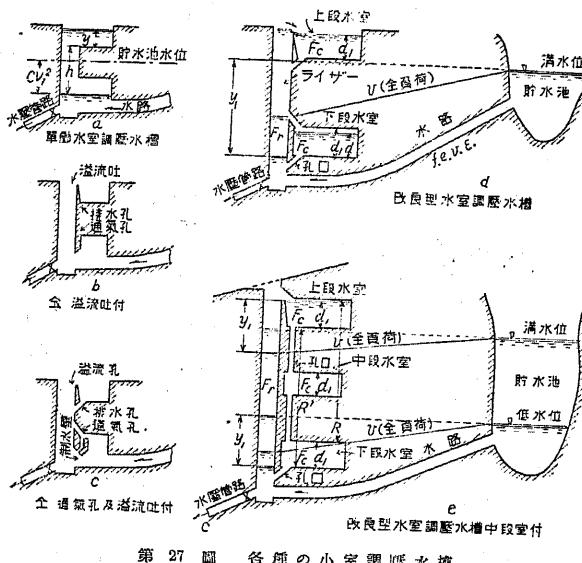
d) ライザーの大きさ 一般に圧力水路の断面積  $A$  の 80~100% を採るが最小断面積  $A_{min}$  は

$$A_{min} = \frac{AL}{2gcH}$$

式中  $A_{min}$ =ライザーの最小断面積 (m<sup>2</sup>),  $H$ =全負荷時に於ける最小有効落差 (m),

4) 水室調壓水槽 此水槽は米國に於けるジョンソン氏考案の差動調壓水槽に對抗して歐洲大陸に於て考案されたもので、後者の横槽の断面を最小限度に縮小して之をライザーとし、其の上下段(必要ある場合に中間にも)に水室を設け負荷の急變に因る水壓管に於ける過不足水量を之に收容若くは之より補給せしむるもので、動作には單働及差動の兩式がある。

凡そ調壓水槽の設計は、上向襲波作用に對しては貯水池(又は調整池)の最高水位を基準とし、下向襲波作用に對しては最低水位を基準として爲されるものであるが、貯水池の水位が一定若くは餘り變化しない場合は上向襲波作用の下部と下向襲波作用の上部とが重なり合ふから、均等断面を有する水槽では之に相當する部分は、上下兩方の襲波作用に利用されるが、若し貯水池の利用水深が大なる場合には上下兩向の襲波作用に對して別々の容積を必要とする外に、水槽の上下何れの襲波作用にも利用されない部分が出来る。此の部分は單に最小限度の断面積を與へて置けばよいのであるが、單働及差動調壓水槽では斯の如き形狀を探らせることが構造上殆ど不可能に屬し、結局各部に一樣の断面を與へることとなるから不經濟である。



第 27 圖 各種の小室調壓水槽

然るに水室調壓水槽では元々此條件に適合した様な形狀を採らせる様に造り得るから上記の 2 型式のものに比し經濟的である。且此水槽では襲波作用の影響を出来る丈け小ならしめ得るから、貯水池の利用水深が大で、壓力水路が長く從つて之に働く水壓が大となり、其の結果水路の工費が割高となる場合には、此種の水槽を採用すれば他種のものに依つた場合より工費を節減し得られる。

差動型水室調壓水槽(第 27 圖 d)に付て計算の一例を示せば、

$$\text{下段水室 } F_c d_1 = \frac{A L}{2 g c} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z - V_1)(Z + V_2)}{(Z + V_1)(Z - V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}$$

$$\text{上段水室 } F_c d_1 = \frac{A L}{2 g c} \log_e \frac{V_2^2 + Z_0^2}{Z_0^2}$$

$$t = \frac{L}{g c Z_0} \tan^{-1} \frac{V_2}{Z_0}$$

$$a = \left\{ \frac{A F_c d_1}{L} \left( 1 - \frac{c V_2^2}{V_1} \right) \right\}^{1/2}$$

式中  $F_c$  = 水室の水平断面積 ( $m^2$ ),  $d$  = 水深 (m),  $t$  = 水室満水の必要時間 (sec),  $a$  = 孔口の断面積 ( $m^2$ ), 其の他の符号は「差動調壓水槽」に於けるものに同じ。

5) 小孔調壓水槽 之は差動調壓水槽のライザーを取除き孔口のみを有するもので、計算法は差動調壓水槽と同一である。此水槽では負荷の急變に因る水衝作用の影響を完全に吸収し得られぬ缺點を有つて居る。

6) 計算例 使用水量  $22 m^3/sec$ , 貯水池の利用水深  $8 m$ , 壓力水路の延長  $2,400 m$ , 水路(壓力隧道)の内徑  $3 m$  とし、全負荷(最大負荷)遮断時に於ける水面の上界を貯水池水位上  $6 m$  とし、半負荷より全負荷に急増せる場合の水面降下を全負荷に相當する水面下  $4 m$  とした場合の單働及差動調壓水槽を設計せよ。但し負荷遮断時の水路の粗率を  $0.013$ , 貯荷遮断時の夫を  $0.015$  とす。

解  $n=0.013$  の場合  $S=\frac{1}{400}$  とすればクッター公式の  $K$  は

$$K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left( 23 + \frac{0.00155}{S} \right) \sqrt{\frac{n}{R}}} = \frac{23 + \frac{1}{0.013} + \frac{0.00155}{400}}{1 + \left( 23 + \frac{0.00155}{1} \right) \frac{0.013}{0.866}} = 74.24$$

$$\therefore c = \frac{L}{K^2 R} = \frac{2,400}{74.24^2 \times 0.75} = 0.708$$

次に  $n=0.015$  の場合  $S=\frac{1}{300}$  とすれば

$$K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left( 23 + \frac{0.00155}{S} \right) \frac{n}{R}} = \frac{23 + \frac{1}{0.015} + \frac{0.00155}{300}}{1 + \left( 23 + \frac{0.00155}{1} \right) \frac{0.015}{0.866}} = 64.1$$

$$\therefore c = \frac{2400}{64.14 \times 0.75} = 0.916$$

## 1) 差動調節水槽

全負荷遮断の場合:

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{22}{7.1} = 3.1 \text{ m/sec},$$

$$V_2 = 0$$

$$y_{\max} = 6.8 + 6 = 12.8 \text{ m}$$

$$y_{\max}^2 = \frac{L}{gR} (V_1 - V_2)^2 + c^2 (V_1^2 - V_2^2)^2$$

$$\therefore 12.8^2 = \frac{2400}{9.8R} \times 3.1^2 + 0.708^2 \times 3.1^2$$

$$\therefore R = 10.02$$

$$A_s = AR = 7.1 \times 20.02 = 142.14 \text{ m}^2$$

$$\text{或は } D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 142.14}{3.1416}} = 13.45 \text{ m}$$

第 28 図 (a)

半負荷より全負荷に増加の場合:

$$V_1 = 1.55 \text{ m/sec}, \quad V_2 = 3.1 \text{ m/sec}, \quad y_{\max} = 6.6 + 4.0 = 10.6 \text{ m}$$

$$y_{\max}^2 = \frac{L}{gR} (V_1 - V_2)^2 + c^2 (V_1^2 - V_2^2)^2$$

$$10.6^2 = \frac{2400}{9.8R} (1.55 - 3.1)^2 + 0.916^2 (1.55^2 - 3.1^2)^2$$

$$\therefore R = 9.08$$

$$A_s = AR = 7.1 \times 9.08 = 64.47 \text{ m}^2$$

$$\text{或は } D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 64.47}{3.1416}} = 9.06 \text{ m}$$

既て水槽を圓形とし其の上部の徑を 12.8 m, 下部の徑を 9.1 m, とする。

## 2) 差動調節水槽

全負荷遮断の場合條件は前例と同一である。

$$F = \frac{AL}{2gcV_1} \log_e \frac{V_2^2 + Z_0^2}{Z_0^2}$$

然るに  $y_1 = 12.8 \text{ m}$ ,

$$\therefore Z_0 = \sqrt{\frac{y_1}{c} - V_2^2} = \sqrt{\frac{12.8}{0.708} - 3.1^2} = 2.91$$

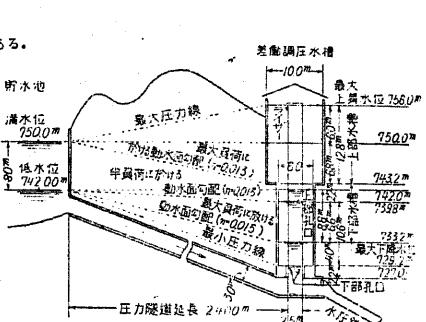
$$\therefore F = \frac{7.1 \times 2.2400}{19.6 \times 0.708 \times 12.8 \times 0.4343} \times$$

$$\log_e \frac{3.1^2 + 2.91^2}{2.91^2} = 72.65 \text{ m}^2$$

ライザーの太さ  $A_r$  は今最小有效落差を  
350 m とすれば

$$A_r = \frac{AL}{2gcH} = \frac{7.1 \times 2.2400}{2 \times 9.8 \times 0.708 \times 350} = 3.51 \text{ m}$$

第 28 図 (b)



$$\therefore D_r = \sqrt{\frac{4A_r}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 3.51}{3.1416}} = 2.1 \text{ m}$$

 $D_r$  は通常、隧道直徑の 80~100% を採るから、之を今 2.5m とする。

$$A_r = \frac{\pi D_r^2}{4} = \frac{3.1416 \times 2.5^2}{4} = 4.91 \text{ m}^2$$

$$\therefore DF = \sqrt{\frac{4(F+A_r)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(72.65+4.91)}{3.1416}} = 9.93 \text{ m}$$

仍て上部水槽の直徑を 10 m とする。

半負荷より全負荷に増加の場合:

$$F = \frac{AL}{2gcV_1} \left\{ \frac{V_2^2}{2g} \log_e \frac{(Z-V_1)(Z+V_2)}{(Z+V_1)(Z-V_2)} - \log_e \frac{Z^2-V_2^2}{Z^2-V_1^2} \right\}$$

然るに  $V_1 = 1.55 \text{ m/sec}$ ,  $V_2 = 3.1 \text{ m/sec}$ ,  $y_1 = 10.6 \text{ m}$ ,  $c = 0.916$ 

$$Z = \sqrt{\frac{y_1}{c} + V_1^2} = \sqrt{\frac{10.6}{0.916} + 1.55^2} = 3.74$$

$$\therefore F = \frac{7.1 \times 2.400}{19.6 \times 0.916 \times 0.6 \times 0.4343} \left\{ \frac{3.1}{3.74} \log_e \frac{2.19 \times 6.84}{5.29 \times 0.64} - \log_e \frac{13.99 - 2.40}{13.99 - 9.61} \right\} = 23.11 \text{ m}^2$$

$$DF = \sqrt{\frac{4(F+A_r)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(23.11+4.91)}{3.1416}} = 5.97 \text{ m}$$

仍て下部水槽の直徑を 6.0 m とする。

孔口の大きさは負荷遮断時  $V = V_1$  に於ては

$$a = \left\{ \frac{AFy_1}{L} \left( 1 - \frac{cV_2^2}{y_1} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{7.1 \times 72.65 \times 12.8}{2.400} \left( 1 - \frac{0.708 \times 3.1^2}{12.8} \right)} = 1.14 \text{ m}^2$$

負荷増加時  $V = V_1$  に於ては

$$a_1 = \frac{A(V_2 - V_1)}{\sqrt{2gcV_1}} = \frac{7.1(3.1 - 1.55)}{\sqrt{19.6 \times 0.6}} = 0.76 \text{ m}^2$$

又  $V = V_2$  に於ては

$$a_2 = \left\{ \frac{AFy_1}{L} \left( 1 - \frac{c(V_2^2 - V_1^2)}{y_1} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{7.1 \times 23.11 \times 10.6}{2.09} \left( 1 - \frac{0.916(3.1^2 - 1.55^2)}{10.6} \right)} = 0.52 \text{ m}^2$$

今幅流係数  $k = 0.6$  とし、下部孔口面積  $a_d$  は  $a_1$  及  $a_2$  の平均値を採れば

$$a_d = \frac{a_1 + a_2}{2k} = \frac{0.76 + 0.52}{2 \times 0.6} = 1.07 \text{ m}^2$$

上部孔口はライザーから溢流を起さしむる爲であるから、出来るだけ上部に設置した方がよい、故に本例では之を貯水池満水時の最大動水位附近に設定する、而して其の断面積  $a_u$  は

$$a_u = \frac{a_1 + a_2}{k} = \frac{1.14 - 0.64}{0.6} = 0.83 \text{ m}^2$$

以上の結果に依り置動並差動の兩調整水槽を比較して見ると、前者の水容積は 2,742.75 m<sup>3</sup>、後者のそれは 1,401.00 m<sup>3</sup> となるから、後者の方が他の條件が全く同じとすれば漏洩量が約半分で足りることが解るであろう。

17. 水壓管 1) 概説 水槽より發電所内の水車に送水する爲水槽と水車と

の間に敷設される圧力管を水壓管と稱し、此の線路を水壓管路又は水壓管線と稱する。水壓管は普通軟鋼製であるが、低水壓の個所に限り極めて稀に鉄筋コンクリート管又は木管が用ひられる。管路の地質は管を支持すべきアンカーブロック及支臺の設置上岩盤なる個所を選定することが望ましい。

2) 水壓管路の條數 水壓管の徑を決定するには先づ管路の條數を決定せねばならぬ。單に工事費の點から考へれば太い管を用ひ條數を少くすれば利益であるが管徑が大になると貨車積及現場での工作に不便で且つ山間部の工事では運搬が頗る困難になるから、通常直徑の最大限度は4m程度として居る。又管の條數は水車の臺數と關係があつて、使用水量が大ならざる場合は管路の下部で1條の管から岐管を出して各水車に給水するが、大使用水量の場合には各水車に別々に水壓管を設け、即ち管の條數と水車の臺數と同じにするのが普通である。尙委しく言へば、水車の臺數は發電機の臺數に依り定まり、發電機の臺數は使用河川の流量と使用水量の關係及負荷の狀態に依つて定められる。管の條數は更に落差との關係がある。即ち通常用ひられる鉄接鋼管では、管壁の厚は工作上約25mmを最大限度として居るから、高落差で之以上の厚の鋼板を要する場合には、管を2條に分ち即ち管徑を小さくして厚を減ずる様に設計するのである。

3) 設計 1) 外力 水壓管の周壁に働く外力は、静水壓、襲波高及水衝作用による水壓並に大徑低壓管に於ける管の變形、支臺間に析として起る彎曲力及地震力等である。

静水壓、襲波高及水衝作用による水壓の爲管壁に起る應力 $\sigma_1$ (kg/cm<sup>2</sup>)は

$$\sigma_1 = \frac{Dp}{2s}$$

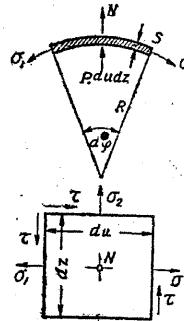
式中  $s$ =管壁の厚(cm),  $D$ =管徑(cm),  $p$ =管壁の受ける全水壓=0.1h(kg/cm<sup>2</sup>)。但し  $h=p$  に相當する水頭(m)。

又管が水平と $\alpha$ なる傾斜角度を爲す場合には管軸の方向の應力 $\sigma_2$ (kg/cm<sup>2</sup>)は

$$\sigma_2 = \frac{4M}{\pi s D^2}$$

式中  $M = \frac{1}{12} L G \cos \alpha$  但し  $L$ =支台間の間隔(cm),  $G$ =支台間の管及水の重量(kg)。

2) 水衝作用 負荷の急激なる變動ににより水車の呑む水量が激變し從つて管内の流速が激變すると管内に水壓の上昇又は下降の現象を生ずる。之を水衝作用と謂ふ。今負荷が遮断されて水車の水扉が瞬時に閉鎖されるものとすると、其の壓



第 29 圖

力の上昇  $p_h$ (kg/cm<sup>2</sup>) は次式にて示される。

$$p_h = \frac{v}{V_p} \frac{K}{1 + \frac{D}{s} \frac{K}{E}} \quad \text{或は} \quad p_h = \frac{w}{g} av$$

式中  $a = \sqrt{1 + \frac{D}{s} \frac{K}{E}}$ ,  $w$ =單位體積の水の重量(kg),  $v$ =水扉閉鎖前の管内の流速(m/sec),  $V_p$ =水中に於ける音波の速度=1,440m/sec,  $K$ =水の彈性率(kg/cm<sup>2</sup>),  $E$ =管材の彈性率(kg/cm<sup>2</sup>),  $D$ =管徑(mm),  $s$ =管壁の厚(mm)

第 2 表 水及管材の彈性率比

管材	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{K}{E}$
軟 鋼	2,100,000	0.01
硬 鋼	1,000,000	0.02
鐵筋コンクリート	140,000	0.15
木 材	80,000	0.26
水	21,000	1.00

水車の水扉を閉鎖する時間( $T$ )に多少の餘裕ある場合、即ち  $\frac{L}{a} > T > 0$  の場合は管は瞬時閉鎖の場合と同様の水衝作用を受ける。閉鎖時間が稍々延びて  $\frac{L}{a} < T < \frac{2L}{a}$  の場合は、 $p_h$  は多少減つて来る。 $T = \frac{2L}{a}$  なる時間を限界時と稱し、水扉閉鎖時間は之より小さく探つてはならぬ。一般に  $T > \frac{4L}{a}$  とすることが望ましい。

アリエビ氏の圖表 水衝作用に因る水柱の高さ $h$ (m)を求める圖表で、即ち

$$\rho = \frac{av}{2gy}, \quad a = \frac{V_p}{\sqrt{1 + \frac{D}{s} \frac{K}{E}}}, \quad \theta = \frac{T}{t}, \quad t = \frac{2L}{a}, \quad \varphi^2 = \frac{y+h}{y}$$

式中  $v$ =管内の流速(m/sec),  $y$ =静水頭(m),  $T$ =水車調速機の水扉開閉時間(sec),  $h$ =水衝作用に因る水柱の高さ(m),  $t$ =波動の往復時間(sec)。上式の  $\rho$  及  $\theta$  を與へて  $\varphi^2$  を求め、 $h$  を算出し得るものである。圖中  $s$  なる曲線は、部分閉鎖時間の最小限度を  $t$  の倍数で示すものである。

計算例 管徑2m、管長300m、管最下部の受くる静水頭100m、使用水量9m<sup>3</sup>/secなる場合に、全負荷遮断時間4sec、半負荷加重時間3secとしたときの各水衝作用を求む。但し水壓管全負荷遮断時間4sec、半負荷加重時間3secとしたときの各水衝作用を求む。

解 1) 全負荷遮断の場合

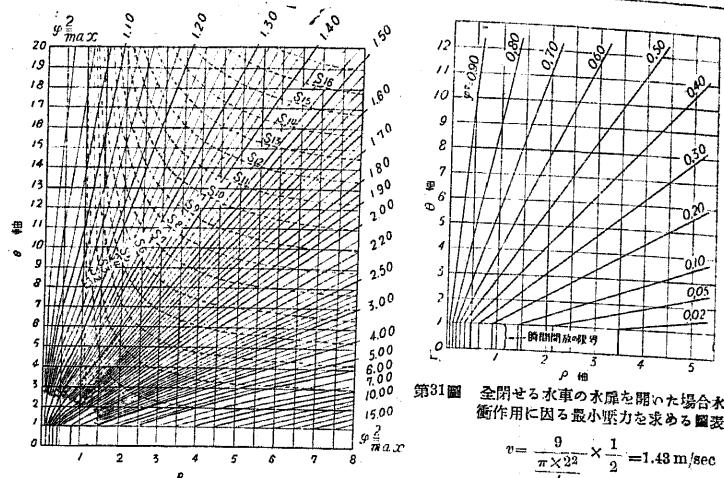
$$v = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{9}{\pi \times 2^2} = 2.86 \text{ m/sec}, \quad a = \frac{V_p}{\sqrt{1 + \frac{D}{s} \frac{K}{E}}} = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{200}{1.5} \times 0.01}} = 9.17 \text{ m/sec},$$

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 300}{9.17} = 63.4 \text{ sec}, \quad \rho = \frac{av}{2gy} = \frac{9.17 \times 2.86}{2 \times 98 \times 100} = 1.38, \quad \theta = \frac{T}{t} = \frac{4}{0.34} = 5.05$$

但し負荷遮断の有効率を80%とす。

第30圖に於て  $\rho = 1.38$ ,  $\theta = 5.05$  に對し  $\varphi^2 = 1.32$  を得るから  $\varphi^2 = \frac{y+h}{y}$  より  
 $h = 32 \text{ m}$

2) 半負荷加重の場合 半負荷状態から全負荷に、或は無負荷から半負荷に達する場合と同一の影響を及ぼすのである。



第 30 図 或ち速さにて水車の水頭を開めた場合  
水衝作用に因る最大壓力を求める圖表。

$$p = \frac{947 \times 1.43}{2 \times 9.8 \times 100} = 0.69$$

第 31 図に於て  $\theta = 3.79$ ,  $p = 0.69$  に對し  $\phi^2 = 0.7$  を得るから  $h = 100(0.7 - 1) = -30m$  を得る。

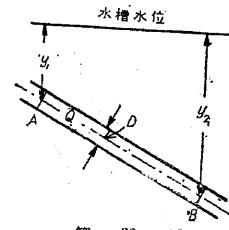
4) 水壓钢管 1) 種類 水壓管として用ひらるゝ钢管は、鉛接管、鉛接管及接掛管の3種である。鉛接管は大體落差 200 m 程度まで、鉛接管は 200~400 m 程度、接掛管は 400 m 以上の場合に用ひられる。鉛接管には電氣鉛接管と瓦斯鉛接管との2種類あるが、高落差用としては後者が主として用ひられて居る。

2) 管径 理論的には水頭の増すに従ひ管徑を漸縮して差支へない。然し實際的には工作上の不便から、或る固定臺間の管は其の徑を同一のものとし、夫れより下位に在る固定臺間の管徑は上位に在るものに比し細くなる様にする。細める割合は次式で計算される。

$$D_2 = \sqrt{\frac{y_1 D_1^2}{y_2}}$$

式中  $y_1$ =上位の水頭,  $y_2$ =下位の水頭,  $D_1$ =上位に在る管の徑,  $D_2$ =下位に在る管の徑(第 32 図参照)。

3) 経済的の管徑 (1) 钢管路に於ける損失水頭に因る收入減とその維持運轉費及金利等一切の費用



第 32 図

の和を最小ならしむる場合:

$$D = \sqrt[7]{\frac{40fkh \gamma \sigma \eta Q^3}{cegy \delta \mu \pi^3}}$$

b) 純収益と投下資本との比を最大ならしむる場合:

$$D = \sqrt[7]{\frac{40afhk \sigma \eta Q^3}{cegy \mu \pi^3}}$$

之等の式中  $Q$ =使用水流量( $m^3/sec$ ),  $a$ =水力の 1 kw 當り建設費(圓),  $c$ =钢管 1 t 當りの工事費(圓),  $f$ =管壁の粗度、管径、流速等に關する管の摩擦係数(0.02),  $g$ =重力の加速度( $0.8m/sec^2$ ),  $k$ =発電係數 =  $\frac{1,000 \times 0.736 \times e_1 \times e_2}{75}$  = 0.75~0.80; 但し  $e_1$ =発電機の能率,  $e_2$ =水車の能率,  $y$ =管に働く有效平均水頭(m),  $\gamma$ =電力料金(圓/kw年),  $\delta$ =維持、運轉費及金利等の投下資本に對する比,  $\mu$ =鋼の比重=7.6,  $\sigma$ =鋼板の許容強度( $10,000 kg/cm^2$ ),  $\eta$ =管の接合効率=70~80%。

4) 管壁 鋼管壁の厚即ち鉄は 8~32 mm 厚のものが採用される。腐蝕等を考慮し最小限度は 8 mm とする。管壁の厚  $s$ (cm) は

$$s = 0.05y \frac{D}{\sigma \eta}$$

式中  $D$ =管徑(cm),  $y$ =厚を求むる個所の水頭(m),  $\sigma$ =鋼板の許容強度( $kg/cm^2$ ),  $\eta$ =接合効率。接合効率  $\eta$  は鉛接管では製造者の保證數字を探り(普通 90% 程度), 鉛接管では  $\eta = c \frac{p-d}{p}$  ( $d$ =鉄径,  $p$ =ピッチ,  $c$ =係數 0.8~1.0) である。鋼板の許容強度  $\sigma$  は工場作業では張力を  $1,000 kg/cm^2$ , 剪力を  $800 kg/cm^2$ , 抗圧力を  $1,600 kg/cm^2$  を大體の標準とする。現場作業では上記の値の 80% を採用する。

5) 管の接合 (1) 鉛接管の縦接合(第 33 図) イ) 製接合 鉄厚 12 mm 以下のものに限り 1 列又は 2 列鉛打とする。ロ) 衝頭接合 2 列又は 3 列鉛打とする。

(2) 鉛接管の横接合 イ) 製接合 1 列又は 2 列鉛打とす。ロ) 衝頭接合 單衝頭接合を普通とす。

(3) 鉄厚と鉛徑

1 列鉛打

$$d = 1.65 \sqrt{t} - 0.4$$

$$p = 2d + 0.83$$

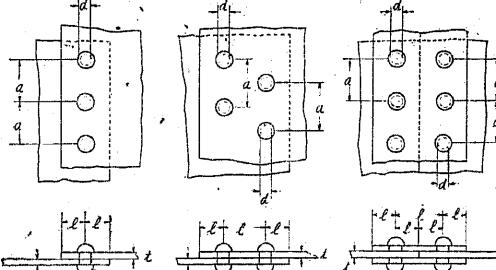
$$l = 1.5d$$

2 列鉛打

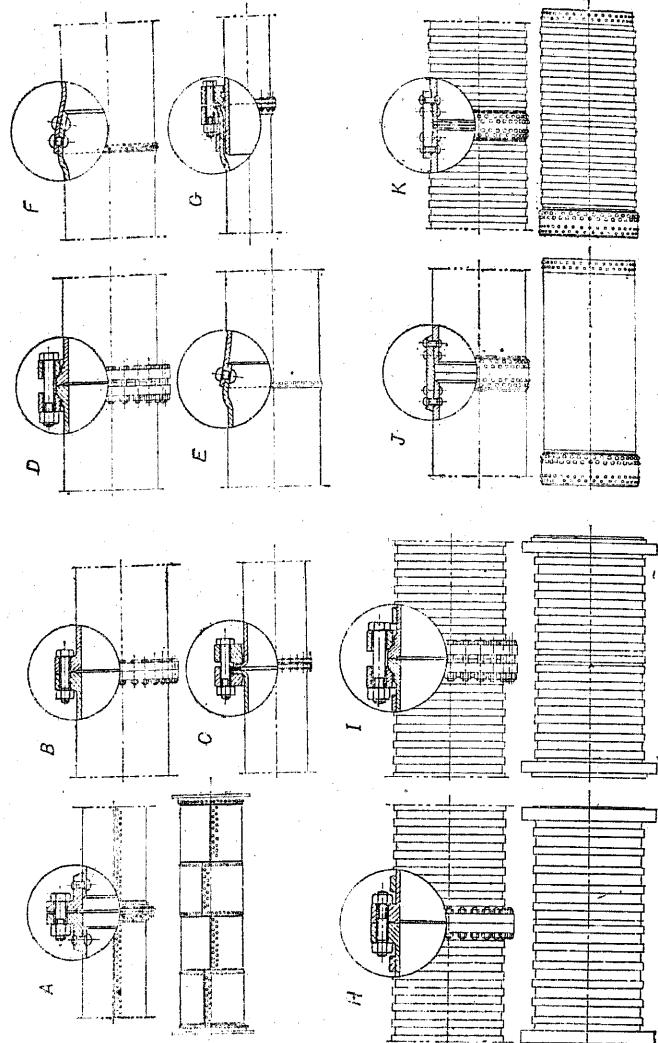
$$d = 1.65 \sqrt{t} - 0.4$$

$$p = 2.6d + 1.52$$

$$l = 1.5d$$



第 33 図

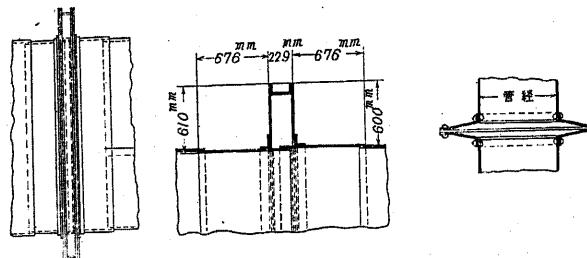


第 34 図 鋼管の接合 A : 鋼接鋼管のフランジ接合 (縫 2 列, 鋼 1 列), 鋼打鋼管 (縫 2 列, 鋼 1 列), B, C, D : 鋼接鋼管 フランジ接合, G : 鋼接鋼管 マツフ接合, H, I : 鋼接鋼管, 斜頭接合, J : 鋼接鋼管, 斜頭接合, K : 鋼接鋼管, 斜頭接合.

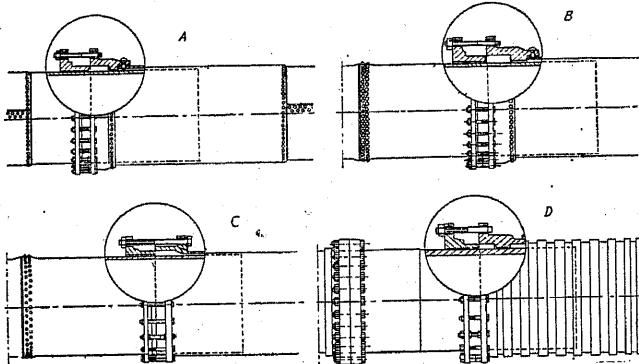
式中  $d$  = 鋼径 (cm),  $t$  = 壁厚 (cm),  $p$  = ピッチ (cm),  $l$  = 刃縫に在る鉄の中心より鋸縫までの距離 (cm).

(4) 鋸接管の接合 管径 60 cm 以下のものには主としてフランジ接合, 管径 60 cm 以上のものには 1 列又は 2 列鉄打のバンプ接合又はマツフ接合とする.

(5) 伸縮接合 長 50 m 以上に及ぶ直管を地表に露出して敷設する場合は温度の変化に因る管の伸縮に備ふる爲伸縮接合を必要とする. 伸縮接合にはマツフ接合及隔鉄接合の 2 種類ある. マツフ接合は主に鋸接管及中, 高落差用の鋸接管に, 隔鉄接合は低落差用鋸接管に用ひられる.

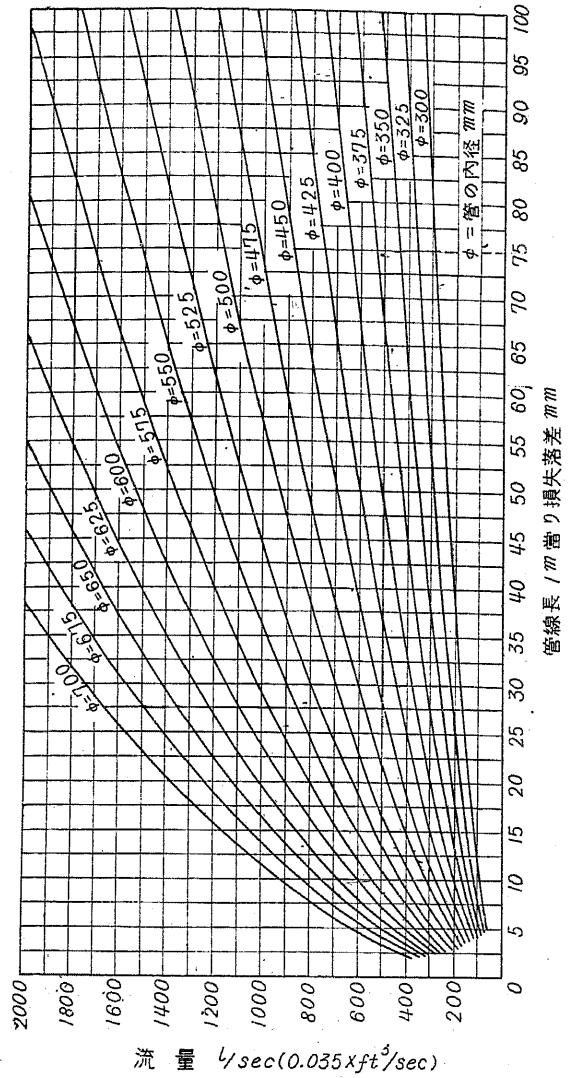


第 35 図 鋸接钢管の伸縮接合 (隔鉄接合)

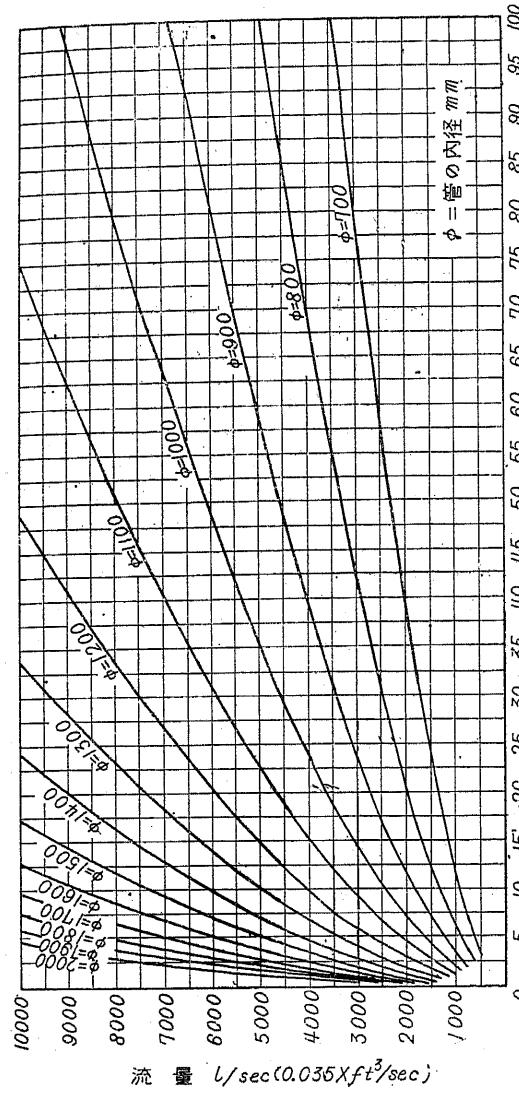


第 36 図 A~C 鋸接钢管の伸縮接合 D 鋸接钢管の伸縮接合

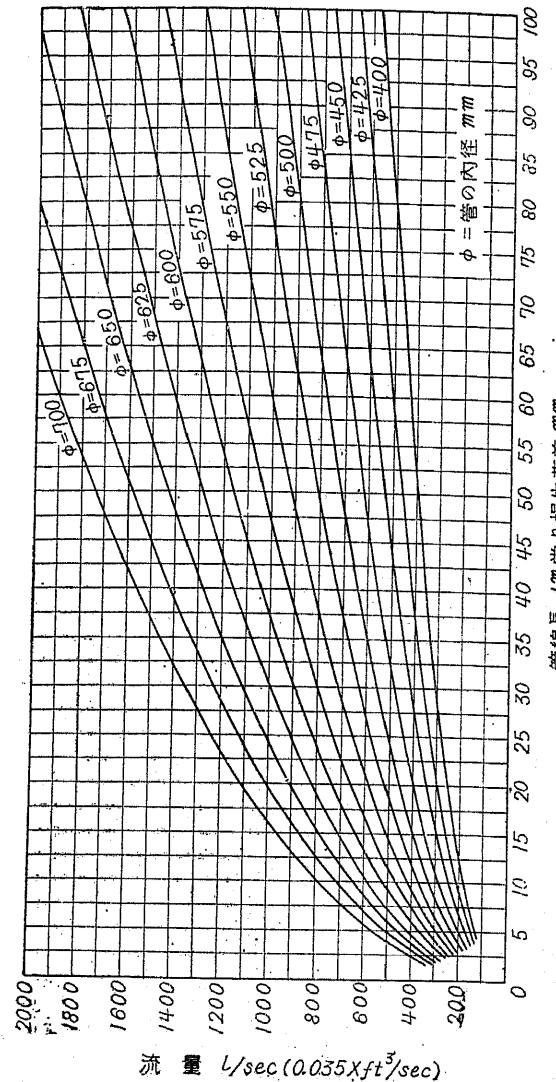
6) 雜事項 (1) 管の耐圧試験 鋼管の製作を了したるときは, 各管毎に必ず水圧試験を行ふことを要する. 試験圧力は管の受ける最高圧力の 150% 乃至静水壓の 200% の圧力とし之を 10 分間以上掛ける. (2) 管の防寒設備 極寒地方で



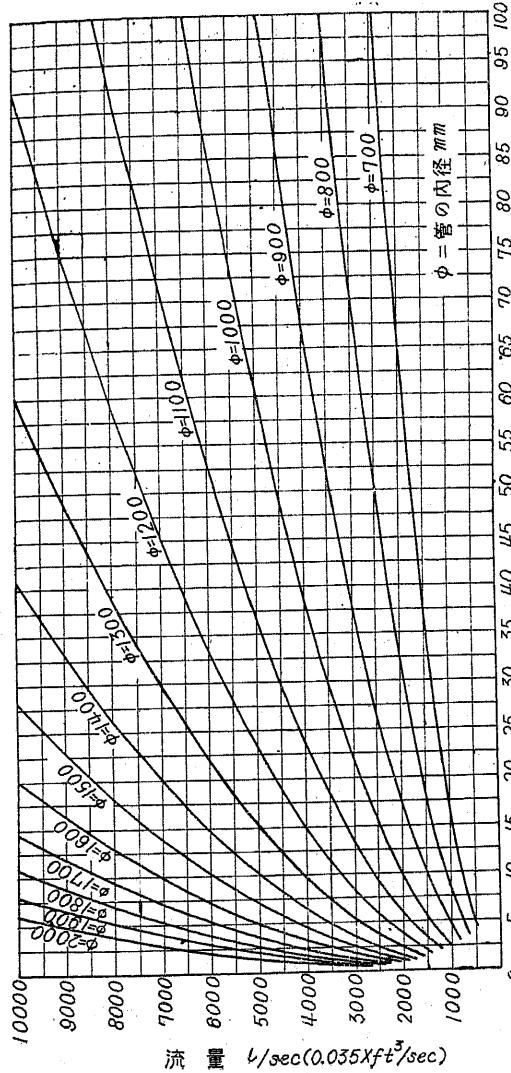
第 37 圖 鋼及銅管網及鋸割鋼管網の損失落差 (管径 300~700 mm)



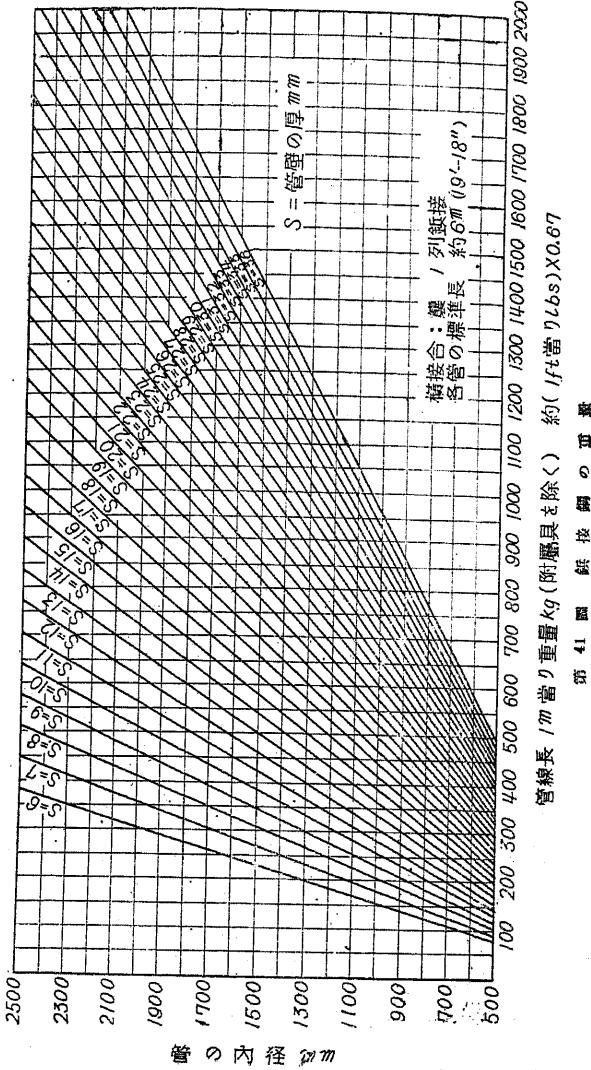
第 38 圖 鋼及銅管網及鋸割鋼管網の損失落差 (管径 730~2,000 mm)



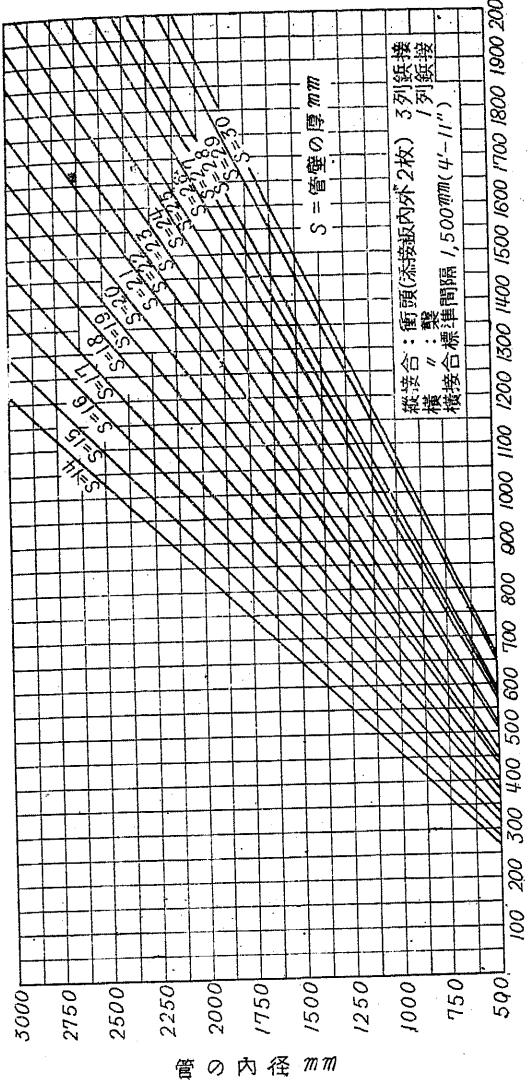
第 39 圖 鋼管鋼管線の損失係数  
(管径 400~700 mm)



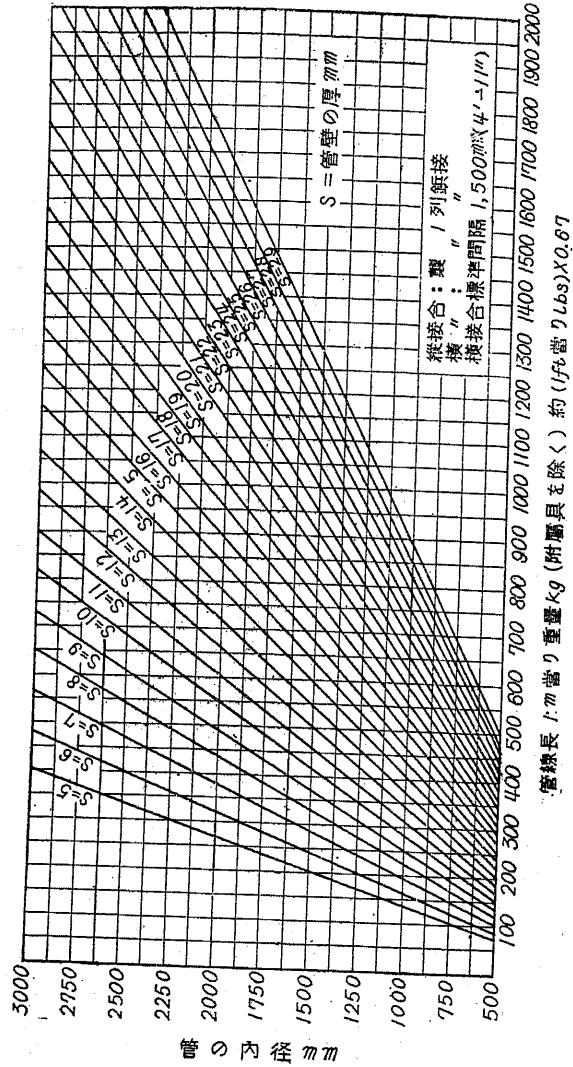
第 40 圖 鋼接鋼管線の損失係数  
(管径 700~2,000 mm)



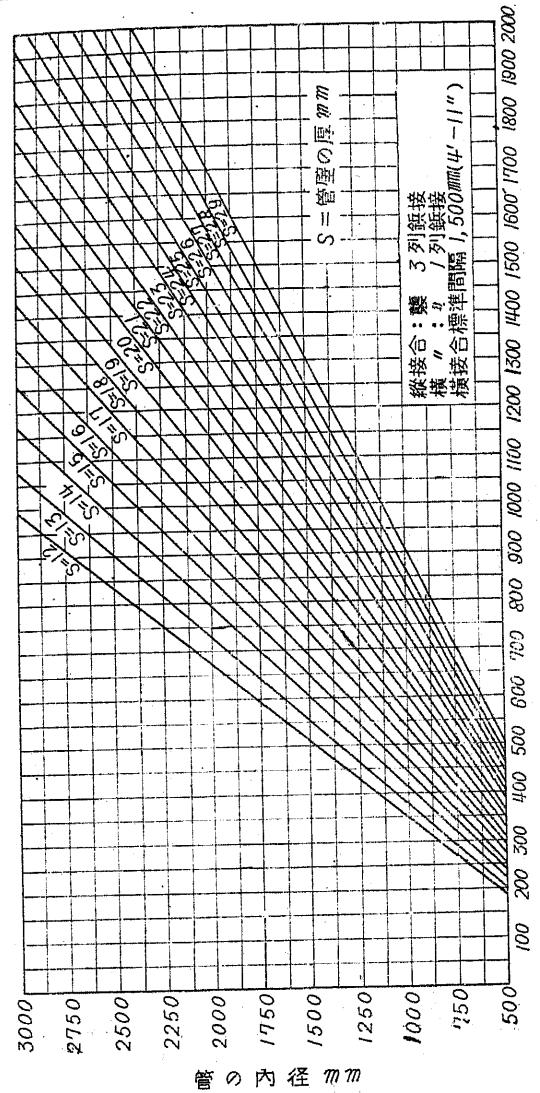
第 41 図 鋼接鋼の重量



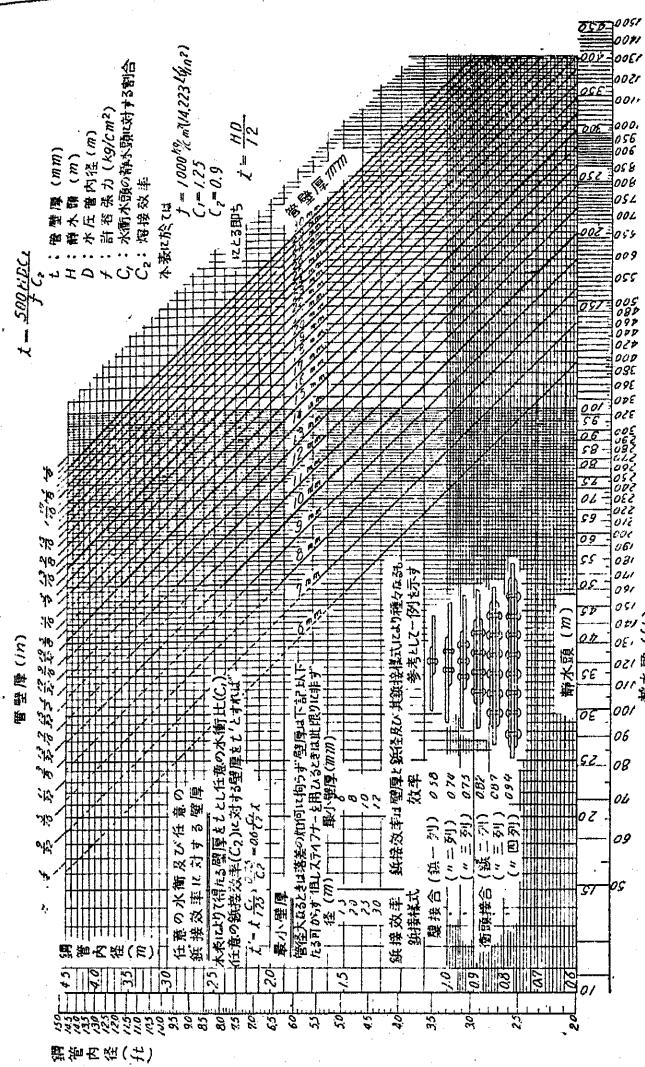
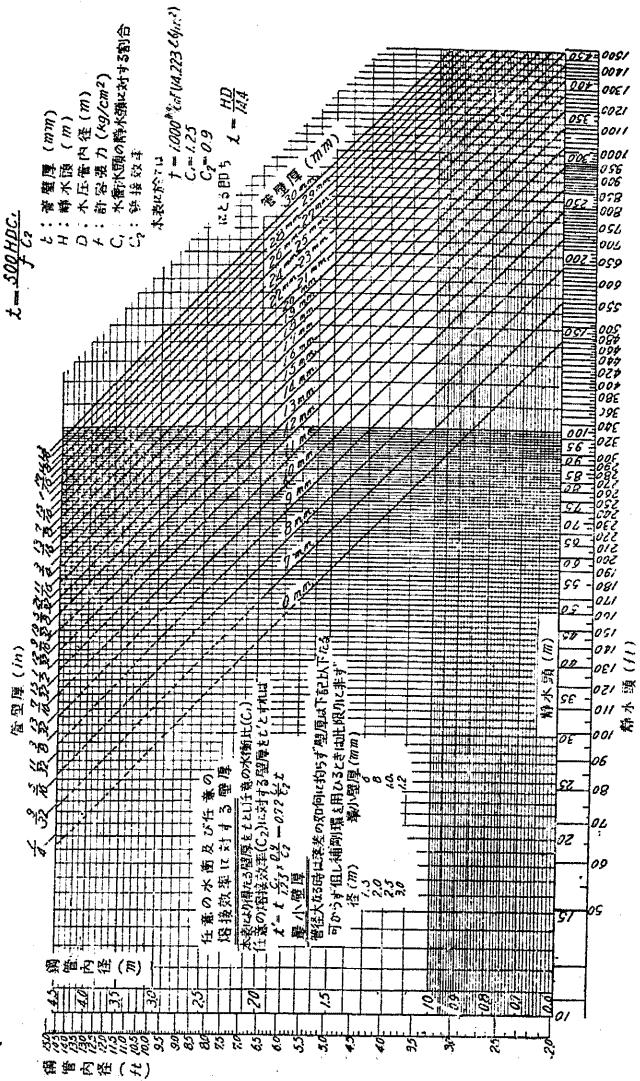
400 300 200 100 0  
電線長 / ft 嘗り重畳kg(附属品を除く) 約(1ft當りlbs)X0.67



第 48 図 鋼接鋼管の重量



第 44 図 鋼接鋼管の重量



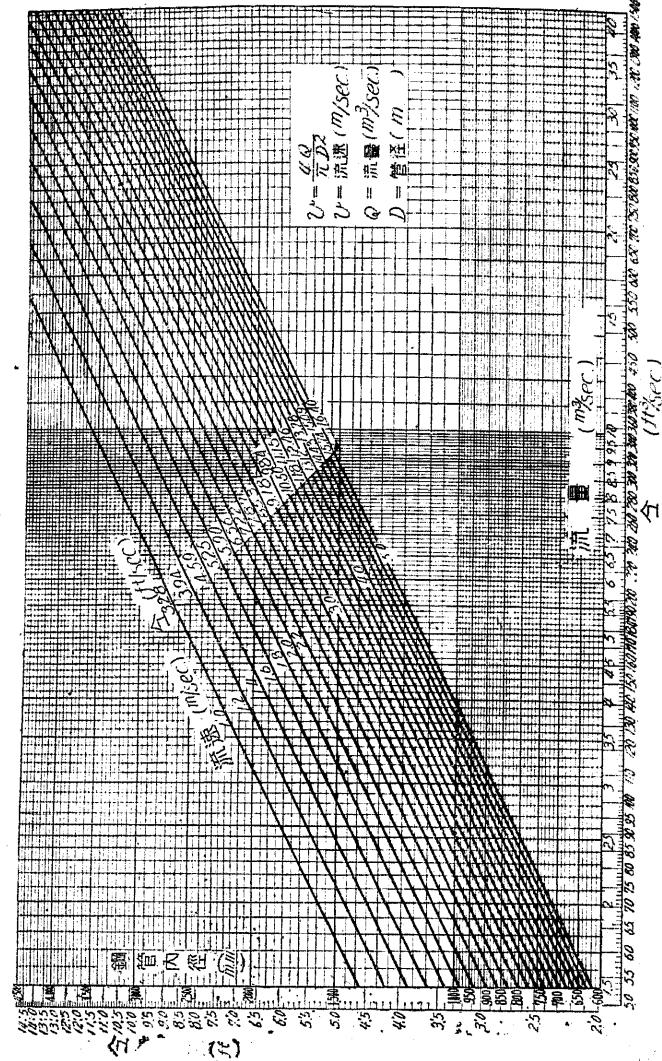


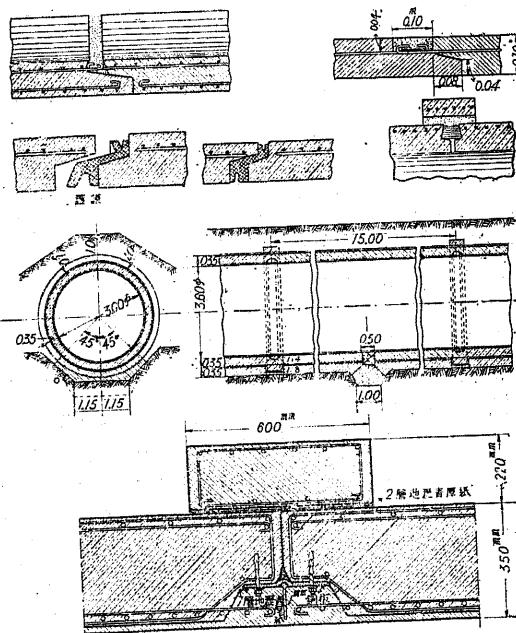
表 47. 鋼管流體

は管路が短いか又は管内の流速が大ならざる限り、地表に露出する部分は管壁に薄い氷の膜を生じ、之が次第に厚くなる結果管の送水能率が非常に悪くなる。然るに暖氣になると此の氷が剥がれ水車の水扉を塞ぐ故之を防ぐ爲 (a) 管を埋設するか、(b) 管路に木造又はコンクリート造の小屋を設けて管を被覆するか、(c) するか、(d) 板又はタール紙を以て管を包むか、1m 以上の厚に土砂を以て管を覆ふか、(e) 蔓及繩で管を巻く等の保溫装置を施す。

(3) 管の錆止 管の据付後其の内外にコールター、アスファルト、オイル、ベニキ、メタリコン等を塗り錆止めを爲す。市場に在る錆止用塗料には極めて多種類あるが何れも永久性は望み得ない。錆止を充分爲すには、管の内面、露出鋼管の外面、埋設鋼管の外面及暗く濕れる室内(例へば隧道内又はバルブ室等)に在る鋼管の外面、河水中に酸性の温泉等が流入する場合の管に對して夫々適當の塗料を選定すべきである。

### 5) 鐵筋コンク

リート管 落差極めて低く且水量大なる水力では鋼管の代りに鐵筋コンクリート管を用ふる方が經濟的の場合がある。殊に山間部で大徑钢管の運搬困難なる處では、現場で鐵筋コンクリート管を造つた方が安價なることがある。鐵筋コンクリート管の鐵筋は水壓に因り管壁に起る張力の全部を負擔するものとし、鐵筋には丸鋼又は異形鉄を



第 48 回 鋼筋コンクリート築

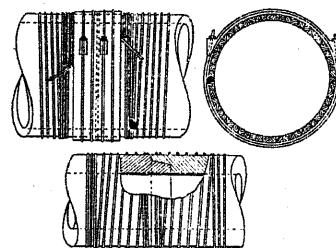
用ふる。钢管と異なり各管の接合部の施工が面倒で、殊に敷設すべき地盤が脆弱で管据付後沈下の虞ある處では設計及施工には特別の注意を要する。

6) 木管 壓力管又は水力管としては臨時工事の外殆ど用ひられぬが、現場が山間の僻地で針葉樹の豊富なる所では現場製作が容易に出来るから經濟的である。尙通水抵抗が他種の管に比し最も少い利點を有つて居る。管材は主に針葉樹で、之で細長い桶板を作り之を圓形に並べて其の外側を軟鋼の帶金で締付けて管を造る。

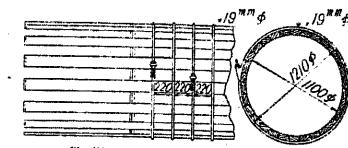
$$1) \text{桶板の厚} \quad d = 2.54 + 1.13D + 0.083H$$

$$\text{或は} \quad d = 0.048DH$$

式中  $d$ =桶板の厚(cm),  $D$ =管の内径(m),  $H$ =水頭(m)。



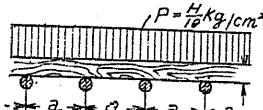
第 49 図 带金を縦横形に絡めたる木管



第 50 図 带金を個々に絡めたる木管



第 51 図 木管と銅管との接合



第 52 図

## 2) 帶金の太さ (第 52 図参照)

$$F = \frac{1}{\sigma} (adq + \frac{adH}{20} + C)$$

式中  $F$ =帶金の太さ( $\text{cm}^2$ ),  $\sigma$ =帶金の許容強度=800  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ,  $a$ =帶金の間隔( $\text{cm}$ ),  $d$ =桶板の厚( $\text{cm}$ ),  $q$ =桶板の破壊強度=8~14  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ,  $C$ =余裕の力( $\text{kg}$ )。

3) 木管路の弯曲部 曲半径は成るべく大に採る。管径 2 m 以内の管では半径を管径の 30~40 倍, 2 m 以上のものでは 50~60 倍とする。

4) 防腐 最良の方法はクレオソート油注入法である。現場で生木の桶板を組立てた場合には其の外面に通水前クレオソートを塗布又は撒布し、通水後暫くしてタール又はアスファルトを主成分とするベンキを塗布することもある。

7) 固定臺(アンカーブロツク)及支臺 水壓管路の始點、終點、勾配の變る所及弯曲箇所には地盤に固定せるコンクリート塊を設置し此中に管を埋め込み之を鎮定する。此臺を固定臺と稱する。又各固定臺間に管を支へる為コンクリート小塊を適當の間隔に配置する。之を支臺と稱する。固定臺の基礎は必ず岩盤上に置くことを原則とするが之を望み得ざる場合には充分堅固な基礎捨を必要とする。

1) 固定臺の設計 固定臺に作用する外力は、(1) 水壓管の傾斜に因る推力  $P_1$

$$P_1 = L_u \{\sin \alpha_u - c(S + W) \cos \alpha_u\} (\text{kg})$$

式中  $L_u$ =固定臺の上

方に在る管の長(m)。

$S$ =管の単位の長の重量

(kg),  $W$ =管の単位の長

中に在る水の重量(kg),

$c$ =支臺と管との摩擦係

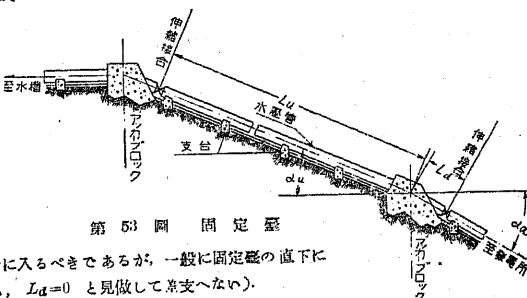
数(銅管では 0.4~0.5),

$\alpha_u$ =仰角,

(註 厳密に講へば固定臺よ

り下の管長  $L_d$  の作用をも考慮に入るべきであるが、一般に固定臺の直下に

は伸縮接合が設けられるから、 $L_d=0$  と見做して差支へない)。



第 53 図 固定臺

(2) 管内流水の摩擦力  $P_2$   $P_2 = \frac{2fQ^2}{g\pi D^4} L_u \times 1,000 (\text{kg})$

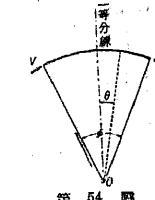
式中  $Q$ =管内の流量( $\text{m}^3/\text{sec}$ ),  $f$ =管内流水の摩擦係数(銅管では 0.02),  $D$ =管径(m),  $g$ =重力の加速度=9.81  $\text{m}/\text{sec}^2$

(3) 曲曲部に働く遠心力  $P_3$

$$P_3 = 200A V^2 \sin \frac{\varphi}{2} (\text{kg})$$

式中  $A$ =管の断面積 =  $\frac{\pi D^2}{4}$  ( $\text{m}^2$ ),  $V$ =管

内の流速 =  $\frac{Q}{A}$  ( $\text{m}/\text{sec}$ ),  $\varphi$ =弯曲部の中心角.



第 54 図

(4) 水圧の合成功力  $P_4$

$$P_4 = 2 \times 1,000 h A \sin \frac{\varphi}{2} (\text{kg})$$

式中  $h$ =最大静水頭(m).

(5) 温度の變化に因る伸縮力  $P_5$

$$P_5 = L_u \{\sin \alpha_u \pm c(S + W) \cos \alpha_u\}$$

(註 +は温度上昇、-は下降の場合にして何れか大なる)を採る)

(6) 固定臺中に埋設せられたる弯曲部の管及び水の重量  $P_6$

$$P_6 = (S + W) l (\text{kg})$$

式中  $l$ =固定臺中に埋設せられたる管の長(m).

(7) 地震力  $P_7$   $P_7 = K(G_c - \Sigma V) (\text{kg})$

式中  $G_c$ =(1)~(6)に依り求められたる諸力に對抗し得る様設計されたる固定臺の重量(kg),  $\Sigma V$ =等値水平震度

(1)~(6)に依り求められたる鉛直分力の和(kg),  $K$ =重力の加速度=0.1~0.20.

固定臺は上記の諸力に對抗して其の何れの個所にも張力を受けざる大きさと形状

第 55 図

とを有たせ、尙固定臺中に埋設される曲管部は、コンクリート塊との密着を確実ならしめる爲管に鍔環を附け又は鋼鉢の帶締を施す。

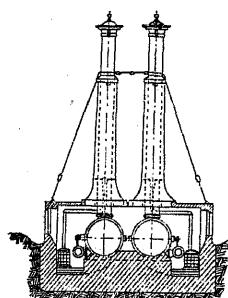
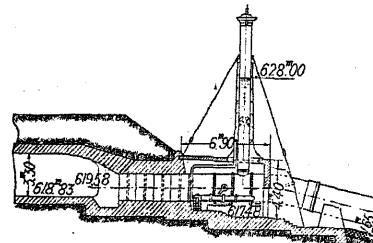
2) 支臺の設計 普通管を支へる爲に約 6m 内外の距離に支臺を設ける。支臺は單に管を承け支へる臺であるから、支臺と管との接觸面には互の摩擦抵抗を減ずる爲タル紙を敷く又は座金若くはローラーを置く。水平なる管の支臺間の極限距離  $l$  (cm) は管が連續桁として働くものとして求められる。

$$l = \sqrt{\frac{MSe}{W}}$$

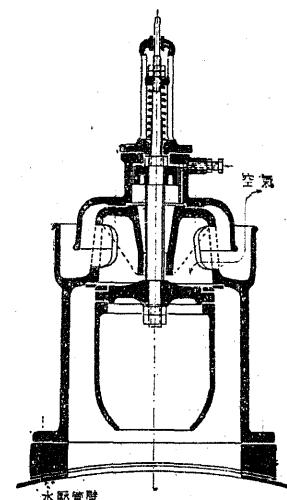
式中  $S$ =鋼の許容強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  $W$ =長 1cm の管及其の中の水の重量 ( $\text{kg}$ ),  $e$ =銛接部の效率  $=50\sim60\%$ ,  $M$ =管の断面係数  $=\frac{\pi(D_1^4 - D_2^4)}{32D_1}$  但し  $D_1$ =管の外径 (cm),  $D_2$ =管の内径 (cm)。

8) 水壓管の附屬設備 1) 通氣管 通氣管 水壓管の入口に弁又は門扉を設ける場合には、之等装置の開閉の際に水と共に管内に入り込む空気を排出する爲(開管の場合) 及管内に空気を送入して管の圧縮を防ぐ爲(閉管の場合)に、装置の直後に钢管の堅管(徑は水壓管徑の大小に應じ 20~100 cm 程度)を取付ける

か若くは自動的に給氣し得る弁を設置する。



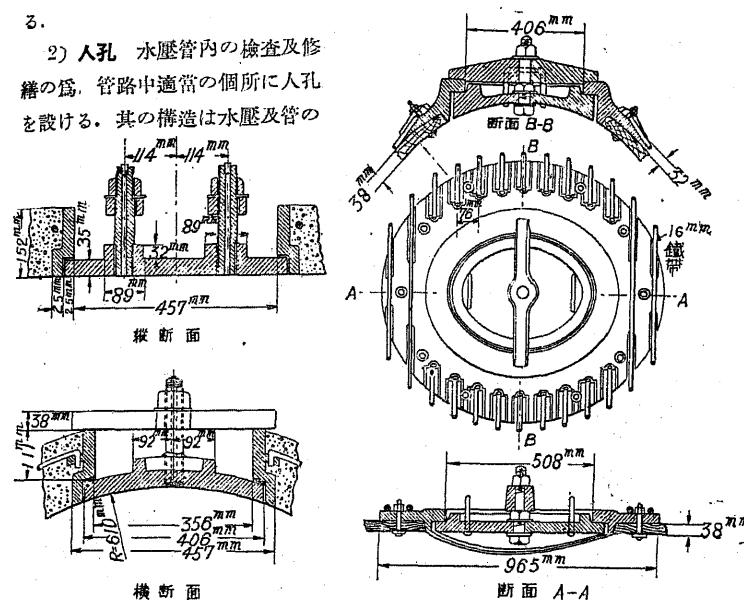
第 56 圖 通氣管



第 57 圖 通氣弁

之を夫々通氣管、通氣弁と稱する。又水壓管路が動水勾配線以上に在る個所には流水中の空気が漏り通水能率を低下するから、此處に通氣弁を設けて排氣せしめる。極寒地では之等の装置は凍結して用を失さなくなる虞があるから、外部を保溫材で包むか又は電流を通ずるコイル等に依り温めること。

2) 人孔 水壓管内の検査及修繕の爲、管路中適當の個所に人孔を設ける。其の構造は水壓及管の

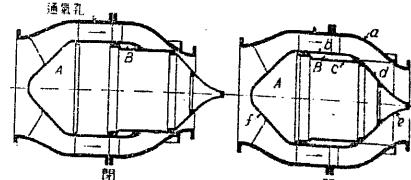
第 58 圖 低水壓钢管用入孔  
高水壓钢管用入孔

第 59 圖 鐵筋コンクリート管用入孔

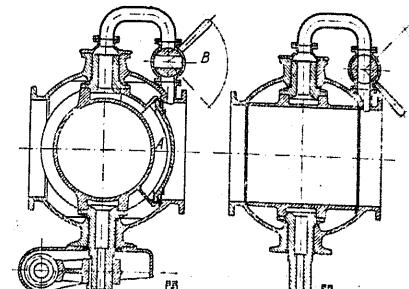
第 60 圖 木管用入孔

種類に依つて異なる。

3) 排水弁 排砂弁 管路の底部に沈澱する土砂を排出する爲排砂弁を又断水の際管内の水を空にする爲排水弁を装置する。弁にはスルース・バルブが多く用ひられる。極寒地に於ては集中発電所運転休止の場合には、排水弁を開けて水槽の制水門より管内に洩入する水を排出せしめ、之が管内で凍結するのを防いでやる。此の爲には弁はなるべく大形のものを選ぶことが望ましい。



第 61 図 ジョンソンバルブ



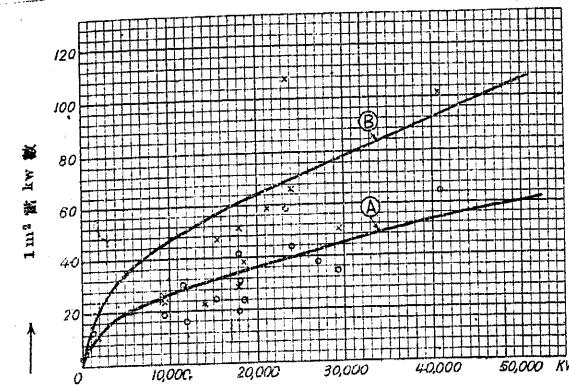
第 62 図 ロータリー・バルブ

4) 閉管装置 管内の流水を遮断する爲管内にバルブを装備する。其の選擇は水壓及管徑に依つて定める。低、中落差で管徑小なる場合にはスルース・バルブ、バタフライ・バルブを管徑大なる場合にはバタフライ・バルブを又高落差では管徑の大小に拘らずスルース・バルブ、ニードル・バルブ(主としてジョンソン・バルブ)、ロータリー・バルブを用ひる。

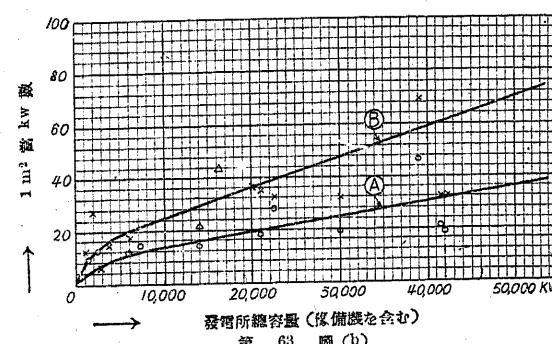
### 第 3 節 発電設備

18. 水力発電所 1) 位置 位置の選定に付ては 1) 基礎地盤の堅固なる場所なること、2) 敷地が洪水位以上に在ること、3) 河流の激突する個所を避けること、4) 崩雪、山崩等の虞のない場所なること、5) 発電所の建物、発電所及從業員の舍宅等を建てるに充分なる餘裕ある場所なること、6) 機械及工事材料等の運搬に便利なる場所なること等の注意を要する。

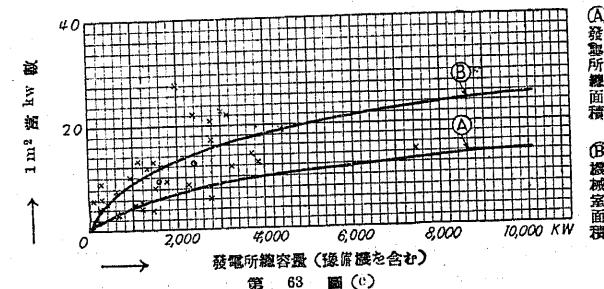
2) 所要の敷地 落差及使用水量の大小及兩者の値の割合如何により水車及發電機の種類、型式及臺數を異にするから、發電所の出力から單に敷地及建物の面積を決定することは困難であるが、次表は數多の發電所の實例に付検討したもので、之に依つて大體の數を知り得られる。



第 63 図 (a)



第 63 図 (b)



第 63 図 (c)

(A) 發電所總面積  
(B) 機械室面積

(A) 發電所總面積  
(B) 機械室面積

(A) 發電所總面積  
(B) 機械室面積

3) 水車及發電  
機の臺數及型式

臺數は負荷の性質、豫備容量、運轉の信頼度、發電所敷地の状況、建設費、運轉費等を考慮して決定せねばならぬ。能率の點よりは各機が成る可く全負荷近くで運轉出来る様な臺數を選ぶを得策とし、運

轉上よりは臺數の少ない程簡単である。水車の容量は、水戻の開度75~80%に於て發電機の定格容量に對應せしめるを適當とする。型式は水車に付ては第65圖より大體の推定が出来る(詳細に付ては後記す)。發電機は低速機に在つては通常開放型でよいが、高速機に在つては音響が甚だしいから閉鎖通風型として冷却空氣を屋外より取入れて屋外に放し、音響

第3表 横軸發電機の寸法

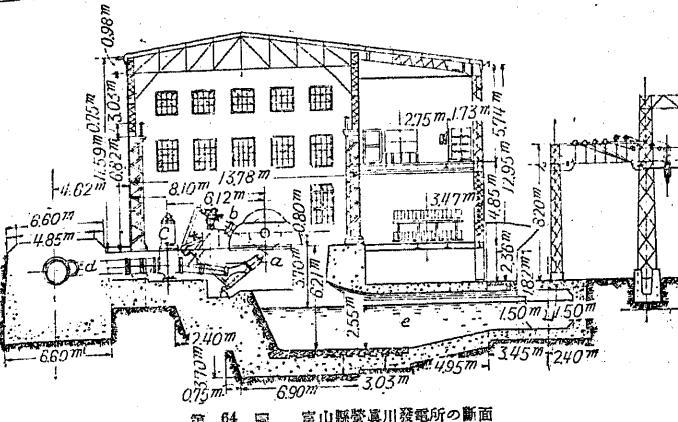
kVA	r.p.m.	重量(kg)	寸法(cm)				
			A	B	C	D	E
250	600		140	190	210	130	80
1,000	600	6,000	210	205	230	195	85
1,000	300	9,500	300	210	265	290	105
1,000	120	15,900	450	225	270	410	130
2,000	600	12,300	250	240	275	230	95
2,000	300	15,400	300	280	325	275	100
2,000	150	21,300	450	265	320	410	130
5,000	600	26,000	300	400	420	275	115
5,000	300	33,000	415	305	370	380	130
5,000	150	43,200	530	325	400	390	60
10,000	150	86,000	660	315	430	585	140
12,000	400	75,000	425	320	410	390	120
13,000	500	72,500	430	450	480	380	80
20,000	360	113,000	528	480	570	430	110
22,500	200	157,500	680	450	610	640	155

第4表 垂軸發電機の寸法

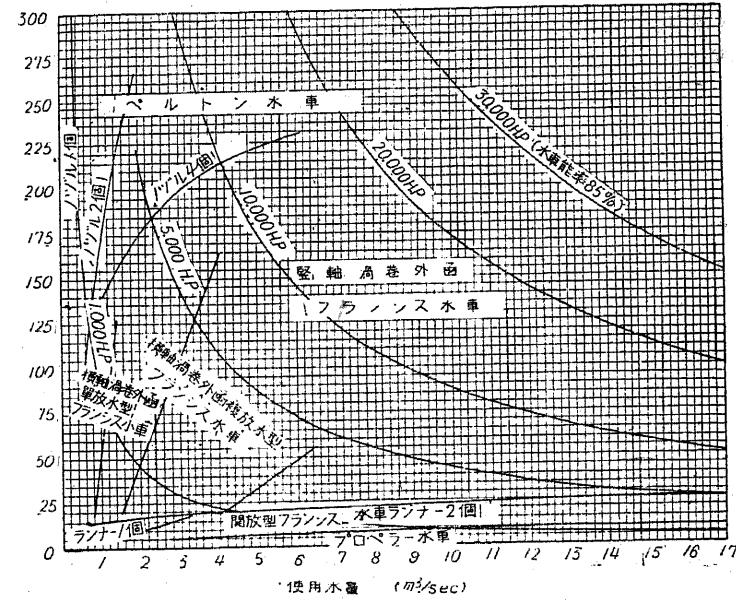
kVA	r.p.m.	重量(kg)	寸法(cm)		
			A	B	C
1,250	120	35,400	405	370	100
1,875	225	31,300	405	260	65
1,875	100	40,400	450	200	100
3,000	200	40,600	405	280	85
5,000	277	50,800	450	290	115
7,500	327	77,600	450	370	90
10,000	600/720	54,000	320	415*	130
12,000	240	93,500	500	380	140
15,000	375	11,000	410	490	220
15,000	250/300	170,000	570	540*	185
17,000	360	130,000	450	510	110
25,000	100	322,000	885	460	110
30,000	514	193,000	450	554	105
30,000	257	231,000	550	470	110

\*印は脚磁機を含む

の屋内に漏れる程度を少くする様にする。又寒地では冬期間發電機より放出する温風を屋内に放散し得る様にすべきである。發電機の電圧は、小發電機では通常



第64圖 富山縣諏訪川發電所の断面  
a ベルトン水車の吸水管 b 脳連槽 c スルースバルブ d 水脛管 e 放水路



第65圖 各種水車の適用範囲

3,300~3,500 V、大容量のものでは 6,600 V 又は 11,000 V を採用する。

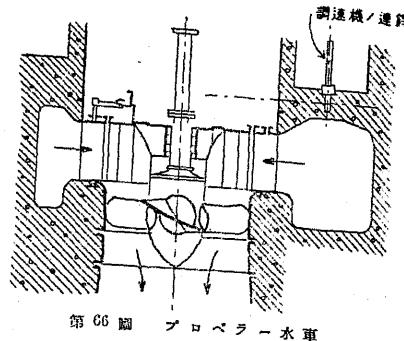
水車の種類 現今水力發電所で使用されて居る代表的水車は主として次の3種である。1) プロペラーウォーターホイール 反動式水車の一種で、水がランナー(水車の迴轉する部分であつて、翼、冠板及軸より成る)を通過する方向は水車の軸に並行である。豎軸型であつて、考案者の名に依り夫々カブラン、ナグラー、ムーディー、ラクチエツク、ベル、ダブス型等の種類がある。有効落差15m以下で使用水量大なる場合には、フラ

ンシス水車に比し廻轉數大なる此種の水車を用ひることに依り發電機の大きさを小ならしめ價格を節し得られる。2) フランシス水車

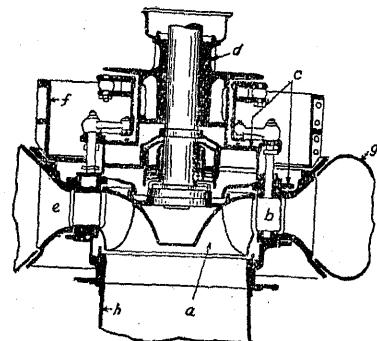
之も反動水車の一種で水の壓力と速度とを利用してランナーを廻轉する。水はランナーの周邊より内方に放射狀に入つて次第に軸方向に轉じてから翼を出る。此水車は出力小なるものは落差 10 m 内外より、大なるものでは 250 m 位迄も即ち相當廣範圍の落差に適應し、横軸型と豎軸型の兩型式がある。3)

**ペルトン水車** 衝動水車の一種で水  
壓管の終端に設けたる射水管よりラ  
ンナー周囲に附けてあるバケットに  
射水を噴き衝けて之を廻轉せしめる

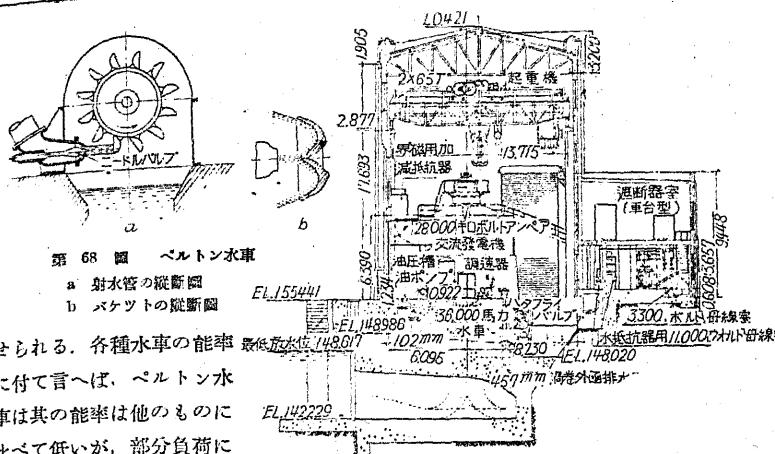
各種の特性 同一落差及同一出力のものでは、ペルトン水車の廻轉数が最も低く、プロペラー水車の夫れが最も高く採られる。此結果水量に比し落差大なる場合にはペルトン水車を用ひ、落差が減するに従ひフランシス水車が適當し、更に落差の小なる場合にはプロペラー水車が採用



## 第 66 図 プロペラ - 水車



第 67 圖 壓輪型フランシス水車の断面



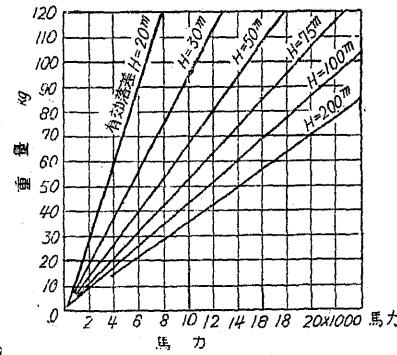
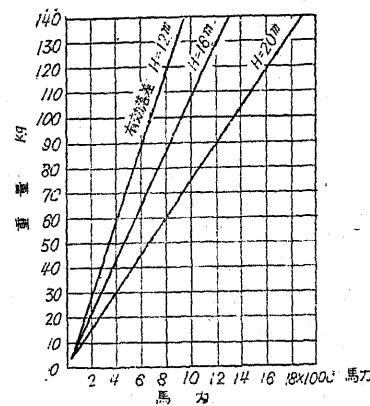
電 68 開 ベルトン水車

## 射水管の縦断圖 バケットの縦断圖

せられる。各種水車の能率 最低蓄水位 148.017 102.77m 不算 水抵抗器用 11,000ワット毎課題  
 に付て言へば、ペルトン水車は其の能率は他のものに比べて低いが、部分負荷に

對しては能率が良い。フラ  
ンシス水車は最高能率はペルトン水車に比べて優るが、部分負荷に對して劣り、  
プロペラ-水車は兩者の中間に在るが部分負荷に對しては著しく劣つてくる。

2) 水車軸の豎型及横型 ベルトン水車は横軸型を普通とし、フランス水車では小出力のものは一般に横軸型とする方が水車及發電機の大きさが小さく從つて價格が豎軸型のものに比べて安い。然し大出力のものは豎軸型を普通とする。豎



### 第 70 圖 フランシス水車の重壊

軸型の横軸型に優れるは(1)能率良く、(2)建物の面積少くて済み、(3)機械の振動軽微で、(4)軸承の装置が簡単であり、(5)洪水位の高い處でも水車の軸を長くして発電機を洪水位以上に置かし得る爲落差の損失を免かれ得る等の利點である。プロペラ水車ではドラフト管に於ける勢力回収作用が重要な要素であり且ドラフト管の長を大きく探ることが困難であるから豎軸型とする。

3) 水車の重量 同一の出力のものでは落差大なるものが形が小さく從つて重量も軽い。發電工事中の重量物は水門扉、水車及發電機等であつて、途中の運搬計画に重大な關係があるから之等のものゝ重量は豫め充分研究し置くを要する。

4) ランナー及ノズルの直徑 ランナーの直徑は、フランシス水車ではランナー翼の入口中央に於ける直徑で、ベルトン水車ではノズル中心線を切線とする圓の直徑である。ランナーの直徑  $D$  (mm) は

$$D = \frac{60 \varphi \sqrt{2gH}}{\pi N} = 84.577 \varphi \sqrt{H}$$

式中  $H$ =有効落差(m)、 $\varphi$ =速度比=周邊速度(m/sec)/ $\sqrt{2gH}$  =  $\begin{cases} 0.43 \sim 0.47 \\ 0.53 \sim 1.00 \\ 1.50 \sim 3.00 \end{cases}$  ベルトン水車、  
 $N=1$  分間のランナー迴轉數。 フランシス水車、  
プロペラ水車

ベルトン水車のノズル直徑  $d$ (mm) は

$$d = 525.37 \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{1}{4}}} \quad \text{但し射水速度} = 0.96 \sqrt{2gH} \text{ に採用}$$

式中  $Q$ =流量 (m<sup>3</sup>/sec)。

$d$  は  $D$  の  $1/10$  以下なることを要するから、若し計算の結果  $d$  が此の制限を越すときは、ノズルの數を増して  $d$  を小さくするを要する。

5) 落差又は直徑と速度、水量及出力との間の關係 或る與へられたる水車で落差  $H$  を變ずると、同じ能率を得べき速度、水量及出力は

1) 速度  $N$  は  $H^{\frac{1}{2}}$  に比例して變ずる 即ち  $\frac{N_2}{N_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^{\frac{1}{2}}$

2) 水量  $Q$  は  $H^{\frac{1}{2}}$  に比例して變ずる 即ち  $\frac{Q_2}{Q_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^{\frac{1}{2}}$

3) 出力  $P$  は  $H^{\frac{3}{2}}$  に比例して變ずる 即ち  $\frac{P_2}{P_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^{\frac{3}{2}}$

一定の落差に對し水車を相似形に保つてランナーダイアグラムを變ずるときは

4) 速度  $N$  は  $D$  に逆比例して變ずる 即ち  $\frac{N_2}{N_1} = \frac{D_1}{D_2}$

5) 水量  $Q$  は  $D^2$  に比例して變ずる 即ち  $\frac{Q_2}{Q_1} = \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2$

6) 出力  $P$  は  $D^2$  に比例して變ずる 即ち  $\frac{P_2}{P_1} = \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2$

6) 落差變動の影響 落差の變動はランナーの速度(水車の迴轉數)に著しい影響を來たすもので、水車を實際運轉する場合には落差の變動に對し水車に一定の影響を保たしめることが必要である。ベルトン水車及プロペラ水車は此の影響少く定格落差の  $40\%$  に降るも尚能率は  $70\%$  位保ち得るに反し、フランシス水車では  $40\%$  にも降れば出力は殆ど  $0$  となるのみならず所期迴轉數を保つことが難解である。調整池を有する發電所では調整に因る池の水深低下の爲落差減少し。

水車能率の激減を來たす故、豫め之を考慮して水車の迴轉數及臺數を定めて此の缺陥を補足する要がある。ランナーの速度はフランシス水車では、ガイド・ペーンの開きを加減することに依つて行はれ、ベルトン水車では、射水管中のニードルを出入せしめて射水面積を加減することに依つて行はれる。之等の加減は總て調速機(ガバナー)に依つて行はれ、調速機は平常は自動的に略一定の速度を保つ働きをするが、必要に應じ手動に依つても速度の制御が出來得る様になつて居る。第 71 圖中の  $N_s$  は特有速度と稱し或

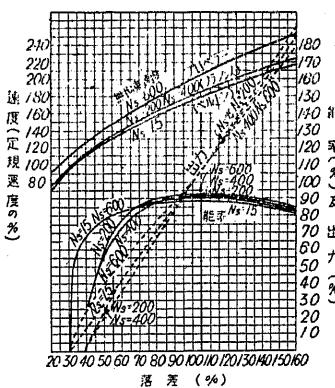
第 71 圖 落差と出力及之に對する能率との關係  
る與へられたる水車と相似形のものが  $1\text{m}$  の落差で  $1\text{kW}$  の出力を出す様にした場合の迴轉數(最大能率の點に相當する)を謂ひ、水車の特性を表はす重要な要素である。其の關係は

$$N_s = N \frac{\sqrt{kW}}{H^{\frac{5}{4}}}$$

式中  $N_s$ =特有速度(r.p.m.)、 $H$ =定格落差(m)、 $N$ =定格速度(r.p.m.)

又無拘束速度とは無負荷状態に於て水扉全開の儘放置した時に達する水車の最大速度を謂つて居る。

7) 吸出管(ドラフト管) フランシス水車及プロペラ水車では水車出口にラッパ型の管を裝置して出口(横軸型水車では水車の中心)と放水位との間の高さをも落差として利用する。此の管を吸出管と稱し此の利用し得る高さを吸出管高(ドラフト高)と稱する。ベルトン水車では特別の裝置をしなければ此の水位差を



利用し得ず、普通には落差の計算は射水管の中心迄として居る。

1) 吸出管高 之が大き過ぎると管頭に真空を生じてランナーの腐蝕や振動を起し易く又小さ過ぎると水車据付の位置が低くなつて水車坑の掘鑿費が増加する。

$$\text{吸出管高 } h_D \text{ (m)} \text{ は } h_D = -\frac{p_1}{w} - \frac{v_1^2}{2g} + h_f + \frac{v_2^2}{2g}$$

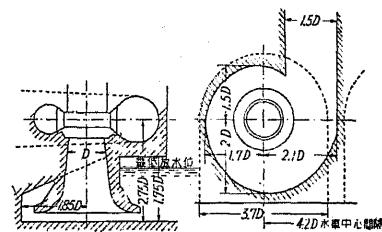
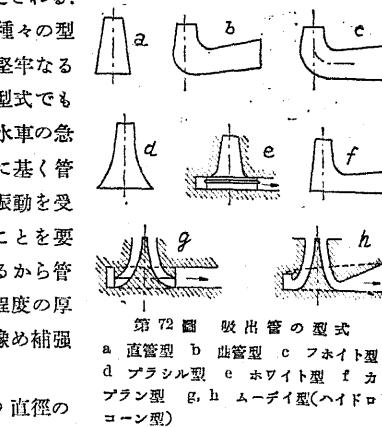
式中  $v_1$  = 水車出口の流速 (m/sec),  $v_2$  = 吸出管出口の流速 (m/sec),  $h_f$  = 摩擦による損失水頭 (m),  $\frac{p_1}{w}$  = 水車出口の壓力水頭 (m)

$\frac{v_1}{w}$  は理論上  $-10.35 \text{ m}$  なれども實際では最大  $-7.5 \text{ m}$  (海面上の値) で、 $v_1$  は  $0.4\sqrt{2gH}$  (低落差の場合)  $\sim 0.15\sqrt{2gH}$  (高落差の場合),  $v_2$  は  $0.10\sqrt{2gH}$  (低落差の場合)  $\sim 0.02\sqrt{2gH}$  (高落差の場合) である。但し  $H$  は落差 (m) を表す。一般に落差大なる程吸出管高は小さくするもので、實例では  $2 \sim 6 \text{ m}$  の範囲に在る。管の断面は水量  $Q$  と  $v_1$  及  $v_2$  依つて決定される。

2) 吸出管の型式 第 72 図の如く種々の型があるが、吸出管及水車坑を一體の堅牢なるコンクリート造りとするの外何れの型式でも鋼製の吸出管を使用する場合には、水車の急激なる起動、停止若し迴轉數の變動に基く管内壓力の激變に因り、管は非常なる振動を受けるから管の据付けは充分堅固なることを要する。又管内は真空に近い状態に在るから管は最大氣壓の外力に充分抵抗し得る程度の厚いものを使用するか、又は補剛材で豫め補強して置く必要がある。

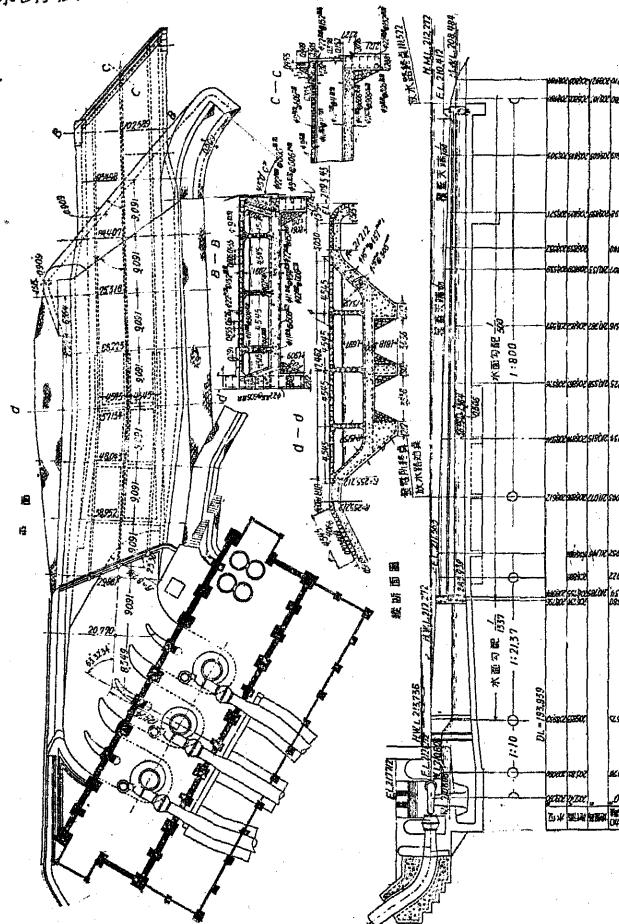
3) 水車坑及吸出管坑 ランナーの直徑の大小に依つて水車坑及吸出管坑の大きさが決定される。第 73 圖はフランシス水車のランナーの径を基とした水車坑及吸出管坑の寸法の大要を示すものである。

20. 放水路 放水口 吸出管から出た水を原河川に放流せしめる爲の水路を放水路と稱し、其の終端を



第 73 圖

放水口と稱する。ペルトン水車ではノズル中心は放水路の洪水時に於ける水位上  $30 \text{ cm}$  以上に在らしめる様に、又フランシス水車及プロペラ水車では普通吸出管を利用するから其の許容吸出管高に依つて放水路水位が限定され、之に依つて放水路の勾配及断面が設計される。放水口の位置は 1) 洪水時に於ても安全に放水し得られる場所なること、2) 河流中の土砂の堆積に依つて口が塞がるゝ如



第 74 圖 漢江發電所 放水路 放水口

き處なき場所なること、3) 其の河川又は支流等の流水が放水口に衝突する如きことなき場所なること等の注意を要する。

## 21. 水力發電所の建設費 第5表の如く

第 5 表 水力發電所の工事費

使用水量 (m³/sec)			貯水池蓄 くは調整 池の容量 (m³)	有効 落差 (m)	水路 延長 (m)	最大 發電力 (kw)	總工事費 (圓)	kw當 り工 事費 (圓)	kw當 り上 水工 事費 率 の比 (%)
最大 a	常時 高水量 b	a b							
1	0.916	0.30	2.36		264.00	3,274	1,800	266,380	349
2	1.666	11.93	1.40		14.55	220	2,000	853,867	427
3	5.440	2.53	2.11		56.10	3,330	2,480	990,000	60
4	15.270	11.10	1.37		23.00	2,032	2,800	1,302,597	465
5	3.333	0.555	6.00	41,170	194.00	5,387	5,200	1,007,200	193
6	7.220	4.17	1.73	40,860	94.80	3,321	5,400	1,670,564	310
7	5.560	2.78	2.00		157.00	7,906	6,520	2,024,374	403
8	6.670	1.89	3.53	44,400	157.50	4,580	8,800	2,542,554	88
9	7.140	2.69	2.65		217.60	6,057	12,600	4,599,707	365
10	13.900	4.16	3.33	250,000	115.00	6,333	12,700	3,663,465	288
11	33.300	16.65	2.00	163,200	53.90	6,370	14,800	6,500,000	439
12	83.300	33.00	2.14		11.80	1,274	18,000	8,259,470	459
13	30.570	19.45	1.57		94.10	8,328	22,300	7,480,950	71
14	37.500	28.25	1.33		79.50	10,519	24,100	12,645,296	535
15	222.200	108.30	2.15	1,088,800	24.85	1,592	44,800	17,880,000	524
16	48.600	19.45	2.50		123.00	8,166	50,700	4,439,850	285
17	138.500	38.90	3.56	13,530,000	63.20	1,219	72,000	34,888,127	484

#### 第 4 節 送電鐵塔附鐵桿

22. 緒 説 以下に掲る要項は昭和7年11月21日遞信省令第53號を以て改正せられたる電氣工作物規程より抜萃したもので( )内の數字は同規程第1編本則の條項を、(細)は同第2編細則の條項を示す。尙鐵塔、鐵柱建設に對する規定の詳細に就いては同規程を參照されたい。

28. 種類 1) 使用上より分類すれば次の如し。(細 56) 特別高壓架空電線路  
=用フル巻柱、鋼塔及鋼筋「コンクリート」柱ハ次ノ5種トス。1) 標準型(標準巻柱、標準鋼塔又  
ハ標準鋼筋「コンクリート」柱、以下之ニ倣フ) 電線路ノ直線部分ニテ標準徑間ヲ超過セザル箇所ニ使  
用スルモノ、2) 角度型 電線路中角度ヲ爲シ標準徑間ヲ超過セザル箇所ニ使用スルモノ、3) 耐張型  
電線路中ニ保安ノ爲耐張用トシテ使用スルモノ、4) 引帶型 電線路ノ終端ニテ完全ナル引留テス  
ラ箇所ニ使用スルモノ、5) 特殊型 電線路中川越、谷越等徑間大ナル箇所其ノ他特殊ノ箇所ニ使用スル  
モノ。

2) 性質上より分類すれば、1) 固定鐵塔 築線路に沿って建てられる。

れの方向にも接曲又は捻曲しない鐵塔、2) 可撓鐵塔 電線路の方向に不等荷重を受けるとき、或而直立して接曲するも不等荷重を取去つたときは直立に復する鐵塔。

84 計算條件 1) 風壓荷重 (33) 架空電線路用支持物強度ノ計算ニ適用スベキ風壓荷重

重ハ申種風壓荷重、乙種風壓荷重及丙種風壓荷重ノ3種トス。1) **甲種風壓荷重** 風壓ヲ垂直面ニ對シ  
1m<sup>2</sup> =付 200kg、圓筒面ニ對シ其ノ垂直投影面積 1m<sup>2</sup> =付電線其ノ他ノ架設線ニ在リテハ100kg、  
支持物ニ在リテハ 120kg トシテ計算シタルモノ。2) **乙種風壓荷重** 電線其ノ他ノ架設線ノ周圍ニ厚  
さ6mm 比重 0.9 ノ次堅附着シタルトキ風壓ヲ前號ノ1/2 トシテ計算シタルモノ。3) **丙種風壓荷重**  
風壓ヲ第1號ノ1/3 トシテ計算シタルモノ。

前項各ノ風壓ハ支持物ノ種類ニ依リ次ノ如ク加ハルモノトシテ計算スルモノトス。(1)木柱 鋼柱及繩筋「コンクリート」柱 特殊ノモノヲ除クノ外電線路ト直角ノ方向ニ於テ架設及支持物ニ前項顧慮1倍。(2)鐵塔 下記ノ場合ヲ各別ニ計算スルモノトス。(イ)電線路ト直角ノ方向ニ於テ架設被

前 第 6 表 鋼心「アルミニウム」燃線抗張力

公 稱 切 断 面 積 (サ ー キ ュ (ラ ミ ル)	「アルミ ニウム」 切断面積 (mm <sup>2</sup> )	燃 焼 能 量 (kcal/kg)		抗 張 力 (kg)
		燃 燒 能 量 (kcal/kg)	構 成 比 (mm)	
795000	402.3	54/3.08	7/3.08	11260
715000	361.6	54/2.92	7/2.92	10110
666000	337.3	54/2.82	7/2.82	9480
636000	323.1	54/2.76	7/2.76	9030
605000	306.9	54/2.69	7/2.69	8580
556500	282.6	26/3.72	7/2.89	8880
556500	282.1	30/3.46	7/3.46	10810
500000	253.5	30/3.28	7/3.28	9720
477000	241.7	26/3.44	7/2.68	7570
477000	241.3	30/3.20	7/3.20	9250
397500	201.3	26/3.14	7/2.44	6290
397500	202.3	30/2.93	7/2.93	7750
336400	170.6	26/2.80	7/2.25	5340
336400	170.5	30/2.69	7/2.69	6540
300000	152.2	26/2.73	7/2.12	4750
300000	152.0	30/2.54	7/2.54	5830
266800	134.9	26/5.35	7/1.79	3780
266800	134.9	26/2.57	7/2.00	4220
0000	107.7	6/4.78	1/4.78	3410
000	84.72	6/4.24	1/4.24	2680
03	67.69	6/3.79	1/3.79	2140
0	53.62	6/3.37	1/3.37	1690

備者、按張力、計算未充、如

彌 湾 狹 張 力 の 計 算  
 $T = 100.4 \pm 1$

### 但シ T の抗張力 (kg)

卷之三

$A_a$  へ「アルミニウム」の切断面積 ( $\text{mm}^2$ )

材ヲ使用スル場合ハ其ノ許容應力ハ下記ヲ以テ標準トス。

- 1) 張筋力及彎曲應力 有効切断面積  $1\text{cm}^2$  = 付 1,250kg.

2) 慣性力 次ノ公式は依ル  $\frac{L}{R} = 1,250 - 4 \cdot \frac{L}{R}$ ,  $R$  ハ全切断面積=對スル慣性力( $1\text{cm}^2$  = 付 kg),  $L$  ハ部材ノ長さ(cm),  $R$  ハ使用断面ノ最小回転半径(cm ロゴ位トス)

3) 剪應力「ボールト」及「リベット」=對シ  $1\text{cm}^2$  = 付 1,000kg.

4) 支應力「ボールト」及「リベット」=對シ  $1\text{cm}^2$  = 付 2,000kg.

抗壓材ニ在リテハ其長さ最小小回転半径トノ比ハ次ノ制限=依ルモノトス.

1) 最大使用電圧 60,000 ヴオルト以上ニシテ電線ノ切断面 } 主 脚 材.....150 以下  
積硬鋼線ニ在リテハ  $120\text{mm}^2$  以上、銅心「アルミニウム」 其ノ他ノ抗壓材.....200 以下  
ム 鋼ニ在リテハ  $150\text{mm}^2$  以上ノ場合

2) 前號以外ノ場合. 主 脚 材.....200 以下  
其ノ他ノ抗壓材.....250 以下

3) 不平均張力 (66) 特別高架空電線路ニ用フル造柱、壁堵及實筋「コンクリート」柱ノ強度ノ計算ニハ次ノ區別ニ依リ不平均張力ニ因ル水平荷重ヲ加算スルコトヲ要す。

- 1) 標準型及角度型 (イ) 鐵塔ニ在リテハ1架涉綫ニ生ズル最大張力ノ、 $\sqrt{2}$ ニ等シキ不平均張力ガ鐵塔各部材ニ最大應力ヲ生ズベキ架設綫ノ取付點ニ加ハルモノトシ之ニ因ル平力及捻力ヲ加算スルコト、但シ不平均張力ハ最大使用電壓 60,000 ヴオルト以上ノ電線路ニシテ電線ノ切斷面積鋼錠ニ在リテハ  $120\text{mm}^2$  以上、鋼心「アルミニウム」錠ニ在リテハ  $150\text{mm}^2$  以上ノモノニ付テハ耐震子ヲ用フル場合ニ架設綫ニ生ズル最大張力ノ1倍以上、「ビン」型又ハ盤垂碍子ヲ用フル場合ニ架設綫ニ生ズル最大張力ノ  $6/10$  以上トス、(ロ) 鐵柱、可撓鐵塔又ハ鐵筋「コンクリート」柱ニ在リテハ(イ)ノ不平均張力ヲ考慮スルコト要セズ。

- 2) 硬張型 次ノ不平均張力ガ各架設線ノ取付點ニ加ハルモノトスルコト。(イ)第1種耐張型 各架設線ニ生ズル最大張力ノ $2/3$ ニ等シキ不平均張力、(ロ)第2種耐張型 各架設線ニ生ズル最大張力ノ $2/3$ ニ等シキ不平均張力、(ハ)第3種耐張型 各架設線ニ生ズル最大張力ニ等シキ不平均張力

- 3) 引型 各架洗綱ニ生ズル最大張力ニ算シキ不平拘張力ガ甚ノ取付點ニ加ヘルモントスカヒ

4) 電線の弛度 (64) 特別高壓電線ノ弛度ノ計算ハ次ノ各號ニ依ルコトヲ要す(細 33,54)

- 1) 氷雪多カラザル地方=在リテハ其ノ地方ノ最低溫度ニ於テ安全係數ヲ2以上トシ電線ノ重量ト電線ノ投影面積  $1\text{m}^2$ =付  $100\text{kg}$  ノ氷平風遮トノ合成荷重ヲ支持シ得ル様計算シタルモノナルコト但シ最大使用電壓  $60,000$  ヴオルト以上ニシテ且電線ノ切斷面積荷重鋼鐵=在リテハ  $120\text{mm}^2$  以上、鋼心「アルミニウム」線=在リテハ  $150\text{mm}^2$  以上ノ場合ハ安全係數ヲ2.5以上トナスコト。

- 2) 氷雪多き地方はリテハ前頭=依ルノ外更=其ノ地方ノ最低温度=於テ安全係数ヲ2以上トシ電線ノ周圍=厚サ6mm 比重0.9ノ氷雪附着シタルトキ電線及氷雪ノ重量ト被状電線ノ投影面積1m<sup>2</sup>=付50kgノ水平風壓トノ合成荷重ヲ支持シ得ル様計算シタルモノナルコト、但シ最大使用電壓60,000ボルト以上ニシテ且電線ノ切斷面積硬鋸線=在リテハ120.nm<sup>2</sup>以上、銅心「アルミニウム」線=在リテハ150mm<sup>2</sup>以上ノ場合ハ安全係数ヲ2.5以上ト為スコト。

特殊ノ構造又ハ强度ヲ有スル電線ヲ使用スル場合ニ於テハ電線ノ弛度ハ遞信大臣ノ認可ヲ受ケタル特殊ノ設計ニ依ルコトヲ要ス。

(細 54) 本則第 64 條第 1 項ノ規程ニ依ル電線ノ弛度ハ硬銅線ヲ使用シ且電線ノ萬支持點ニ高低差ナキ場合ハ第 8 表ニ依ルモノトス。

### (1) 水銀多からざる地方 (最低溫度、無荷重)

(2) 水寶多吉地方（最低溫度，無荷電）

安全 系数	電 壓 種 類	徑						闊 (m)						
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
2.0	5.0 " 橡膠繩成	1.14	0.53	1.41	2.63	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	6.5 "	0.13	0.41	1.05	2.09	3.36	4.54	—	—	—	—	—	—	—
	6.0 "	0.12	0.34	0.85	1.64	2.72	4.00	6.53	—	—	—	—	—	—
	6.5 "	0.12	0.32	0.71	1.40	2.35	3.50	4.88	6.43	—	—	—	—	—
	7.0 "	0.11	0.29	0.63	1.20	2.01	3.01	4.25	5.63	7.17	—	—	—	—
	8.0 "	0.11	0.27	0.54	0.98	1.61	2.45	3.41	4.55	5.86	7.28	8.85	—	—
	22 mm <sup>2</sup>	7/2.0	0.14	0.49	1.3	2.47	—	—	—	—	—	—	—	—
	30 "	7/2.3	0.13	0.36	0.89	1.76	2.88	4.25	—	—	—	—	—	—
	38 "	7/2.6	0.12	0.30	0.66	1.27	2.69	3.19	4.44	5.88	—	—	—	—
	45 "	7/2.9	0.11	0.28	0.50	1.09	1.82	2.76	3.86	5.15	6.59	8.16	—	—
2.0	55 "	7/3.2	0.11	0.27	0.53	0.95	1.56	2.34	3.30	4.42	5.68	7.08	8.62	10.30
	70 "	7/3.5	0.11	0.26	0.50	0.87	1.40	2.07	2.91	3.90	5.04	6.30	7.68	9.70
	90 "	7/4.0	0.11	0.25	0.47	0.79	1.23	1.80	2.60	3.33	4.20	5.37	6.66	7.86
	110 "	7/4.5	0.11	0.25	0.45	0.75	1.14	1.64	2.25	2.98	3.63	4.79	5.88	7.06
	125 "	19/2.9	0.11	0.25	0.45	0.74	1.12	1.60	2.16	2.86	3.66	4.65	5.66	6.66
	150 "	19/3.2	0.10	0.24	0.43	0.71	1.07	1.50	2.04	2.68	3.41	4.24	5.17	6.16
	180 "	19/3.5	0.10	0.24	0.43	0.70	1.04	1.45	1.96	2.56	3.24	4.03	4.88	5.83
	240 "	19/4.0	0.10	0.24	0.42	0.68	1.01	1.40	1.87	2.42	3.07	3.80	4.59	5.46
	300 "	19/4.5	0.10	0.23	0.42	0.67	0.98	1.36	1.81	2.35	2.97	3.65	4.30	5.21
	125 "	19/2.9	0.13	0.32	0.60	1.01	1.55	2.21	3.06	4.00	5.02	6.18	7.47	8.87
2.5	50 "	19/3.2	0.13	0.31	0.58	0.96	1.46	2.07	2.80	3.67	4.62	5.71	6.89	8.17
	180 "	19/3.5	0.13	0.31	0.56	0.92	1.40	2.00	2.66	3.47	4.38	5.39	6.50	7.71
	240 "	19/4.0	0.13	0.30	0.55	0.89	1.34	1.86	2.61	3.24	4.09	5.02	6.03	7.12
	300 "	19/4.5	0.13	0.30	0.54	0.87	1.30	1.80	2.41	3.10	3.94	4.77	5.74	6.70
	300 "	19/4.5	0.13	0.30	0.54	0.87	1.30	1.80	2.41	3.10	3.94	4.77	5.74	6.70

5) 基礎 基礎は安全係数を2以上として設計するものとす。鐵塔の場合、基礎が引揚力に對し抵抗すべき力は基礎部分の鐵材及コンクリート重量の外、基礎上部に於て垂直面と $30^{\circ}$ の角度を爲す面内に含まる土の重量とす。重量の計算に於て、コンクリートは $2,400 \text{ kg/m}^3$ 、土は $1,600 \text{ kg/m}^3$ とす。

鐵塔基礎はコンクリート工とし、工事上止むを得ざる場合の外地表下根入1.8m以上とす。但し地盤堅固なる場合にしてコンクリートの施工困難なる個所に於ては鋼材を組合せたる基礎を用ふることを得。

## 25. 鐵塔の計算 1) 電線の張力及弛度 1) 電線の許容最大張力

$$T_a = \frac{BA\eta_1\eta_2}{f}$$

式中  $T_a$  = 材質均等なる電線の許容最大張力 (kg),  $B$  = 素線の抗張力 ( $\text{kg/mm}^2$ ) 但し 細長い金属條を單線、單線を擦り合はせたるものを燃線と謂ひ、此の場合の單線を特に葉線と謂ふ、 $A$  = 葉線の切断面積の和 ( $\text{mm}^2$ ),  $\eta_1$  = 燃線能率 (普通 90%),  $\eta_2$  = 接續能率 (普通 95%),  $f$  = 安全係数 (普通 2~3)。

2) 荷重条件及温度差 土地の状況に應じ定むべきで、長い送電線路では區間により條件を變へることがある。

### (1) 被氷なき場合風壓に依る最大荷重

$$W = \sqrt{w_0^2 + w_2^2}, \quad w_2 = -\frac{pkd}{10^3}, \quad p = 0.122 v^2$$

式中  $W$ =電線に加はる総荷重 ( $\text{kg}/\text{m}$ ),  $w_0$ =電線の自重 ( $\text{kg}/\text{m}$ ),  $w_1$ =電線に直角の方向の水平荷重,  $p$ =最大風壓 ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ),  $d$ =電線の直径 ( $\text{mm}$ ),  $k$ =圓塔表面係数 (普通  $1/2 \sim 2/3$ ),  $v$ =最大風速 ( $\text{m/sec}$ ).

## (2) 被氷あるときの最大荷重

$$W = \sqrt{(w_0 + w_1)^2 + w_2^2}$$

$$w_1 = \frac{m\pi\{(d+2r)^2 - d^2\}}{4 \times 10^6}.$$

$$w_2 = \frac{pk(d+2r)}{10^8}$$

式中  $w_1$  = 被氷の重量 ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ),  $m$  = 氷雪の重量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) (一般に  $900 \text{ kg}/\text{m}^3$  とす),  $r$  = 被氷の厚さ ( $\text{mm}$ ) (一般に  $6 \text{ mm}$  とす).

(3) 標準温度 電線の最低温度は大気の最低温度と等しいが、一般に電線の温度は大気の温度より高いもので、普通に電線の標準温度は、最低-20°~-10°C、最高40°~50°C、平均15°C内外とする。

3) 弛度 (1) 兩支持點水平なる場合 此の場合に於ては電線は鏈線狀を爲す

ものである。

$$D = \frac{H}{W} \left( \cosh \frac{WS}{2H} - 1 \right)$$

$$L = \frac{2H}{W} \sinh \frac{WS}{2H}$$

$$T = H \cosh \frac{WS}{2H}$$

式中  $D$ =弛度 (m),  $H$ =水平部分の電線の張力 (kg),  $W$ =電線に加はる荷重 (kg/m),  $S$ =徑間 (m),  $L$ =架設状態の電線の全長 (m),  $T$ =電線の最大張力 (kg)。

然し普通の場合には電線は抛物線状を爲すものとし,  $T$  は  $H$  と等しきものとして次の近似式に依る

$$D = \frac{WS^2}{8T}$$

$$L = S + \frac{8D^2}{3S} = S + \frac{W^2 S^3}{24T}$$

$$T = \frac{WS^2}{8D}$$

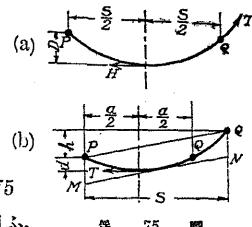


図 75

(2) 兩支持點斜面上に在る場合 此の場合は第 75  
圖(b)の如く  $\alpha$  なる等徑間を探り次の近似式を用ふ。

$$d = \frac{Wa^2}{8T}, \quad \frac{a}{2} = \frac{S}{2} - \frac{hT}{WS}$$

茲に  $d$ =下部支持點からの弛度 (m),  $a/2$ =下部支持點と垂下部との水平距離 (m),  $h$ =兩支持點間の垂直距離 (m)。

又或場合には第 75 圖(b)の PM を求める方が便利である。但し MN は PQ に平行なる切線である。

$$PM = \frac{WS^3}{8T}$$

(3) 溫度及荷重狀態變化する場合 架設狀態を溫度  $t_0^{\circ}\text{C}$ , 荷重  $W_0$  (kg/m) 張力  $T_0$  (kg), 電線の長  $L_0$  (m), 溫度  $t_1^{\circ}\text{C}$ , 荷重  $W_1$  (kg) のときの弛度は次の3次方程式から求め得る。

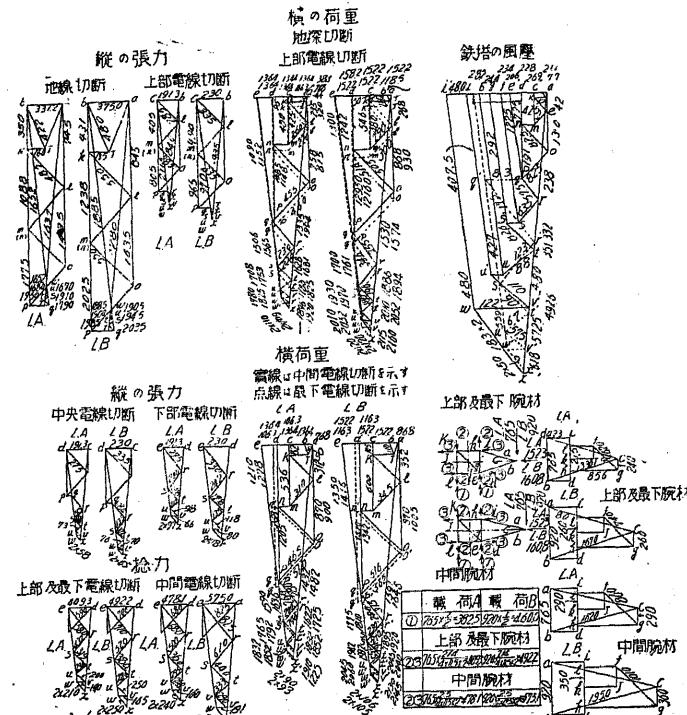
$$D_1^3 + \frac{3}{8}(S - L_1')D_1 = \frac{3W_1 S^4}{64AE}$$

$$L_1' = L_0 \frac{1}{1 + \frac{T_0}{AE}} [1 + (t_1 - t_0)\alpha]$$

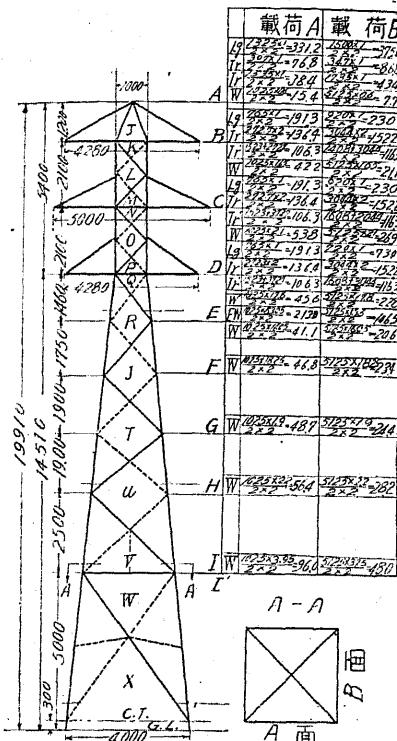
式中  $D_1$ =求むる弛度,  $L_1'$ =溫度  $t_1^{\circ}\text{C}$  に於て張力がときの電線の長,  $A$ =電線の切断面積 ( $\text{mm}^2$ ),  $E$ =電線の彈性係数 ( $\text{kg/mm}^2$ ),  $\alpha$ =電線の膨脹係数 ( $1^{\circ}\text{C}$ )。第 9 表参照

## 2) 鐵塔の應力圖 第 76, 77 圖 及

第10表は鐵塔の應力を圖式に依り計算したるものゝ一例である。但し設計荷重は、電氣工作物規程(昭和 7 年 11 月遞信省令第 53 號)發布前のものに依つて居るが参考の爲掲記する。



第 76, 77 図



垂直荷重	
地線切断の場合	
載荷 A	載荷 B
794 X 1/19.91 / 11.14	
1827 X 5 - 1002.20 / 16.16 / 14.82	
計 11736 合計 10036	
11736 - 2939 = 00036 = 10036	
任意の電線切断	
1388 X 1/15.83 / 22.28 / 17.28	
1227 X 1/20.15 / 17.24 / 15.72	
1827 X 5 - 7133 = 24.81 X 5 - 14.83	
計 11934 合計 16235	
11934 - 2939 = 0233 = 10235	

第 77 圖

総力の計算	
腕材	捻力
上部腕材	A 122.5 X 5 = 499.3
	B 122.5 X 5 = 499.3
中間腕材	A 122.5 X 5 = 498.1
	B 122.5 X 5 = 498.1
最下腕材	A 122.5 X 5 = 499.3
	B 122.5 X 5 = 499.3

第 10 表 標準鐵塔各部材強度表

記 號	最 大 離 力		大 尺	重 量	絞断面積 (cm <sup>2</sup> )
	載荷 A (kg)	載荷 B (kg)			
主 脚 材	X	- 1320	- 10153	L 90 X 90 X 10 { x 7.5	13.34
	V	9876	9772.4	" "	"
	"	9572	9534.4	L 80 X 80 X 9 { x 5.8	10.66
	AT (下部)	9.16	9171.4	" "	13.59
	AT (上部)	6.92	6739.9	" "	"
	AR (下部)	7697	8107.4	L 75 X 75 X 9 { x 5.6	9.96
	AR (上部)	6247.5	6682.6	" "	12.69
	AO (下部)	4.24	5000	" { x 5.6	"
	AO (上部)	3033.2	3347.7	" "	"
	AL (下部)	1818.2	1987.7	" "	"
斜 材	(上部) J	"	1286	L 45 X 45 X 6 X 1.3	3.95
	A	1119	"	"	5.04
	W	+ 1398	1178	L 45 X 45 X 6 X 5.8	9.95
	V	- 4.9	383	L 50 X 50 X 6 X 3.7	4.42
	U	± 560	505	L 50 X 50 X 8 X 3.0	5.77
	T	563	543	L 45 X 45 X 6 X 3.7	3.95
	S	693	695	" x 2.7	"
	R	943	963	" x 2.3	"
	Q	1310	1315	" x 1.9	"
	O	+ 1433	1590	" x 1.4	"
最 下 腕 材	N	1310	1423	" x "	"
	L	1194	1356	" x "	"
	K	- 885	1088	" x "	"
	腕 水 平 支 材	-	1572	L 60 X 60 X 7 X 4.5	6.20
	繫 張 補 強 材	220	260	L 50 X 50 X 6 X 1.0	4.42
	腕 水 平 支 材	620	740	L 45 X 45 X 6 X 1.4	3.95
	繫 張 補 強 材	210	275	" x 1.8	"
	腕 水 平 支 材	-	1985	" x 0.6	"
	繫 張 補 強 材	290	300	L 50 X 50 X 6 X 1.0	4.42
	腕 水 平 支 材	860	1010	L 45 X 45 X 6 X 1.4	3.95
中 間 腕 材	腕 水 平 支 材	+ 820	410	" x 2.1	"
	繫 張 補 強 材	-	1627	2085	6.20
	腕 水 平 支 材	220	260	L 50 X 50 X 6 X 1.0	4.42
	繫 張 補 強 材	620	740	L 45 X 45 X 6 X 1.4	3.95
	腕 水 平 支 材	+ 225	325	" x 2.3	"
	繫 張 補 強 材	-	W, X	L 45 X 45 X 6 X 1.8	3.95
	腕 水 平 支 材	"	"	" x 4.1	"
	繫 張 補 強 材	"	"	" x 1.5	"
	腕 水 平 支 材	-	W, X	L 45 X 45 X 6 X 1.8	3.95
	繫 張 補 強 材	"	"	"	"
上 部 腕 材	補 強 材	-	W, X	L 45 X 45 X 6 X 1.8	3.95
	補 強 材	"	"	"	"

記 號	許容張應力 1950 kg/cm <sup>2</sup>		許容張應力										
	純 面積	強度	<i>l</i> <i>X</i>	<i>v</i> <i>X</i>	<i>r</i> <i>X</i>	<i>r'</i> <i>X</i>	<i>l</i> <i>r</i>	<i>l'</i> <i>r'</i>	<i>L</i> <i>R</i>	單位強度 kg/cm <sup>2</sup>	強度 kg		
	(cm <sup>2</sup> )	(kg)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg)			
主 脚 材	<i>A</i>	13.50	10875	250	1.71	"	146	524	606	11300	"		
	<i>A</i>	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
	<i>AT</i> (下部)	10.44	13000	190	1.54	"	123	432	758	10300	"		
	<i>AT</i> (上部)	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
	<i>AR</i> (下部)	"	"	175	"	"	114	453	704	10750	"		
	<i>AR</i> (上部)	9.54	11025	116	1.44	"	101	404	846	10700	"		
	<i>AO</i> (下部)	"	"	105	"	"	73	292	958	12100	"		
	<i>AO</i> (上部)	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
	<i>AL</i> (下部)	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
	<i>AL</i> (上部)	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
副 脚 材	<i>A</i>	4.18	5225	180	.81	"	161	644	606	3050	"		
	<i>W</i>	4.18	5225	"	"	"	"	"	"	"	"		
	<i>V</i>	4.78	5975	150	.92	1.49	163	148	65	538	3372		
	<i>U</i>	6.22	7775	197	.97	1.48	200	182	800	450	3312		
	<i>T</i>	4.18	5225	187	.81	1.33	184	188	776	474	2388		
	<i>S</i>	"	"	180	230	"	198	165	792	458	2310		
	<i>R</i>	"	"	180	175	"	161	132	644	606	3050		
	<i>Q</i>	"	"	110	140	"	136	105	544	706	3520		
	<i>O</i>	"	"	75	110	"	93	83	37	878	4430		
	<i>N</i>	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
最 下 腕 材	<i>L</i>	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
	<i>K</i>	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"		
	腕 平 支 材	6.91	8637	85	170	1.16	1.81	74	91	370	874	6900	
	平 支 材	4.78	5975	100	.92	1.49	124		496	754	3770		
	繫 力 部 補 強 材	4.18	5225	140	.81	1.33	173		692	558	2790		
	部 補 強 材	"	"	60	.81	1.33	74		296	954	4808		
	腕 平 支 材	6.55	8225	105	210	1.10	1.93	96	109	430	814	6050	
	平 支 材	4.78	5975	100	.92	1.49	124		496	754	3770		
	繫 力 部 補 強 材	4.18	5225	140	.81	1.33	173		692	558	2790		
	部 補 強 材	"	"	60	.81	1.33	74		296	954	4808		
中 間 腕 材	腕 平 支 材	6.1	8637	85	170	1.10	1.81	74	94	376	874	6900	
	平 支 材	4.78	5975	100	.92	1.49	124		496	754	3770		
	繫 力 部 補 強 材	4.18	5225	140	.81	1.33	173		692	558	2790		
	部 補 強 材	"	"	60	.81	1.33	74		296	954	4808		
	腕 平 支 材	4.78	5975	100	.92	1.49	124		496	754	3770		
	平 支 材	4.18	5225	140	.81	1.33	173		692	558	2790		
	繫 力 部 補 強 材	"	"	60	.81	1.33	74		296	954	4808		
	部 補 強 材	"	"	60	.81	1.33	74		296	954	4808		
	腕 平 支 材	4.18	5225	180	.81	1.33	222	185	888	362	1824		
	平 支 材	"	"	205	303	"	253	228	1012	238	1200		
補 強 材	<i>WX</i>	補強材	4.18	5225	180	.81	1.33	222	185	888	362	1824	
	<i>VW</i>	"	"	"	303	"	253	228	1012	238	1200		
	<i>V</i>	"	"	"	150	"	185	222	740	510	2570		

記 號	安全余裕率		部 材 の 数	重 量		ボルト 総 数 = 16mm	単 位 應 力
	載荷 A	載荷 B		各部材 の重量	全重量		
	安全率	安全率		(kg)	(kg)		
<i>A</i>	-	1.09	-	1.11	4	100.05	400.20
<i>A</i>	"	1.14	"	1.16	"	"	1250 kg/cm <sup>2</sup>
<i>AT</i> (下部)	"	1.07	"	1.08	"	61.83	247.32
<i>AT</i> (上部)	"	1.13	"	1.12	"	"	1.65 kg/cm <sup>2</sup>
<i>AR</i> (下部)	"	1.26	"	1.23	"	55.78	223.12
<i>AR</i> (上部)	"	1.39	"	1.32	"	"	1.36 kg/cm <sup>2</sup>
<i>AO</i> (下部)	"	1.94	"	1.81	"	"	ボールト剪断力 1000 kg/cm <sup>2</sup>
<i>AO</i> (上部)	"	2.62	"	2.42	"	"	支壓強 2000 kg/cm <sup>2</sup>
<i>AL</i> (下部)	"	3.7	"	3.62	"	"	徑 5.9 mm (5/8")
<i>AL</i> (上部)	"	6.04	"	6.10	"	"	ボールト翼剪強 1980 kg
<i>A</i>	"	2.53	"	2.37	"	5.14	20.56
<i>W</i>	+	3.73	+	4.44	8	22.91	183.28
<i>V</i>	-	7.19	-	8.80	4	18.26	53.04
<i>U</i>	"	5.92	"	6.56	8	21.35	170.80
<i>T</i>	"	4.25	"	4.42	"	11.85	94.80
<i>S</i>	"	3.35	"	3.32	"	10.66	85.28
<i>R</i>	"	3.22	"	3.16	"	9.08	72.64
<i>Q</i>	"	2.69	"	2.68	"	7.50	60.00
<i>O</i>	+	3.64	+	3.31	"	5.53	44.4
<i>N</i>	-	3.38	-	3.71	"	"	1.59
<i>M</i>	+	4.38	+	3.85	"	"	1.76
<i>L</i>	-	4.05	-	4.07	"	"	1.85
<i>K</i>	"	"	"	"	"	1	1.14
最 下 腕 材	腕 平 支 材	"	"	4.39	2	3.50	27.90
	平 支 材	"	"	17.10	"	4.42	8.84
	腕 繫 張 力 部 補 強 材	"	"	4.50	1	5.53	1.70
	部 補 強 材	"	"	3.77	4	7.11	28.44
	腕 平 支 材	"	"	24.90	+	2.37	4.74
	腕 繫 張 力 部 補 強 材	"	"	3.05	2	2.51	30.37
	部 補 強 材	"	"	13.00	"	4.42	8.84
	腕 平 支 材	"	"	8.34	1	5.53	3.50
	腕 繫 張 力 部 補 強 材	"	"	16.80	+	12.74	2.76
	部 補 強 材	"	"	2.37	2	4.74	3.07
中 間 腕 材	腕 平 支 材	"	"	4.24	2	3.30	27.90
	平 支 材	"	"	17.10	"	4.42	8.84
	腕 繫 張 力 部 補 強 材	"	"	4.50	1	5.53	1.70
	部 補 強 材	"	"	23.20	+	9.08	36.32
上 部 腕 材	腕 平 支 材	"	"	2.37	2	4.74	3.88
	腕 繫 張 力 部 補 強 材	"	"	8	7.11	56.88	
	部 補 強 材	"	"	2	16.20	32.40	
補 強 材	<i>WX</i>	補強材	"	4	5.93	23.72	
	<i>VW</i>	"	"				
	<i>V</i>	"	"				

備考 載荷 A 氷雪附着せざる場合 100 kg/m<sup>2</sup> の風壓  
 載荷 B 6 mm 氷雪及 50 kg/cm<sup>2</sup> の直壓  
 應力及安全余裕率中の記號 (+) は 張應力 (-) は 壓應力を示す

3) 鐵塔の重量 普通の鐵塔の重量は第 11 表の如し。

第 11 表 鐵塔の重量

鐵塔種類 電壓	横張鐵塔 (kg)	角度鐵塔 (kg)	耐張鐵塔 (kg)	引張鐵塔 (kg)	備 考
154 kV	6,900	7,700	8,800	9,800	215 mm <sup>2</sup> 電線 2 回線、張間 244 m
66	2,700	2,900	3,600	3,800	111.3 mm <sup>2</sup> 電線 1 回線、張間 200 m
66 (鐵柱) 1,500	1,700	2,000	2,400	56.3 mm <sup>2</sup> 電線 1 回線、張間 137 m	

26. 基礎の設計 1) コンクリート基礎 基礎の根入は 1.8 m 以上と規定せられて居るが、基礎コンクリートの重量が引揚力に對し充分耐ふる様設計せられるときは、根入の深さは多少減少するも差支へない。

今  $W_r$  = 距離  $r$  のコンクリートの重量(kg),  $W_s$  = 持土上土の重量(kg),  $W_a$  = 基礎金物の重量(kg),  $W'_s$  = 基礎底面上の土の重量(kg),  $F_p$  = 鐵塔的最大牽引力(kg),  $F_c$  = 鐵塔的最大歯压力(kg),  $\eta_1$  = 牽引力に對する基礎の安全率,  $\eta_2$  = 歯压力に對する基礎の安全率

$$l = 2d \tan \theta + A$$

$$W_r = 800(d+D)(A^2 + AB + B^2)$$

$$W_s = \frac{1,600}{3} d(l^2 + lA - AC - C^2)$$

$$W'_s = 1,600 d \left[ \frac{2}{3} A^2 - \frac{1}{3} (AC + C^2) \right]$$

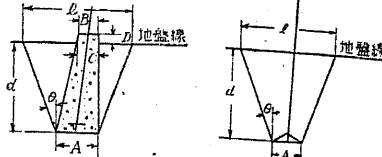
$$\eta_1 = \frac{800(d+D)(A^2 + AB + B^2) + \frac{1,600}{3} d(l^2 + lA - AC - C^2) + W_a}{F_p} > 2$$

$$\eta_2 = \frac{1,900 A^2 d \left( \frac{1+\sin \theta}{1-\sin \theta} \right)^2}{1,600 d \left[ \frac{2}{3} A^2 - \frac{1}{3} (AC + C^2) \right] + 800(d+D)(A^2 + AB + B^2) + W_a + F_c} > 2$$

## 2) 土壌基礎

$$W_s = \frac{1,600}{3} d(l^2 + lA + A^2), \quad W'_s = 1,600 d A^2$$

$$\eta_1 = \frac{\frac{1,600}{3} d(l^2 + lA + A^2) + W_a}{F_p} > 2$$



第 58 圖

$$\eta_2 = \frac{100 A^2 d \left( \frac{1+\sin \theta}{1-\sin \theta} \right)^2}{1,600 d A^2 + W_a + F_c} > 2$$

## 3) 鐵柱類の基礎 (根柢材を有するもの) 鐵柱が安全なる爲には

$$Px < M_s + M_b$$

式中  $P_x$  = 鐵柱に加へる總ての水平荷重より起る 异曲率の和,  $M_s$  = 侧面に起る抵抗力率 =  $\frac{\sigma_u b}{12(1-n)}$  ( $Cn^2 - 8n + 3$ ) $A^2$ ,  $M_b$  = 底面に起る抵抗力率 =  $\frac{l}{12} (\sigma_u b l - W)$ .

## 27. 送電線路の建設及建設費 1) 送電距離及送電々壓

1) 導線費は電圧の 2 乗に逆比例す, 2) 碓子費は電圧に比例す,

3) 鐵塔費は架渉電線の重量に比例し, 鐵塔の高さの 2~3 乗

に比例す, 4) 碓子の漏洩電力は電圧に比例す, 5) 碓子の補充費は原價に對し年 1 割とす, 6) 間接資本としては送電線路

建設後の年支出額に等しき 年利息を生

ずべき元金を計上す(年利率 5 分).

送電々壓と送電距離の關係は大體第

80 圖の如くで, 現今の標準送電々壓は

次の如くである.

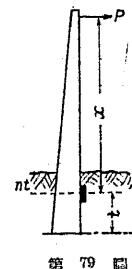
## 第 80 圖 送電距離と送電々壓との關係

220 kV, 154 kV, 110 kV,

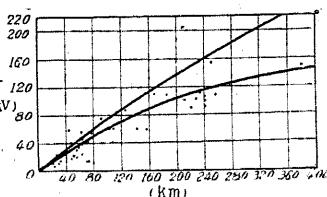
77 kV, 66 kV, 55 kV, 33 kV, 22 kV

2) 送電線路經過地の選定 1) 陸地測量部 5 萬分の 1 地形圖に依り豫定線 2 線以上を定め實地踏査を行ふ. 右に付注意する事項は イ) 電氣工作物規程第 49 條に依る制限, ロ) 遅信省架空電話線に對する誘導關係, ハ) 豫定せる他の發變電所との連絡關係, ニ) 送電線支持物の張間種類及其の強度關係, ホ) 電氣事業法施行規則第 24 條に依る土地立入申請關係, ヘ) 地方的天災の沿革並特殊狀況の調査.

2) 實地測量を爲し支持物の位置を決定して中心杭を打ち張間, 平面並垂直角度, 橫斷物の地上高さ等を實測して平面並縱斷面圖を作製する. 右に付注意する事項は イ) 出來得る限り直線部分を多くして線路の直張を縮少すると共に取付碍子個數の減少に努むること, ロ) 出來得る限り伐採個所を避くること, ハ) 材料運搬に便利で保線上都合のよい經過地を選ぶこと, ニ) 土地の状況, 工費の大小, 交通の便否を考慮すること, ホ) 急峻な傾斜面, 急迫せる渓谷を避け可成丘



第 79 圖



第 80 圖

陵又は廣闊なる鞍部に沿ふて南面した地勢を選ぶこと、ヘ) 降雪多き地方に於ては雪崩、吹雪に關し充分調査研究を遂げ安全なる位置を選ぶこと、ト) 底深き水田、沼地及河川の氾濫地は避けること、チ) 鐵道線路、通信線、大工場地帯、飛行場、陸海軍々用地、御獵場、公衆の集會場等に餘り接近せぬこと、リ) 經過地の地質調査を爲すこと、ヌ) 河川横斷の場合は洪水位及満潮位を調査すること、ル) 市街地附近を通過する場合には市街の發展状況をも考慮すること。

第 12 表

3) 標準徑間 標準徑間は第12表の通り

4) 送電線路、電話線路の建設費

支持物の種類	標準徑間
木柱	100m 以下
鐵筋コンクリート柱	100~150
鐵塔	150~250

第 13 表 送電線路 1 km 當り建設費

電壓 (kV)	回線數	導線	支持物	建設費 (圓)	備考
154	2	215.4 mm <sup>2</sup>	鐵塔	44,000	單獨電話線路を含む
115	"	111.3 mm <sup>2</sup>	"	22,000	"
66	"	111.3 mm <sup>2</sup>	"	18,500	"
"	"	8.64 mm	"	15,500	"
"	1	"	鐵柱	9,300	"
"	2	11.53 mm	木柱	17,500	"
"	"	8.64 mm	"	14,500	"
33	"	11.53 mm	"	13,700	搭架電話線路を含む
"	"	8.64 mm	"	10,000	"
"	1	"	"	5,000	"

第 14 表 電話線路 1 km 當り建設費

回線數	標準電柱高 (m)	標準徑間 (m)	電話線	建設費 (圓)
5	8.0	45.5	2.8 mm 銅線 4.0 mm 鋼線	1,800 1,250
4	7.3	45.5	2.8 mm 銅線 4.0 mm 鋼線	1,500 930
3	7.3	45.5	2.8 mm 銅線 4.0 mm 鋼線	1,250 900
2	7.3	45.5	2.8 mm 銅線 4.0 mm 鋼線	1,050 730
1	6.7	55.0	2.8 mm 銅線 4.0 mm 鋼線	680 520

(萩原俊一)