

関東地方建設局の依頼による信濃川分水路第二床固堰堤下流の洗掘防止に関する模型実験を行い、それに対しても流況の観測、特に流速分布の観測を行つた。然る後副堰堤及び「水はね」等に依る洗掘作用の軽減に就いて実験検討を行つている。

#### (10) その他

河川構造物の災害の種類とその原因に関して最上川富士川に就いて調査研究を行い、又利根川河口処理の問題に就き研究している。

(尚河川堤防の標準断面決定の目的で土質力學的研究及び實地調査が進められている一編集部附記)

### 3. 海岸関係

#### (1) 海岸缺損に関する調査研究

新潟、富山、鳥取等の海岸が侵蝕されており、之を防止するため各現地に於て實地調査を行い、更に種々の侵蝕の原因の内、波に依る海岸侵蝕の機構を知るために模型実験に依り研究して居る。

#### (2) 岩船港埋没に関する調査研究

大正9年島堤工事に着手し、昭和2年當初計畫完了の際は漂砂礫のため、港内の大部分は全く埋没し陸地と化してしまつた、依て本港修築上の基本計畫樹立に資するため、この地區は於る海底物質の移動状況を既往の資料並に現地調査により明かにしようとするものである。

## 発電計画における工事費と主要資材の概算について

正員 高畑政信\*

近頃電源開發の問題が大きく取りあげられ、各所で盛んに論議せられているが、工事費や資材の見積りは各人各様で、各方面から提出せられる案を比較對照する場合に、甚だしい不便を感じる。筆者は資源廳で河川綜合開發の事務を擔當しているため、特にこの點を打開する必要に迫られたので、従來使用していた概算式に、できるだけ改訂を加え、まだまだ不本意ではあるが、一先づ次に述べるような試案を作り、發電計畫を比較検討する基準にしている。これは相當飛躍した假定のもとで作つたもので、幾多の過誤を犯していると危ぶまれるので、この際本誌に發表して廣く各方面の閱覽に供し、御叱正を得たいと思ふ。

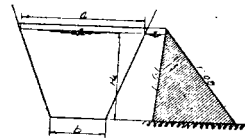
以下に述べる工事費は、昭和23年8月を基準としたもので、計算式は總て計算尺で速算できることを主眼におき、複雑なべきの計算は避けて、平方根、立方根等の適當な組合せで解ける形にまとめている。各項毎にセメント及び鐵材の重量が求められるが、各項の工事費を3けた又は4けたの有効數字にまとめるため、セメント及び鐵材の合計トン數に、トン當り200圓の雜費を要するものと假定し、これを上記の工事費に加算して整理する方法を採用している。

### 1. 堰堤

#### (1) コンクリートダム

流域面積： $A_c$ ( $\text{km}^2$ )、最高水位： $H.W.L.$ ( $\text{m}$ )、  
利用水深： $h_d$ ( $\text{m}$ )、堰堤高： $H_d$ ( $\text{m}$ )、  
堰堤體積： $V_d = 0.167(a+2b)(H_d+1.5)^2(\text{m}^3)$

圖-1. コンクリートダム



計畫洪水量： $Q = \frac{16,500 A_c M}{A_c + 4,400}$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $M$ ：倍率（附近の計畫洪水量と比較して定めるもので、直ぐ上流に大きな湖水のある場合等には0.5位になることもあるが、山地の小谷では1.5位、雨のはげしい地域では3以上になる。）

コンクリート工事費= $V_d \times 3,000$ (圓)

(セメント量= $0.23 \text{ t/m}^3$ )

掘鑿費= $0.3 V_d \times 1,000$ (圓)

ゲート費= $0.177 Q \times 70,000$ (圓)

鐵筋費= $0.0442 Q \times 33,000$ (圓)

〔註〕 堰堤體積  $V_d$  の係数 0.167 は上下流面勾配の利を 1.0 としたものであるから、餘裕高に對する増加分が含まれていることを示す。

堰堤高  $H_d$  は平均基盤面から満水面までの高さであるが、平均基盤面は最高断面の處の河床面とし、平均基盤面の幅  $b$  を適當に選ぶ方が便利である。 $H_d$  に 1.5 m が加えてあるのは、ピヤー、エプロン、護岸、止水壁等に對する割増しで、この割合は  $H_d$  の低い場合特に大きいから、定數として加算したのである。

計畫洪水量  $Q$  を求める式は阿賀野川水系只見川の宮下發電所における計畫洪水量  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  (比流量約

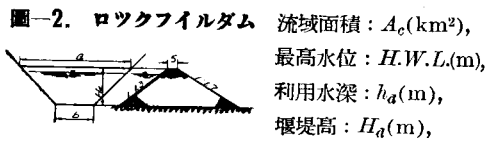
\* 通商産業省資源廳電力局電力開發部第二課

を基準とし、上流 100 km<sup>2</sup> の流域面積の處での計画洪水量を 360 m<sup>3</sup>/s (比流量 3.6 即ち昔の單位では方里當り 2000 個)に選んで、導いた双曲線函数である。この關係式は必ずしも一般性があるとは言えないが小さい流域の雨量強度と大きい流域の雨量強度は局地的には同一であつても、流域全般について見ると、強度も異なり、時間的なずれもあるので、洪水量を示す式としては、下流で強度のゆるくなる形であることが推定せられる。この意味で一應に示す式を導き、これに係數  $M$  を掛けて稍一般性を持たせるように工夫した。各河川の計画洪水量は、建設省又は各都道府縣の河川關係の所で決定或は推定せられていることと思われるから、これを用いて係數  $M$  を定めるわけである。コンクリート工事の單價には假設備の分も含まれている。掘鑿單價の中には假排水路、縮切り、水替え等の分が見込まれている。ゲートの單價には加工、運搬、組立て、据付け等一切がはいつている。鐵筋單價は組立等の分を含んだものである。ゲートは溢流水深  $h_0$  を 8 m と假定している。この場合溢流水の平均流とは  $v_0 = 2\sqrt{h_0}$  m/s で、 $Q/v_0$  がゲートの全面積を表わすことになり、1 m<sup>2</sup> 當りの重量を、捲上げ装置共で 1 t と見ると 0.177  $Q$ (t) の重量になる。

鐵筋量にはピヤー、橋梁等に使用する鐵材一切で、溢流長 1 m 當り 2 t を要するものと考へた。

溢流水深  $h_0$  は大きくなる程經濟的であるが、堰堤高  $H_a$  が 20 m 以下になると  $h_0 = 8$  m は過大になるから、 $h_0 \leq 0.4 H_a$  の範圍で式を作り直す必要がある。

(2) ロックファイルダム



流域面積:  $A_c$ (km<sup>2</sup>),  
 最高水位:  $H.W.L.$ (m),  
 利用水深:  $h_a$ (m),  
 堰堤高:  $H_a$ (m),

堰堤體積:  $V_a = 0.5(a+2b)H_a^2 + 2.5(a+b)H_a$ (m<sup>3</sup>),

計画洪水量:  $Q = \frac{16500 A_c M}{A_c + 4400}$ (m<sup>3</sup>/s),  $M$ : 倍率,

洪水吐隧道延長:  $l = 0.129Q + 3H_a$ (m),

隧道半径:  $r = \sqrt{\frac{Q}{10\pi}} \leq 3.6$ (m),

同巻厚:  $t = 0.75 - \frac{0.5}{\sqrt{r}} \geq 0.25$ (m),

同掘鑿單價:  $K = 2100 + \frac{800}{r}$ (圓/m<sup>3</sup>)

石積工事費:  $V_a \times 1000$ (圓)

隧道掘鑿費:  $\pi(r+t)^2 l \times K$ (圓)

掘鑿費:  $0.1V_a \times 1000$ (圓)

同巻立費:  $\pi[(r+t)^2 - r^2]l \times 3000$ (圓)

コンクリート工事費:  $0.01V_a \times 2800$ (圓)

(セメント量: 0.27 t/m<sup>3</sup>)

(セメント量: 0.30 t/m<sup>3</sup>)

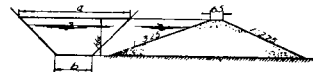
鐵筋費:  $6.005[0.01V_a + \pi\{(r+t)^2 - r^2\}l] \times 33000$ (圓)

[註] 堰堤高  $H_a$  には天端までの高サを用いる。一般に計画満水面から上の餘裕高  $h$  は計画洪水量の取方及び堰堤の設計方法、溢流水深の選び方等で變つて來るが、計画洪水量の際の最低基盤面から最高水面までの高サ  $H$  に對し、 $h = 0.04H + 1.0$ (m) にとるのを原則とする。

計画洪水量  $Q$  は堤體から離れた所に設ける溢流堰及び洪水吐隧道を通して排除する。ロックファイルダム及び次に述べるアースダムでは堤體上の溢流が崩壊の主要因となるので、ゲートをおかず、自動的に洪水を排除するのが原則で、従つて  $h_0$  は甚だしくむだに見える空間になる。又  $h_0$  の上に更に  $h$  だけの餘裕をおくことになるので、 $h_0$  は 3 m 以下にする。上に掲げた計算式では  $h_0 = 3$ (m) にとつて、溢流係數を 1.5 にとり、溢流長を  $0.129Q$ (m) にした。この部分の工事費は洪水吐隧道がこれだけ延びたものとして概算することにした。又隧道内の流速は 10 m/s とし、半径は 3.5 m 以下にとるのが普通であるから、一條で吐ききれない場合は左右兩岸等適當に分け、工事費を別に求めてから集計する。隧道の掘鑿單價は導坑掘鑿と切掘げに區別して色々の大ききの場合をプロットし、大體各點を通るように  $K$  式を定めた。隧道の長サは溢流長も含めて  $l = 0.129Q + 3H_a$  を標準にしているが、地形上特別の場合には修正して使用する。

(3) アースダム

圖-3. アースダム



流域面積:  $A_c$ (km<sup>2</sup>), 最高水位:  $H.W.L.$ (m),

利用水深:  $h_a$ (m), 堰堤高:  $H_a$ (m),

堰堤體積:  $V_a = (a+2b)H_a^2 + 3.25(a+b)H_a$ (m<sup>3</sup>),

計画洪水量:  $Q = \frac{16500 A_c M}{A_c + 4400}$ (m<sup>3</sup>/s),  $M$ : 倍率,

洪水吐隧道延長:  $l = 0.364Q + 6H_a$ (m),

隧道半径:  $r = \sqrt{\frac{Q}{6\pi}} \leq 3.6$ (m),

同巻厚:  $t = 0.9 - \frac{0.6}{\sqrt{r}} \leq 0.25$ (m),

同掘鑿單價:  $K = 2100 + \frac{800}{r}$ (圓/m<sup>3</sup>),



(2) 自然流下式隧道に連なる場合

表一. 自然流下式隧道の経済的水面勾配表

最大通水量 $q_0/n$ (m <sup>3</sup> /s)	20	40	60	80	100	120
水面勾配 $1/I$	800	900	1 000	1 100	1 200	1 300
隧道半径 $r_0$ (m)	1.64	2.18	2.59	2.94	3.24	3.53
最大流速 $v_0$ (m/s)	2.33	2.67	2.83	2.93	3.00	3.05

最大使用水量:  $q_0$  (m<sup>3</sup>/s), 隧道條數:  $n$ , 最大通水量:  $q_0/n$  (m<sup>3</sup>/s), 粗度係數=0.015, 水面勾配:  $I$  (分數), 隧道半径:  $r_0 = \left(\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{150\sqrt{I}}\right)^{3/8} \leq 3.6$  (m)

- 掘鑿費:  $1\,000\sqrt{r_0q_0} \cdot n^{1/3} \times 500$  (圓)
- コンクリート工事費:  $160\sqrt{r_0q_0} \cdot n^{1/3} \times 2\,500$  (圓)  
(セメント量: 0.27 t/m<sup>3</sup>)
- ゲート費:  $0.5q_0 \times 70\,000$  (圓)
- スクリーン費:  $0.2q_0 \times 70\,000$  (圓)
- 鐵筋費:  $0.05q_0 \times 33\,000$  (圓)

[註] 表一も表一と全く同じ考えで作った。勾配は相當ゆるいが、半径及び流速は殆んど變りのない點がおもしろい。

(3) 水壓鐵管路に連なる場合

(i)  $r_2 = 202/H_0 < 3.25$  (m) の場合

$r_2 = 202/H_0$ : 水壓鐵管水車側終點の半径 (m),  $H_0$ : 有効落差 (m), 終點の流速:  $v_2 = 3.5 + H_0/200$  (m/s), 水壓鐵管 1 條の可能最大通水量:  $q_0/n_0 = \pi r_2^2 v_2$  (m<sup>3</sup>/s), 水壓鐵管の條數:  $n \geq n_0$ , 水壓鐵管取水口側起點の流速:  $v_1 = 3.5 + H_1/200$  (m/s),  $H_1 = h_a + 2r_1$ : 起點における水壓 (m), 同半径:  $r_1 = \sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_1}} \leq 3.25$  (m)

(ii)  $r_2 = 202/H_0 \geq 3.25$  (m) の場合

水壓鐵管取水口側起點の流速:  $v_1 = 3.5 + H_1/200$  (m/s),  $H_1 = h_a + 2r_1$ : 起點における水壓 (m),

同半径:  $r_1 = \sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_1}} \leq 3.25$  (m)

- 掘鑿費:  $1\,000\sqrt{H_1q_0} \cdot n^{1/3} \times 500$  (圓)
- コンクリート工事費:  $125\sqrt{H_1q_0} \cdot n^{1/3} \times 2\,500$  (圓)  
(セメント量: 0.27 t/m<sup>3</sup>)
- ゲート費:  $0.5q_0H_1^{1/9} \times 70\,000$  (圓)
- スクリーン費:  $0.2q_0H_1^{1/9} \times 70\,000$  (圓)
- 鐵筋費:  $0.05q_0H_1^{1/9} \times 33\,000$  (圓)

[註] 水壓鐵管では、水壓  $H_p$  (m) に対する標準流速を  $v_p = 3.5 + H_p/200$  (m/s) とし、厚さは  $t = 0.193H_p r + 2$  (mm) で求め、銲接又は溶接の可能な限度として 35 (mm) を選ぶと上記の関係式が得られる。

(i) は  $H_0$  の大きな場合即ち  $H_0 > 62.2$  m の範囲内で、鐵管の最大厚サ 35 mm を越えぬよう水車側から

定めるのである。(ii) は  $H_0 < 62.2$  m の場合で、鐵管半径の最大値 3.25 m と起點における流速の關係から定まつて來るものである。 $H_1$  には試算を要するが  $v_1$  の値は 3.55 m/s 程度が多いから簡単に求められる。

3. 隧道及び蓋渠

(1) 壓力隧道 (表一参照)

圖一. 壓力隧道 最大使用水量:  $q_0$  (m<sup>3</sup>/s),

隧道條數:  $n$ ,

最大通水量:  $q_0/n$  (m<sup>3</sup>/s),

動水勾配:  $I$  (分數),

半径:  $r_0 = \left(\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{132\sqrt{I}}\right)^{3/8} \leq 3.6$  (m),

卷厚:  $t_0 = 0.75 - \frac{0.5}{\sqrt{r_0}} \geq 0.25$  (m),

掘鑿單價:  $K = 2\,100 + \frac{800}{r_0}$  (圓/m<sup>3</sup>), 延長:  $l$  (m),

鐵筋の水壓分擔率:  $\beta$  (小數), 調壓水槽におけるダウ

ンサーヂング量の半分:  $h_t = 0.36\sqrt[3]{\frac{q_0}{n}[\sqrt{I} + \sqrt[3]{I/I}]}$

(m)

掘鑿費:  $3.2(r_0 + t_0)^2 nl \times K$  (圓)

卷立費:  $[3.2(r_0 + t_0)^2 - \pi r_0^2] nl \times 3\,000$  (圓)

鐵筋費:  $0.0084\beta[h_a + 2r_0 + h_t]r_0^2 nl \times 33\,000$  (圓)

(セメント量: 0.27 t/m<sup>3</sup>)

[註] 鐵筋の水壓分擔率  $\beta$  は地質によつて定まるものであるが、山の中央深くでは無筋とする場合もあるので、一般には 0.5 位に選ぶ。

ダウンスァーヂング量の半分を示す  $h_t$  の式は、動水勾配を表一の通りとし、水槽の半径を隧道の半径の 4 倍とする單働調壓水槽のアブサーヂングの量の半分を示すもので、ダウンスァーヂングも同量であると見做したのである。

掘鑿量の係數 3.2 は圖一のように掘ることを示している。この他水路に関する係數は高畑政信著「水路の設計と計算圖表」に詳述してあるから参考にして頂くことにし、こゝでは省略する。

尙隧道に関する一般的な事項の一つに長隧道の問題がある。流域變更をする場合等では斜坑、堅坑等で如何に切りつめても、3 km, 5 km の隧道の出来る場合がある。このように長い隧道では、出入の不便、換氣装置、ザリ出し設備等に多額の費用を要するだけでなく上流側からの掘進には排水のため導坑を下げて進む必要がある。今假にこの導坑を下げて進むために増加する掘鑿量だけを求めると、 $(I + I_1)r_0^4 l^2$  (m<sup>3</sup>) になる。 $I$  は隧道敷の勾配、 $I_1$  は排水のために下げて進む導

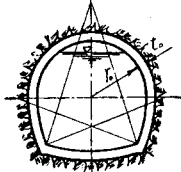
坑敷の勾配、 $r_0$  は隧道半径、 $l_1$  は上流側か貫通点までの距離である。

長い隧道では工期が延びるほか、少くとも此の掘整量の増加を見込む必要がある。

(2) 自然流下式隧道 (表-2 参照)

圖-6.

自然流下式隧道



最大使用水量： $q_0(\text{m}^3/\text{s})$ ，  
 隧道係数： $n$ ，  
 最大通水量： $q_0/n(\text{m}^3/\text{s})$ ，  
 水面勾配： $I$  (分數)，  
 半径： $r_0 = \left( \frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{150\sqrt{I}} \right)^{3/8} \leq 3.6(\text{m})$ ，  
 巻厚： $t_0 = 0.6 - \frac{0.4}{\sqrt{r_0}}$

$\geq 0.2(\text{m})$ ，掘整単價： $K = 2100 + \frac{800}{r_0}$  (圓/ $\text{m}^3$ )，

延長： $l(\text{m})$

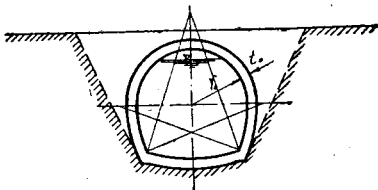
掘整費： $3.36(r_0 + t_0)^2 n l \times K$  (圓)

巻立費： $3.36[(r_0 + t_0)^2 - r_0^2] n l \times 2800$  (圓)

(セメント量： $0.23 \text{ t}/\text{m}^3$ )

(3) 蓋渠 (表-2 参照)

圖-7. 蓋渠



最大使用水量： $q_0(\text{m}^3/\text{s})$ ，隧道係数： $n$ ，  
 最大通水量： $q_0/n(\text{m}^3/\text{s})$ ，水面勾配： $I$  (分數)，  
 半径： $r_0 = \left( \frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{105\sqrt{I}} \right)^{3/8} \leq 3.6(\text{m})$ ，  
 巻厚： $t_0 = 0.76 - \frac{0.5}{\sqrt{r_0}} \leq 0.25(\text{m})$ ，延長： $l(\text{m})$

掘整費： $6(r_0 + t_0)^2 n l \times 600$  (圓)

巻立費： $3.36[(r_0 + t_0)^2 - r_0^2] n l \times 2500$  (圓)

鐵筋費： $0.025[(r_0 + t_0)^2 - r_0^2] n l \times 33000$  (圓)

(セメント量： $0.27 \text{ t}/\text{m}^3$ )

[註] 蓋渠の工事費は自然流下式隧道の工事費よりも安いので、経済的な水面勾配は多少ゆるやかでもよいのであるが、簡単のため、表-2 の値をそのまま利用する。

掘整量の係数6は、大體蓋渠天端附近の平地からの量を示すものであるから、情況に合わせて加減する。掘整単價の中には埋戻しの分も見込んでゐる。

實際の設計では開渠があるが、開渠は形や掘整量の標準が定めにくいので、開渠の部分は蓋渠として、比較計算を行うものとする。

4. 沈砂池

最大使用水量： $q_0(\text{m}^3/\text{s})$ ，隧道又は蓋渠の係数： $n$ ，

掘整費： $1600q_0^{3/4} n^{1/3} \times 500$  (圓)

コンクリート工事費： $230q_0^{3/4} n^{1/3} \times 2300$  (圓)

(セメント量： $0.23 \text{ t}/\text{m}^3$ )

ゲート費： $2q_0 \times 70000$  (圓)

スクリーン費： $0.27q_0 \times 70000$  (圓)

鐵筋費： $0.2q_0 \times 33000$  (圓)

[註] ゲートの所の平均流速は  $1.0 \text{ m/s}$  とし、上流下流の2箇所におく。スクリーンの所では平均流速を  $0.3 \text{ m/s}$  とし、取水口の場合同様  $0.01 \text{ m}$  の鐵板と假定する。

5. 水槽

掘整費： $1350q_0^{3/4} n^{1/3} \times 500$  (圓)

コンクリート工事費： $190q_0^{3/4} n^{1/3} \times 2300$  (圓)

(セメント量： $0.23 \text{ t}/\text{m}^3$ )

ゲート費： $0.5q_0 \times 70000$  (圓)

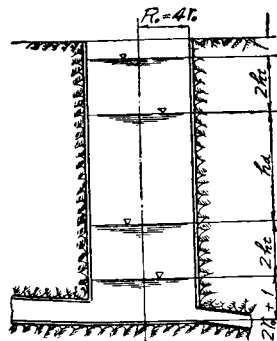
スクリーン費： $0.2q_0 \times 70000$  (圓)

鐵筋費： $0.1q_0 \times 33000$  (圓)

[註] ゲート及びスクリーンに対しては取水口の場合と同じにとり、鐵筋量だけ2倍にして安全性を確保する。

6. 調壓水槽 (單働型) (3. 壓力隧道参照)

圖-8. 調壓水槽



水槽半径： $R_0 = 4r_0(\text{m})$ ，水槽の高サ： $H_t = h_a + 2r_0 + 2(1 + 2h_t)(\text{m})$ ，  
 巻厚： $t_0 = 1.2 - \frac{0.8}{\sqrt{R_0}}(\text{m})$ ，掘整単價： $K = 2700 + \frac{1000}{R_0}$  (圓/ $\text{m}^3$ )，係数： $n$

掘整費： $\pi(R_0 + t_0)^2 n H_t \times K$  (圓)

巻立費： $\pi[(R_0 + t_0)^2 - R_0^2] n H_t \times 3000$  (圓)

鐵筋費： $0.0015 H_t^2 R_0^2 n \times 33000$  (圓)

(セメント量： $0.27 \text{ t}/\text{m}^3$ )

〔註〕 調圧水槽は計算を単純にするため、半径  $4r_0$  の単働型とする。高サ  $H_t$  は 圖-8 に示す通り、 $h_a+4h_t$  の他に上下の分として  $2r_0+2$  を加えておく。掘鑿単價は堅方向であるから隧道の場合の約 30% 増しとする。鉄筋は壓力隧道の場合の  $\beta$  を 0.36 に選んだものに相當するから、地質の悪い場合には 2 倍程度にする。

7. 余水路

- (1) 鐵管を使用する場合 (8. 水壓鐵管路参照)  
 餘水路の長サ:  $l=2H_e$ (m),  $H_e$ : 有効落差(m), 條數:  $n$ , 半径:  $r=\sqrt{\frac{q_0}{10n\pi}} \leq 2$ (m), 鐵管の厚サ:  $t=9\sim 12$ (mm), 固定臺 1 個の體積:  $V=6r[n(r+2)(5r+2)+2(2r+1)]$ (m<sup>3</sup>)  
 コンクリート工事費:  $0.05Vl \times 2,800$ (圓)  
 (セメント量: 0.23 t/m<sup>3</sup>)  
 掘鑿費:  $[(2r+1.5)\{n(r+1)+1\}+0.015V]l \times 500$ (圓)  
 鐵管費:  $0.06'ml \times 70,000$ (圓)

〔註〕 鐵管内の平均流速は 10 m/s と假定する。計算式の説明は水壓鐵管路の項へゆづる。長サ  $l$  は  $2H_e$  を標準とするが、地形上特別の場合は修正を要する。

(2) 鐵筋コンクリート蓋渠の場合

- 餘水路の長サ:  $l=3H_e$ (m), 條數:  $n$ ,  
 半径:  $r_0=\sqrt{\frac{q_0}{20.2n}} \leq 2$ (m), 巻厚:  $t_0=0.75-\frac{0.5}{\sqrt{r}} \geq 0.25$ (m)  
 掘鑿費:  $4(r_0+t_0)^2nl \times 500$ (圓)  
 巻立費:  $3.36[(r_0+t_0)^2-r_0^2]nl \times 2,500$ (圓)  
 鐵筋費:  $0.0168[(r_0+t_0)^2-r_0^2]nl \times 33,000$ (圓)  
 (セメント量: 0.27 t/m<sup>3</sup>)

〔註〕 管内の平均流速は鐵管の場合よりも安全を見て 6 m/s とする。掘鑿量は中心迄とし、埋戻しはないものとする。長サ  $l$  は鐵管の場合より一般に緩になるものとする。標準にする。

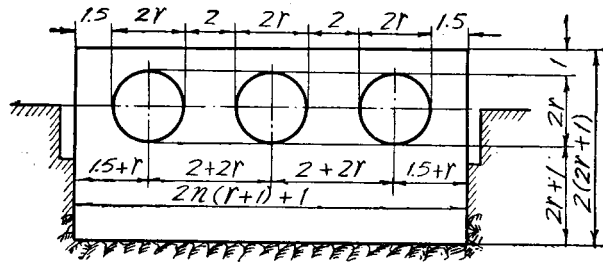
8. 水壓鐵管路

(1) 山腹に露出して設けられる場合

(i)  $r_2'=202/H_e < 2$ (m) の場合

$r_2'=202/H_e$ : 水壓鐵管水車側終點の半径(m),  $H_e$ : 有効落差(m), 終點の流速:  $v_2=3.5+H_e/200$ (m/s), 水壓鐵管 1 條の可能最大通水量:  $q_0/n_0=\pi r_2'^2 v_2$ (m<sup>3</sup>/s), 水壓鐵管の條數:  $n \geq n_0$ , 水壓鐵管取水口側起點の流速:  $v_1=3.5+H_1/200$ (m/s),  $H_1=h_a+2r_0+2h_t$  (壓力隧

圖-9. 固定臺



道のないとき  $H_1=h_a+2r$ ): 起點における水壓(m),

同半径:  $r_1=\sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_1}} \leq 2$ (m), 終點に於ける半径

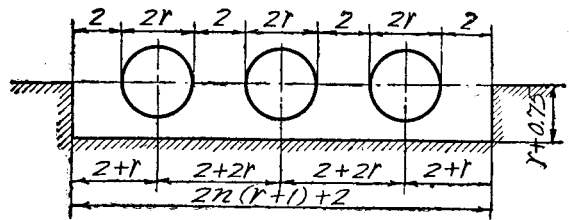
:  $r_2=\sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_2}} \leq 2$ (m), 平均半径:  $r_m=\frac{r_1+r_2}{2}$ (m)

起點における鐵管の厚サ:  $t_1=0.163H_1r_1+2$ (mm), 終點における厚サ:  $t_2=0.163H_2r_2+2 \leq 35$ (mm), 鐵管の最小厚サ:  $t_c=12$ (mm),  $t_1 \geq t_c$  の場合の平均厚サ:  $t_m=\frac{t_1+t_2}{2}$ (mm),  $t_1 < t_c$  の場合に厚サ  $t_c$  の區間の長サ割合

:  $\alpha=\left(\frac{t_c-2}{0.163r_m}-H_1\right)/(H_e-H_1)$ (小數), 平均厚サ:  $t_m=t_c\alpha+\frac{t_c+t_2}{2}(1-\alpha)$ (mm), 固定臺 1 個の體積:  $V=6r_m[m(r_m+2)(5r_m+2)+2(2r_m+1)]$ (m<sup>3</sup>), 鐵管路の長サ:  $l_p=2H_e$ (m)

(ii)  $r_2'=202/H_e \geq 2$ (m) の場合

圖-10. 水壓鐵管路



水壓鐵管取水口側起點の流速:  $v_1=3.5+H_1/200$ (m/s),  $H_1=h_a+2r_0+2h_t$  (壓力隧道のないとき  $H_1=h_a+2r_1$ ): 起點における水壓(m),

同半径:  $r_1=\sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_1}} \leq 2$ (m), 水車側終點における流速:  $v_2=3.5+H_e/200$ (m/s),

同半径:  $r_2=\sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_2}}$ (m), 平均半径:  $r_m=\frac{r_1+r_2}{2}$ (m), これ以下は (i) の通りとする。

コンクリート工事費:  $0.05Vl_p \times 2,800$ (圓)

(セメント量: 0.23 t/m<sup>3</sup>)

掘鑿費:  $[(2r_m+1.5)\{n(r_m+1)+1\}+0.015V]l_p \times 500$ (圓)

鐵管費:  $0.06'mr_m n l_p \times 70,000$ (圓)

〔註〕 水圧鉄管路の鉄板の厚さは継目の関係で普通 35 mm 以下にする。高落差の場合には、この厚さの制限のため、鉄管の条数が増加するので、工事費節約の意味も含めて、流速を  $v_p = 3.5 + H_p/200$  (m/s) に定めた。

(i) は  $H_0 > 101$  (m) の場合で、水車側終點の条件から鉄管路の条数が定まることを示している。即ち  $n_0$  は条数の最小値を示すもので、一般には帯小数となるから、適当な整数  $n$  を選ぶのである。実施設計では、1 水槽からは最大 4 條しか鉄管を出せぬわけで ( $R_0 = 4r_0$  に選んであるので、これ以上多くすると流心の方向が變り過ぎてよい設計にならない) 適当な所で Y 分岐管を使用して条数を増して行くのであるが、分岐管の重量は複雑で計算上の手数が甚だしくなるので、簡単に終點で必要な条数  $n$  は起點でも同じ数だけ必要なものと考えたことにした。半径を  $r \leq 2$  (m) にしたものは、据付けの際の困難を少くするため、大體常識となつている値を用いたわけである。厚さを最小 12 mm としたのは、半径が大きいと据付けの際に歪みができて正しい形に保ち難いので、大體 12 mm にし適当な支保工なり、締付け材なりを用いて、正しい形を保持するのに都合がよいからである。

(ii) は  $H_0 \leq 101$  (m) の場合で、取水口側起點の半径を  $r_1 \leq 2$  (m) に選ぶことによつて、鉄管の条数が定まる場合である。

鉄管路のコンクリート工事は固定臺と支臺の分が大部分である。固定臺は圖-9 に示す形とし、鉄管の長さ 40 m 毎に 1 個おく割合と假定する。支臺及び下水溝、張りコンクリート等の分を固定臺と同量と見込んだものである。

掘鑿量は圖-10 のように定め、別にコンクリート量の 30% を加算した。

コンクリート工事の單價は、少量づつの工事を急斜面で施工するので、隧道内の單價並みにした。

鉄管路の長さは、斜面が  $45^\circ$  位であれば  $1.5H_0$  程度でよいわけであるが、一般には  $45^\circ$  よりゆるい場合が多いから  $2H_0$  とした。尙地形によつては  $H_0$  の數倍の長さとなることもあるから、特別な場合には係数を修正する。

## (2) 壓力隧道式の場合

取水口から直接水壓鉄管路となる場合の  $l_p = 4H_0$  (m)、調壓水槽から水壓鉄管路になる場合の  $l_p = 2H_0$  (m)

(i)  $r_2' = 202/H_0 < 3.25$  (m) の場合

$r_2' = 202/H_0$ : 終點の半径 (m), 同流速:  $v_2 = 3.5 +$

$H_0/200$  (m/s), 1 條の可能最大通水量:  $q_0/n_0 = \pi r_2'^2 v_2$  (m<sup>3</sup>/s), 條数:  $n \geq n_0$ , 起點の流速:  $v_1 = 3.5 + H_1/200$  (m/s),  $H_1 = h_a + 2r_0 + 2h_c$  (壓力隧道のないとき  $H_1 = h_a + 2r_1$ ), 起點の半径:  $r_1 = \sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_1}} \leq 3.25$  (m) 終點の半径:  $r_2 = \sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_2}} \leq 3.25$  (m), 平均半径:  $r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}$  (m), 起點に於ける厚さ:  $t_1 = 0.163 H_1 r_1 + 2$  (mm), 終點に於ける厚さ:  $t_2 = 0.163 H_0 r_2 + 2 \leq 35$  (mm), 最小厚さ:  $t_c = 12$  (mm),  $t_1 \geq t_c$  の場合の平均厚さ:  $t_m = \frac{t_1 + t_2}{2}$  (mm),  $t_1 < t_c$  の場合に厚さ  $t_c$  の區間の長さ割合:  $\alpha = \left( \frac{t_c - 2}{0.163 r_m} - H_1 \right) / (H_0 - H_1)$  (小数), 平均厚さ:  $t_m = t_c \alpha + \frac{t_c + t_2}{2} (1 - \alpha)$  (mm), 隧道巻厚:  $t_0 = 0.75 - \frac{0.5}{\sqrt{r_m}} \geq 0.25$  (m), 隧道掘鑿單價:  $K = 2100 + \frac{800}{r_m}$  (圓/m<sup>3</sup>)

(ii)  $r_2 = 202/H_0 \geq 3.25$  (m) の場合

起點の流速:  $v_1 = 3.5 + H_1/200$  (m/s),  $H_1 = h_a + 2r_0 + 2h_c$  (壓力隧道のないとき  $H_1 = h_a + 2r_1$ ), 起點の半径:  $r_1 = \sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_1}} \leq 3.25$  (m), 終點の流速:  $v_2 = 3.5 + H_0/200$  (m/s), 同半径:  $r_2 = \sqrt{\frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{\pi v_2}}$  (m), 平均半径:  $r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}$  (m), これ以下は (i) の通りとする。

掘鑿費:  $3.2(r_m + t_m + t_0)^2 n l_p \times K$  (圓)

巻立費:  $[3.2(r_m + t_m + t_0)^2 - \pi(r_m + t_m)^2] n l_p \times 3000$  (圓)

鐵管費:  $0.06 \beta t_m r_m n l_p \times 70000$  (圓)

(セメント量:  $0.27$  t/m<sup>3</sup>)

〔註〕 堰堤式發電所の場合には、取水口から直接水壓鉄管路になるのが普通である。米國等では、堰堤の下流側に直接連続した位置に發電所を設ける場合が多いが、日本では溢流堰堤が多く、而かも洪水が大きいのので、このような形式のものは稀である。堰堤から多少離すとすると、溢流堰堤では水叩き部の洗損修理のため締切りをする必要があるから、鉄管路の長さとしては、結局  $4H_0$  程度にするのが標準と思われる。地形上特別の場合なら適当に修正して使用する。

調壓水槽があつて、而かも隧道式となるのは、利用水深が時に大きい場合とか、低落差の場合等に生ずる。隧道は堅坑又は斜坑になる場合が多く、従つて單價の割増が當然であるが、色々の場合が生じて、複雑になるから、こゝでは普通の隧道と考える。

鉄管の重量を求める式のなかの  $\beta$  は、圧力隧道の場合と同様、水圧分擔率で、鉄管にすると水洩れは防げるので、7mm 位のうすいものを用い、水壓は殆ど地山に持たせる場合とか、取水口附近及びかぶりの深い地山の中では鉄筋コンクリートにする場合もあり、工事費としては相当節約する餘地があるので、一般には  $\beta=0.7$  と考える。

**9. 発電所**

最大使用水量： $q_0(\text{m}^3/\text{s})$ ，有効落差： $H_e(\text{m})$ ，  
 水車発電機の組の数： $n$ ，  
 発電所の面積： $A=20.7q_0^{1/2}H_e^{1.3}n^{1/4}(\text{m}^2)$   
 掘鑿費： $A \times 11\,000(\text{圓})$   
 コンクリート工事費： $A \times 40\,000(\text{圓})$   
 鐵筋費： $0.7A \times 33\,000(\text{圓})$   
 【セメント量： $2.7A(\text{t})$ 】

〔註〕 発電所の面積  $A$  は豎軸の場合の本屋の平面積を示すものである。掘鑿は建物数までの量と、基礎の分とを共に  $10.4 \text{ m}^3$  づつとし、単價はそれぞれ  $500 \text{ 圓}/\text{m}^3$  及び  $600 \text{ 圓}/\text{m}^3$  とした。放水路で落差をとる場合等のように掘鑿の深い場合には、掘鑿量を増すと同時に單價も 3~4 割増しとする。

コンクリート工事は建物及び基礎共で  $10.4 \text{ m}^3$  とし、單價は、建物附屬設備一切を含ませて、 $4\,000 \text{ 圓}/\text{m}^3$  とする。鐵筋量中には建物用の鐵骨率が含まれている。

**10. 放水路**

(1) 隧道の場合 (表-2 参照)

最大使用水量： $q_0(\text{m}^3/\text{s})$ ，條數： $n$ ，最大通水量： $p_0/n(\text{m}^3/\text{s})$ ，水面勾配： $I$  (分數)，  
 半徑： $r_0 = \left( \frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{150\sqrt{I}} \right)^{3.8} \leq 3.6(\text{m})$ ，卷厚： $t_0 = 0.75 - \frac{0.5}{\sqrt{r_0}} \geq 0.25(\text{m})$ ，掘鑿單價： $K = 2\,700 + \frac{1\,000}{r_0}$  (圓/ $\text{m}^3$ )，延長： $l(\text{m})$   
 掘鑿費： $3.36(r_0+t_0)^2nl \times K(\text{圓})$   
 卷立費： $3.36[(r_0+t_0)^2-r_0^2]nl \times 2\,800(\text{圓})$   
 (セメント量： $0.23 \text{ t}/\text{m}^3$ )

〔註〕 3. (2) 自然流下式隧道の場合に準じているが、掘鑿單價は水替費等を見込んで割増ししている。實施設計では扁平な馬蹄形を用いる場合が多いが、工事費には大差がないから普通の形とする。

(2) 蓋渠の場合 (表-2 参照)

半徑： $r_0 = \left( \frac{q_0}{n} \cdot \frac{1}{150\sqrt{I}} \right)^{3.8} \leq 3.6(\text{m})$ ，

卷厚： $t_0 = 0.9 - \frac{0.6}{\sqrt{r_0}} \geq 0.25(\text{m})$ ，延長： $l(\text{m})$

掘鑿費： $6(r_0+t_0)^2nl \times 800(\text{圓})$   
 卷立費： $3.36[(r_0+t_0)^2-r_0^2]nl \times 2\,500(\text{圓})$   
 鐵筋費： $0.025[(r_0+t_0)^2-r_0^2]nl \times 33\,000(\text{圓})$   
 (セメント量： $0.27 \text{ t}/\text{m}^3$ )

〔註〕 (1) の場合と同様に掘鑿單價には水替費等を含んでいる。實施設計では扁平な馬蹄形にするのが普通であるが、(1) と同様工事費には大差がないから同じ普通の馬蹄形としておく。

**11. 電気工事**

最大使用水量： $q_0(\text{m}^3/\text{s})$ ，有効落差： $H_e(\text{m})$ ，水車発電機の組の数： $n$ ，機器の重量： $W=8q_0^{3/4}H_e^{1/2}n^{1/4}(\text{t})$   
 電気工事費： $W \times 250\,000(\text{圓})$

〔註〕 機器の重量  $W$  は水車発電機のほか、所内機器、起重機、變壓器、屋外鐵構等を含むものである。

**12 総工事費**

1~11 に示す工事費の合計： $C(\text{圓})$ ，堰堤體積： $=V_d(\text{萬 m}^3)$ ；ロックファイルダム及びアースダムでは實際數量の 1/10 を用いる、斜坑又は堅坑相互間の最長距： $L(\text{m})$ ，最大出力： $P(\text{萬 kw})$ ，堰堤工期： $T_1 = V_d^{1/3}(\text{年})$ ，隧道工期： $T_2 = \left( \frac{L}{1\,200} \right)^{4/3}(\text{年})$ ，機器工期： $T_3 = P^{1/6}(\text{年})$ ，建設工期： $T(\text{年})$ ： $T_1, T_2, T_3$  のうち最大のもの  
 總工事費： $1.28C(1+0.04T)(\text{圓})$

〔註〕  $1.28C$  中の  $0.28C$  は測量監督費其他總係費的なものの合計額で、工作物及び土捨場等普通の場合に必要な閉地費、補償費、豫備等一切を含んだものであるが大貯水池を設ける場合のように、特別多額の補償を要する場合とか、建設用に特別長距離の索道や軌道を敷設する必要のある場合には別にこの分の工事費を追加する。

堰堤工期  $T_1$  は、堰堤體積  $125 \text{ 萬 m}^3$  (圖-1、例えば  $a=430 \text{ m}$ ， $b=150 \text{ m}$ ， $H_d=100 \text{ m}$  の場合) の堰堤では 5 年であるが、體積が  $1 \text{ 萬 m}^3$  程度になつても締切等の都合で 1 年の工期は必要なことを示す。

隧道工期  $T_2$  は、年間の進行を  $1\,200 \text{ m}$  とするが、これ以上長くなると、工期が一層のびるよう  $4/3$  乗に比例するものとした。 $T_2 > T_1 \geq T_3$  又は  $T_2 > T_3 \geq T_1$  の場合には、建設工期  $T$  は  $T_2$  によつて定められ、利息の増大となり、間接的に隧道工事費の増加を來た



すことになる。

機器工期  $T_3$  は  $T_1, T_2$  共に小さい場合に備えたもので、建設工期  $T$  としては最小1年位になるように選んだ結果である。

$1.28C \times 0.04T$  は利子を示すもので、年利率は10%としている。 $0.4T$  は竣工の時から  $0.4T$  前の所に工事費が集中して支出せられるものと見做したため、工事費の支出が三角形状になり、其の重心位置が竣工の時から  $0.4T$  前であることを示す。

### 13. 主要資材

1~11の各項にセメント及び鉄材の數量が掲げているが、このほかにも施工用とか、雑工用のため思ひもよぬ多量の資材を要するのが普通である。この量の推定は極めて困難であるが、多數の実績から次のように假定して求めるものとする。

施工用及び雑工用セメント：

$$300 \Sigma \sqrt{H_d} + 500 P(t)$$

施工用及び雑工用鉄材： $120 \Sigma \sqrt{V_d} + 270 \sqrt{P}(t)$

〔註〕堰堤高  $H_d(m)$  は、ロックフィルダムの場合には、コンクリートダムの場合程設備のセメントを要としないから1/10の高サとして計算する。アースダムの場合には計算に入れない。

堰堤體積  $V_d$ (萬  $m^3$ ) はロックフィルダムの場合には1/3の量を用い、アースダムでは計算に入れない。ロックフィルダムでは仮設備と云うようりはむしろ施工機械の消耗による分が相当多量になるので、割合多く見込んでいる。アースダムの場合の消耗率は比較的少ないので一應除外している。

最大出力  $P$ (萬 kw) の項は堰堤のない場合やアースダムの場合等に備えた一般項である。

## 水文統計學上より見た本邦河川計画の合理化について

正員 工學博士 石原藤次郎\*

正員 工學博士 岩井重久\*\*

**要旨** 本文は従來の我國河川計畫の缺點を指摘し、水文統計學的方法を用いて合理化すべきことを具體的に説明したものである。すなわち水文統計學的方法の中でも特に基本的で重要と思われる繼續曲線の問題を實例について説明し、統計的に推定された繼續曲線の實際計畫における適用法を具體的に論じ、今後に残された諸問題に対する見解を明かにした。かくして我國河川計畫の合理化には、繼續曲線に限らず、廣い水文統計學的研究方法が絶対に要請せられ、これを今後實際計畫にとり入れて大きい効果を發揮せしむべきことを強調したのである。

### 1. 既往方法の缺點とその対策

まず従來の治水計畫における計畫高水位、高水流量の定め方について、考えてみよう。古くは洪水が起つて破堤する度に、その災害にこりて堤防を大きく高くしようと努めて來たのであるが、この場合破堤時の水位を標準とし、これよりある程度堤防を高くすることによつて、はかない安全感を得たのに過ぎなかつた。こうして出來た折角の堤防も維持管理を怠れば次第に

弱體化し、そこへ大きい洪水が來ればたちまち破壊されてしまふ。かくして破堤は繰返され、人類と自然との鬭争は盡きなかつたのである。その後この漠然たる安全感を改めるために、過去の高水位記録を紙上の諸點としてプロットし、それらの平分線を外挿することによつて、より大きい高水位が生ずべき傾向を推定し既往最高水位に適當な餘裕を見込むと云う安全率の觀念を以て進められる様になつて來た。しかしこの安全率自體は確たる根據に基いて定められたわけではなく、個人的な好みや政略的因子に支配されることが多く、我々の科學的良心を満足さすものとはならなかつたのである。さらにこの様な方法は、高水位そのものの代りに高水流量を取扱ひ様になり、その流量推定に降水より出發し流域や流出、流下の條件を加味して行くと云つた様に進歩し、種々の理論や方法が展開されて來たが、所詮上記の意味の安全率の觀念から脱却出來なかつた。下水計畫で強雨流出量を推定する際にも、同様な考え方が行われて來たのである。

次に利水計畫でも同様な缺點が見出され、例えば發電計畫で渇水補給がない場合の常時使用水量としては普通は過去幾年かの渇水量記録の平均をそのまま採用

\* 京都大學教授

\*\* 京都大學助教授