

November 1972

農業土木技術研究会

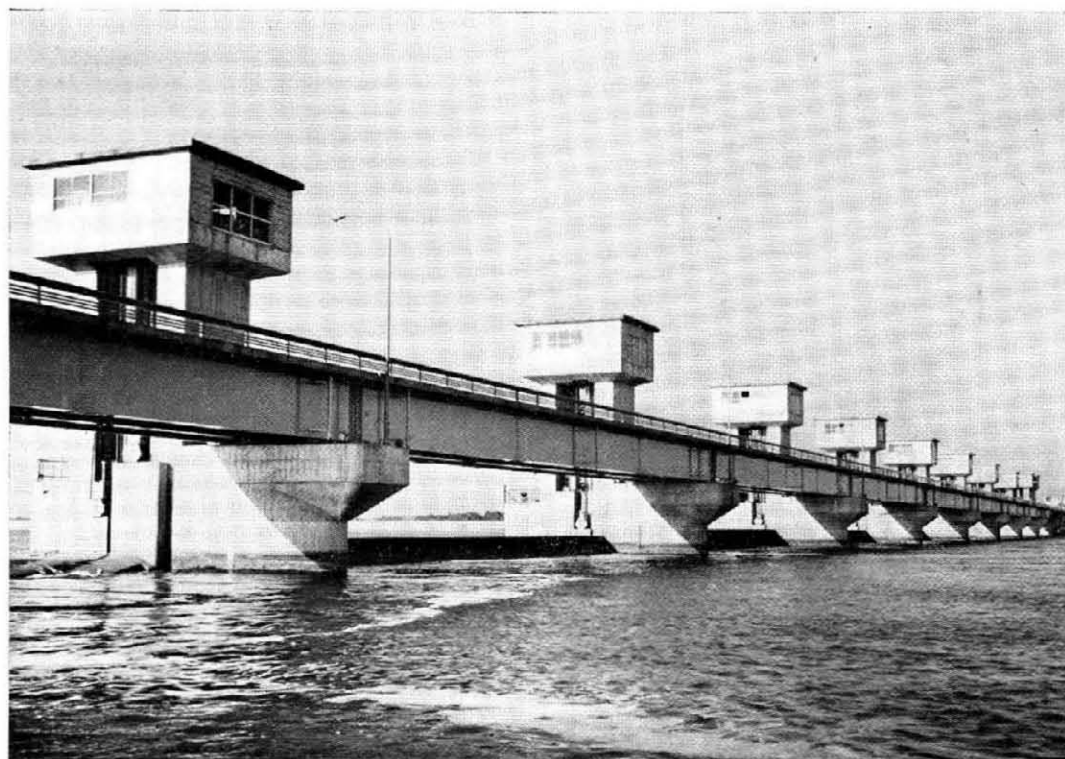
# 水と土

第 11 号

# 利根川河口堰 (関係記事本文25ページ)

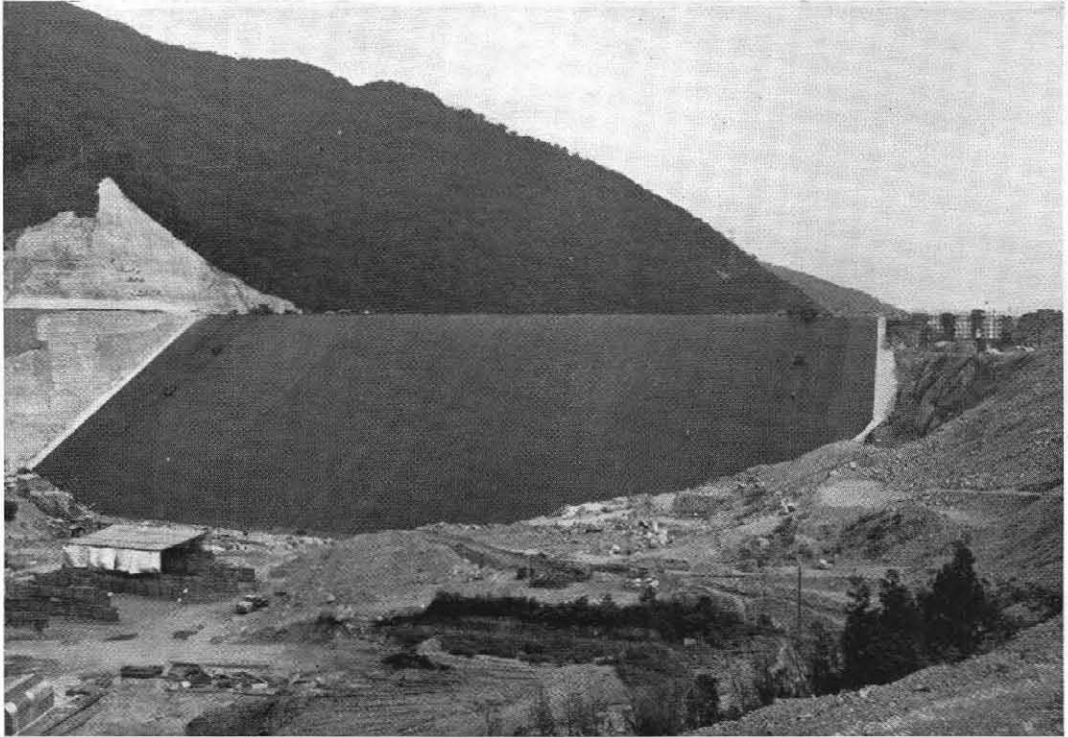


全景

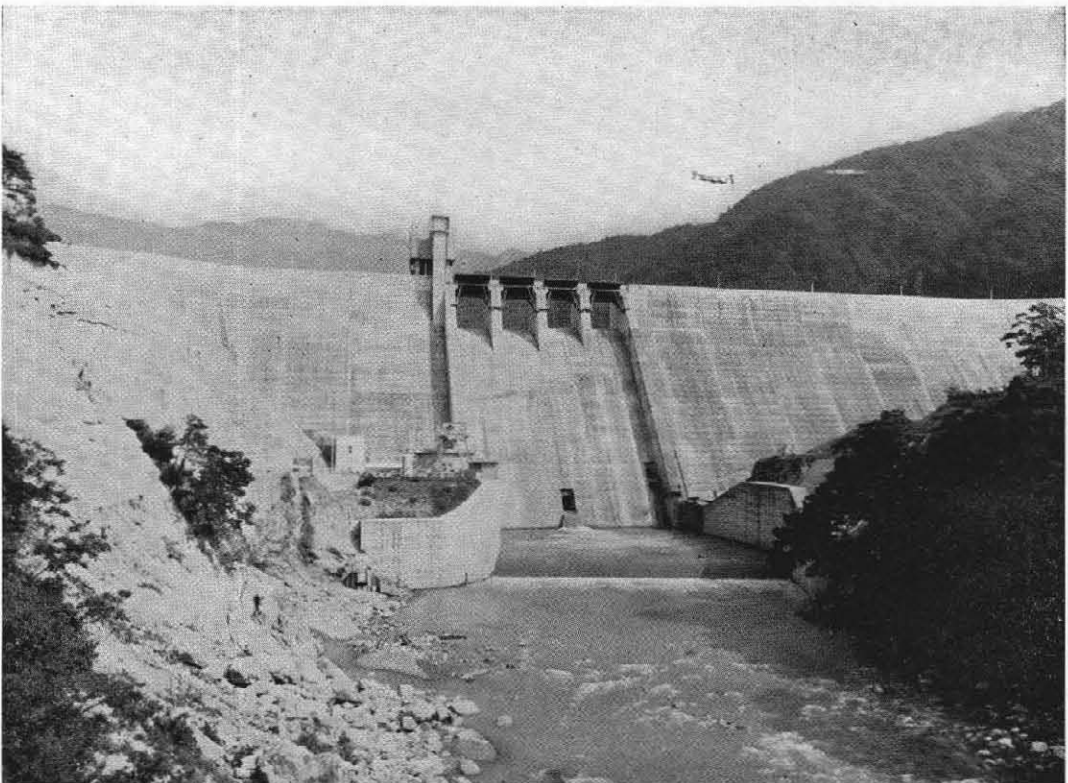


可動部

## 完成近い農業用ダム(1)



深山ダム 那須野原開拓建設事業 目的……農業用水, 発電上水道, 表面アスファルト舗装型ロックフィルダム, 那珂川水系那珂川, 堤高75m, 堤長334m, 堤体積1,962,000 $\text{m}^3$ , 総貯水量25,800,000 $\text{m}^3$ , 大成建設施工(撮影 S 47. 10)



永源寺ダム 愛知川農業水利事業 目的……農業用水, 発電, 重力式コンクリートダム(一部フィルダム), 淀川水系, 愛知川, 堤高74m, 堤長392m, 堤体積408,600 $\text{m}^3$ , 総貯水量22,741,000 $\text{m}^3$ , 前田建設工業施工(撮影 S 47. 9)

水

と

土

No. 11

1972

November

目次

グラビア

利根川河口堰

完成近い農業用ダム

報 文

取水施設等の門扉の自動制御操作について

塩谷泰文……(1)

有効雨量の算定法について

戸原義男……(11)  
伊藤光

利根川河口堰の管理について

君塚 昂……(25)

十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工について

日置克己  
四方田 豊男……(37)  
上川 豊洋  
藤井 洋治

愛本頭首工改築事業について

堀田 稔……(45)

小櫃堰地下連続壁の設計と施工

宮崎雄二……(54)  
梅木 敏 弘

フロンテジャッキング工法による

暗渠の施工について

田窪久夫  
森川正雄……(63)  
木村 陽 一

講 座

エコロジー

上床一義……(73)

会 告

……(79)

編雄後記

……(81)



# 取水施設等の門扉の自動制御操作について

塩 谷 泰 文\*

目 次	
§1. はじめに……………	1
§2. 標準仕様……………	2
§3. 計算例……………	9
§4. おわりに……………	10

## § 1. はじめに

わが国の水資源の利用状況は農業用水、都市用水ともに年を追ってその使用量が増加しつつある。

その水源は依然として河川依存がそのほとんどであるが、水利用量の河川全流出量に対する割合、すなわち利用率が高まってくると河況係数が世界的にみて大きく、流況上不利なわが国では水源池としてのダムの適地が少なくなることもあって、水資源開発の効果は著しく悪くなっていく。現在新規にダムによって水資源を開発する場合は 1 m<sup>3</sup>/sec 当りの建設費は13億円、山元開発単価は平均 4 円/m<sup>3</sup>であるが、利用率が現在の 2 倍になると

推定される 10 年後には 1 m<sup>3</sup>/sec 当りの建設費は 45 億円、山元開発単価は15円/m<sup>3</sup>と推定される。このように水資源そのものの不足とともに開発単価の高騰は進む一方である。

一方、水の利用面をみると古くは利水といえはその殆んどが農業用水であったが、生活文明が進むにつれて生活用水や工業用水の占める比重も大きくなってきている。とくに近来は生活用水と工業用水その他を含めた都市用水の消費量の増大は著しいものがある。(表一) この中において土地利用状況からみて都市近郊の農用地における農業用水は漸減の方へゆく傾向がみられる。

表一 全国の水利用の現況と将来需要

(単位 1000m<sup>3</sup>/日)

用 途 別	昭 和 39 年 利 用 量			昭 和 60 年 需 要 見 込 量		
	全 量	河川依存率	河川依存量	全 量	河川依存率	河川依存量
農 業 用 水	510,000	74.3%	380,000	564,000	78.0%	440,000
工 業 用 水	32,267	61.9	19,981	99,711	91.9	71,711
上 水 道 用 水	16,447	84.6	13,929	54,235	87.2	47,300

資料：建設省「国土建設の長期構想」（昭和41年 8 月）

このようなすう勢のなかで各水利用者の合理的な利用、すなわち目的別利用者間の相互流用、施設の共用による損失水の節減、時間別期間別利用の平均化、公共施設としての河川からの取水の節減等を積極的に計ってゆかなければならないのは当然の理である。具体的には水路施設の更新による漏水防止、取水、分水の合口化による損失の節減、さらに利用配分の合理化による新規用水の生み出しなどがある。もちろんこれらの諸方策が総合施行されて最も有効に水資源の活用が計られるものであり、これらによって仮りに現在利用量から 1 m<sup>3</sup>/sec が節減し生み出されたとしても 1 m<sup>3</sup>/sec 当り13億円から将来45億円と推定される新規水源ダム建設費よりは安くあがるものである。

ここで以下に述べようとするのは水管理施設の合理化すなわち配水施設の自動制御化による新規利水の生み出しと公正かつ正確な水管理による複数利水者間の信頼関係および施設管理の省力化とをねらいとした利水施設の自動制御の仕様の標準化についてである。すでにこれらの考えを基にして豊川用水の水源・導水施設、利根導水路の全域および群馬用水の取水口・分水口、その他の地区にも自動制御機構がそれぞれ独自の構想のもとに計画し設置されており効用を發揮しているが、今後も増加するであろう水管理の自動制御化に対してその装置の仕様の基準を作り制御の基準と製作の規格化を計ろうとする意図のもとに構成されたものである。

もちろん門扉あるいは量水施設の自動化といっても全然動力を利用しないで水圧差等により動作するもの、水

\* 水資源開発公園第二工務部設計課

位計またはタイマー等と連動して個々に自動運転するものおよびコンピューターにより多くのデータを利用した総合的な自動制御方式などがあるが、ここではコンピューターを使用することを前提としたものについてそのソフトウェア相当部分についてだけ述べるものである。

## § 2. 標準仕様

1. この仕様書の適用の範囲は、河川工作物である取水堰の放流調節または洪水吐門扉（場合によっては土砂吐門扉を含む。）、取水口および導水路の分木工、放余水工などに附属する各種の門扉の自動制御装置の設計・製作に対してである。

ここでいう自動制御装置とは、取水地点に於ける河川の水文を対象として洪水放流および取水調節を行なうこと、ならびに安全確実な導水を行なうことを目的として門扉等をその操作条件にしたがって自動的に操作するための装置をいう。

2. 自動制御装置のもつ条件は次のようなものである。

(1) まず装置の機能と規模とはその利用目的に適したものであること。

(2) 門扉の操作・制御が確実であること。これはもっとも重要な項目である。河川工作物としての門扉の操作は河川管理上および良質な取水の確保上きわめて重要な業務であり正確でしかも安全な操作が要求される。門扉の誤操作や不正確な操作による放流は下流の人命等にかかわる問題になるおそれあり、一方では取水の不安定を招来するものである。したがって門扉動作が目標値に正確に追従すること、動作が安定していること、誤動作に対する保護設備があること、一回の動作および上下限の制限などが考慮されていなければならない。

(3) 装置の操作が容易でありかつ正確な制御が行えるものであること。誤まった操作手順に対しては保護機能が設備されていること。

(4) 装置の信頼性が充分であること。すなわちサービスステーションのある都市から離れた場所に設置されることが多く、また運転は晴雨・寒暑にかかわらず連続して行なわれるものであるからこれらの環境条件に適した保守管理が簡単確実なものでなければならない。したがって装置はその信頼性を増すためにも専用機として使用されるのを原則とするし、また万一の操作系の総合機能の障害に対しても基本動作だけは確保できるようなものでなければならない。

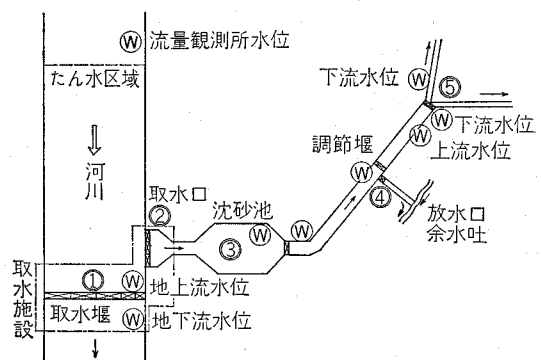
3. 装置の一般的な制御方式は表-2のとおりである。

これらの制御のうちで取水施設等に利用されるのは主として(3)、(4)、(5)であり、ときには(7)あるいは(2)が採用されることがあるがその他の方式はダムに於ける制御に

表-2 自動制御の種類、方式

制御の種類	制 御 方 式
(1)予備放流制御	予期される洪水にそなえてあらかじめ貯水位を計画下限水位 $H_0$ に下げしておく方式
(2)事前放流制御	上流水位が $H_0$ 以下にあるときに急激な流入量の増加が見込まれる場合に下流への影響を考慮しながら徐々に放流する方式
(3)開度設定制御	設定された門扉目標開度に対して特定の門扉の開度を一致させて放流する方式
(4)定水位制御	上流水位を設定された水位から調節すべき許容変動幅内に保持する方式
(5)定量取水制御	上流水位の変化に対して取水口門扉を開閉させて取水量を一定に維持する方式
(6)定量放流制御	上流水位の変化に対して放流調節門扉を開閉させて放流量を一定に維持する方式
(7)定比率制御可	流入量が基準値を超えた場合に超過分のうちの $R\%$ を原流に追加して放流または分水する方式
(8)可変比率制御	前項の $R$ を流入量に応じて変化させる方式
(9)特殊ルール制御	上記の(1)~(8)によらないで上流の雨量、流出量、ダム群の放流量、河川の基準点流量などの情報によって放流量を制御する方式

利用されるものである。その使用例を図-1に示す。



施設箇所	①	②	③	④	⑤
開度設定制御	○				○
定水位	○		○	○	○
定量取水		○			○
定量放流				○	
定比率放流				○	○
可変比率放流				○	○

図-1 施設により採用される制御方式例

4. 自動制御装置はその機構上数ブロックから構成され、各单位機構のみでも動作はできるものである。その構成を図-2に示す。

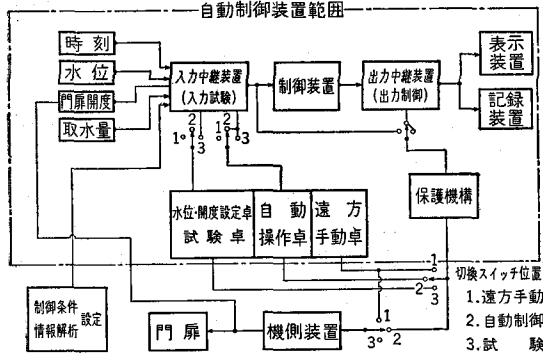


図-2 門扉自動制御ブロックダイアグラム

5. 門扉の自動制御に関する一般事項を述べてきたが、以下に各制御方法の基本条項とその内容について述べる。

なお、以下枠内に囲ったものが本文であり、枠外文は解説である。

### 第1 基本水理条件

取水施設等の制御量の計算、その他の計算処理に必要な基本水理条件は次のようなものである。

1. 水位対流量 (流入量)
2. 水位対たん水面積
3. 水位対門扉操作量 (開度) 対放流量 (取水量)
4. その他必要なもの

それぞれの関係式は1次ないし3次式とする。

(1) 1および2は実測値から計算で求めた近似曲線式で与えるものであるが、洪水による浸食あるいは堆砂などによって経年変化するものなので年を追って修正していかなければならない。

(2) 3は理論式または実験式をもとにした近似曲線式で与えるものである。門扉操作量は機側装置において開度検出器によって検出測定された量を直接に制御対象量として用いることを原則とする。制御装置内での開度変換処理は機械が複雑になり、また装置に障害がおきたときなどのことを考えて避けなければならない。

(3) 河川水文としてこのほかに、流入量の増減速度、最大洪水量、最多出現流量などが必要である。

(4) 自動制御装置の精度に対応させるためには被制御体としての門扉の形状、動力の伝達方法、開閉速度、発進・停止精度、開度の検出精度、制御指令の受渡しなどについては門扉の計画設計の時点から充分に考慮されていなければならない。特にコンピューターの指令は数ミ

リ秒の間に1mm単位の動作指令を出すことも可能であるのに対して門扉側は動力伝達として電動機の起動、歯車のあそび、ワイヤーロープの伸び、ブレーキシューの磨耗、開度計の検出誤差などにより最短運転時間は5秒間、開度は1cm以下の動作は不可能なのであるから、これらをいかに良く適合させておくか充分に検討して設計しておかなければならない。(図-3参照) 油圧式は油送管の延長差や荷重変化による動力伝達差の問題がある。

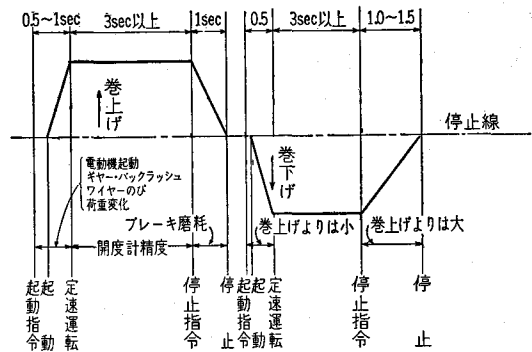


図-3 門扉の開度に関する事項

(5) 水位検出のための水位計 (後出) や水理的な土木構造物についても当然不等流や偏流の生じないような形状を採用しなければならない。

### 第2 数値等の処理単位と精度

1. 数値はすべてデジタル量としてとりあつかうものとする。

2. 水位の検出・測定は1cmまたはそれ以上の長さで行なうものとし、水位計はこれに見あう感度・精度をもったものでなければならない。

3. 門扉開度の検出・測定は1cmまたはそれ以上の長さで行なうものとし、門扉開度計はこれに見あう感度・精度をもったものでなければならない。

4. 時間の測定単位は1秒とする。時刻は1分とする。

5. 河川の流量は1m<sup>3</sup>/secとし、有効精度は4桁とする。

6. 利水流量は0.1m<sup>3</sup>/secとし、場合によっては0.01m<sup>3</sup>/secとすることもできる。

7. 門扉の操作量は1cm単位で制御を行なうものとする。

8. 流量計算および門扉制御時間の単位は1秒とする。

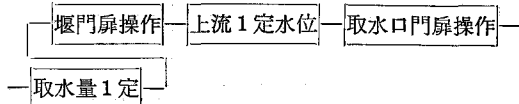
利水流量は発電の100m<sup>3</sup>/secを超えるものから農業用水・都市用水の1m<sup>3</sup>/secに満たないものまでの大きい範囲があって全般的な流水管理としてみた場合にこれら

を一律な数量単位精度でとりあつかうことはできない。したがって入力値の処理は個々のケースについて考慮し決められるものである。ただし、これらの利水量を管理するためには情報量としてはその最大流量の1%以下の精度を必要とするが、門扉制御のための情報量としては $0.1\text{m}^3/\text{sec}$ を最小単位としておけば充分であろう。

### 第3 制御の方式

取水施設における制御の方式は、堰上流定水位方式とする。やむを得ずこの方式がとれない場合には取水量1定方式とすることができる。

取水施設の門扉の制御の手順は次のように行なうことにより操作が安定する。



### 第4 水位の測定

1. 取水施設等の上流水位（堰上流水位）の測定は、低下背水の影響を直接に受けない直近上流に設けた水位計によって行なう。
2. 堰下流水位の測定は跳水等の影響を受けない地点に設けた水位計によって行なう。
3. 水位計施設には急激な水位変動を受けないような設備を設け、かつ適当な不感帯を設ける。

(1) 水位の測定にあたっては外的影響因子をなるべく排除しなければならない。とくに取水施設等の操作に起因する偽似水位をとりださないためにはそれらの水位の影響範囲外でしかも操作対象施設にもっとも近い地点で測水する必要がある。

水理上からは堰上流水位の場合には（図-4 参照）

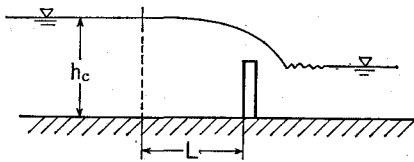


図-4

$\frac{L}{h_c} = 3 \sim 6$  の関係式があり、堰下流水位の場合には平底で完全跳水する場合には（図-5 参照） $l = 4.5 \cdot h_2$  ま

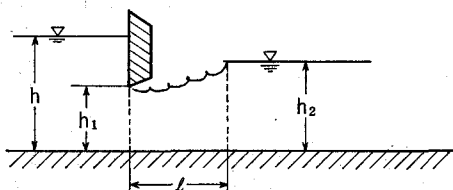


図-5

たは $l = 6 \cdot (h_2 - h_1)$ などの関係式があり、この影響範囲外で測水することが必要である。このほかに風波によるもの、舟航によるものおよび接近速度水頭によるものなどがあるが、ちり除けスクリーンが前方に付属している場合には付着したちりにより観測水位と流入水頭との関係が変化することがあるので特に注意しなければならない。

(2) 測水井は断面は正円形とする。直径はできるだけ大きいものが良いが、あまり大きいと測水井内に於けるうねりや渦が生ずるので、直径30cmのフロート式水位計の場合には測水井内径は1.0m前後がよいといわれている。測水井と導水管との関係は面積比で400:1（直径比20:1）がよい。導水管はあまり太くすれば外乱影響をまともにうけるし、また細ければ土砂などによってつまりやすい。

(3) 水位計は測定データの最先端にあり最も重要な測定装置である。この形式にはフロート型や水圧型などがあるが現在は直径30cmのフロート型が一般に用いられている。

### 第5 流入量、取水量および放流量の計算

1. 取水施設への流入量およびその変動量の計算は、取水施設による堰上げ背水等の影響のないすぐ上流の測水所による測定値を用いて次式によって算出することを原則とする。

$$Q_1 = \alpha \cdot (a \cdot h + b \cdot h + c) \dots \dots \dots (1)$$

ここに

$Q_1$  : 計算時刻の流入量

$h$  : 測水所水位

$a, b, c$  : 係数

$\alpha$  :  $Q_1$  を測水所流量から推定するための係数

直近上流の測水所の資料が得られない場合には適当と認められる他の測水所の資料によるか、または次の計算式によるものとする。

$$Q'_1 = Q_2 + Q_3 \pm \Delta Q'_1 \dots \dots \dots (2)$$

$$\Delta Q'_1 = A \cdot \frac{dH}{dt} \dots \dots \dots (3)$$

ここに

$Q'_1$  : 流入量

$Q_2$  : 利水取水量の総量

$Q_3$  : 下流放流量の総量

$A$  : たん水面積で  $f(h)$

$dH$  : 堰上流水位変動量

$dt$  : 水位変動  $dH$  に要した時間

$h$  : 堰上流たん水深

2. 利水取水量の総量は各実測流量の合計を用いるものとする。実測装置が設備されていない場合には設定流量の合計を用いるものとする。

3. 取水施設からの下流への放流量の総量は、それ



ぞれの門扉について開度と実測水位とから各門扉ごとに算出された放流量を合計したものとす。

4. 取水施設からの予定放流量は、次式により算出し設定するものとす。

$$Q_4 = Q_3 + (\Delta Q_1 + u) \dots\dots\dots(4)$$

ここに

$Q_4$  : 下流予定放流量

$u$  : 調整流量

$\Delta Q_1$  : 流入変動量

5. 算出された予定放流量に対する目標開度の計算は門扉の種類ごとに行なうものとす。

(1) 取水堰への上流河川からの流入量(河川自流)は、取水施設等の操作に直接に大きな影響をおよぼすものなので精度を確保するために上流河川の水位によって計算するのを原則とする。

等流水路の場合は(1)式によらず manning 公式から算出するものとす。

なお、それ以外で(1)式によることができない場合には上流水位と流入量との関係 ( $H \sim Q$ ) が正確に把握されていれば次式によることもできる。

$$Q_t = \frac{H_n + H_{n-1}}{t} \cdot A_H + Q_0 \dots\dots\dots(5)$$

ここに

$Q_t$  : 時間  $t$  内の平均流入量

$t$  : 前回計算時点から今回計算時点までの所要時間

$H_n$  : 今回計算時点堰上流水位

$H_{n-1}$  : 前回計算時点堰上流水位

$A_H$  : 平均水位  $\left(\frac{H_n + H_{n-1}}{2}\right)$  に対する水面積であり、 $A_H$  を使ってもよい

$Q_0$  : 時間  $t$  内の取水量を含めた平均放流量

また、(1)式と(5)式とを併用することも考えられる。

(2) 取水量の測定は測水せきまたは計量器(電磁、超音波その他の流量計)などによる実測が望ましいが、実測装置がない場合には門扉開度により(6-1)、(6-2)式などにより求めるものとす。

$$Q_0 = c_1 \cdot b \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots(6-1)$$

$$Q_u = c_2 \cdot P_a \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h} \dots\dots\dots(6-2)$$

上式中にあって(6-1)式では

$$Q_0 = f(c_1, h) \text{ であり } c_1 = f(h)$$

(6-2)式では

$$Q_u = f(c_2, P_a, \Delta h) \text{ であり } c_2 = f(\Delta h)$$

これは

$$Q_0 = b \cdot f(h)$$

$$Q_u = B \cdot \sqrt{2g} \cdot f(P_a)$$

とあらわされて計算処理としてはほとんど同一である。

計測誤差については  $C_1$  と  $C_2$  との精度が同程度であれば両式ともに同じ(1.4%~2%)といわれている。ただし、(6-2)式型(図-5)の場合において  $P_a$  の移動による  $h_0$  および  $\Delta h$  の安定に時間がかかる(10分~20分)ことを考慮しなければならない。

(3) 非常用洪水吐門扉やその他の門扉等で自動制御系に含まれていない門扉からの放流量は制御系とは別に計算できるものとす。

(4) (4)式における調整流量  $u$  については変動流量とも呼ばれ、理論式の中に現われてこない流量を意味する。これはその取水施設の制御中に試行錯誤的に作られる固有の流量である。また、 $Q = B \cdot f(h)$  あるいは  $Q = B \cdot \sqrt{2g} \cdot f(P_a)$  において固有の係数として決めることもある。

(5) 「門扉開度」とは「門扉の移動量または開度」をいうもので、流量計算にあたっての実測開度は制御目標開度をもってこれに代えることができる。

### 第6 制御時間、制御水位および計算時間々隔

1. 門扉開度の制御は、堰上流水位が設定された水位を超過するたびに門扉があらかじめ定められた開度だけ動作する断続制御方式を標準とする。設定する水位と時間との間隔は河川の状況および門扉の制御方式とによって別に定めるものとす。

2. 門扉開度量制御の計算に必要な入力情報量の計算処理時間間隔は、前項によって定められる門扉制御時間を基にするものとす。

また、門扉を制御していない場合における情報量の計算処理時間間隔についても同様とする。

(1) 門扉の開度制御は、連続的な上流水位変化(流入量変化)に対して目標制御量に許容変動幅を設けた断続動作による制御を行なうものとす。この場合の制御条件は一定水位間隔による動作方式を基準とするが、この水位間隔の設定条件は目標制御量の許容変動幅に対して予想される流入波形、規模、門扉動作頻度、放流変化量などによって異なり個々の取水施設について適切な値が設定されるものである。

一定水位間隔変化による門扉の動作制御法は、時間制約のない水位制御および流量制御の場合にとる方法であり、上流水位の変化速度に比例して門扉動作頻度が自動的に変化するので流入量の変化に必ず放流量の追随性がよく、また一般に流入量の把握精度もよい。

ただし、この場合に設定する水位間隔は門扉制御方式によっては異なる値を与える必要がある。一般に定水位制御にあっては1cmとし、放流調節制御にあっては5~10cmがとられる。この水位間隔は小さくとるほど堰上流水位変化以外の外乱の影響をつよくうけ門扉動作が不安定になるのでこれの撰定にあたってはとくに注意しなけ

ればならない。

(2) 他の制御方式として時間間隔制御の方法があるが、取水施設等の制御方式としては採り入れない。

### 第7 水理異常状態の検出

1. 門扉の操作を安全確実にこなうために、次の各項目について水理異常状態の検出を行ない必要な措置を講じなければならない。

異常状態についての基準などは別に定める。

(1) 堰上流水位が設定水位に対してその上下限値を超過した場合に警報および表示を行なうこと。

(2) 堰上流水位の上昇または下降速度が、設定された基準変動率に対して測定値がそれを超過していることを検出して警報および表示を行ない、それとともに門扉制御はそのままの状態に固定することにする。ただし、門扉は停止させるものとする。

2. 遠方手動操作状態であっても前項(1)の事項は処理できるようにする。

(1) 水位上限の検出は、取水施設と河川管理施設との安全を確保するために重要なものである。

水位下限の検出は、過放流などによる下流河川への影響および利水上の要求などから定められるものである。

(2) 水位の上昇または下降速度の異常状態は、流入流出量の変化以外の現象によって生ずる水面の急激な変化に対応した門扉の異常な追従動作を制限するためのもので後に述べる門扉動作制限条件のほか異常状態の発生を検知し、それに対して門扉操作を保護することを目的としたものである。また、この検出は通常想定される以上の過大な流入量または流入増加率をも検知することができる。これらの場合に対処して門扉の異常動作を防ぐために操作を停止するものとする。

### 第8 門扉動作量の制限

門扉の操作を確実にこなうため、その開度量は以下の制限に従わなければならない。

1. 1回の制御指令による門扉の開度量または放流量の変化量は下流の河川または水路などの状況を勘案して定めるものとする。

そして、開度設定制御以外の制御方式(表一)にあっては上記の制限量の範囲内で制御動作を行なう。

また、開度設定制御および遠方手動制御にあっては1回の制御指令による開度は指令値のいかにかわらず上記の制限を超えてはならない。

2. 門扉は1回の制御動作による開度が前項の制限値に達した場合には動作を停止するものとし、その後の操作は再起動操作を行なうことによって制御が再開されるものとする。

3. 門扉が1回の制御指令に基づいて動作している

間は、後続の指令は直接には受け入れないものとする。

本条は前条の水理的な異常条件に対する保護装置とは別なもので、門扉操作を円滑に行なうための門扉動作上の制限条件を示したものである。

(1) 門扉の1回の開度量は、開方向超過による過放流の制限、閉方向超過による施設の安全性などからそれぞれの施設によって与えられるものである。

(2) 門扉の動作は、指令値に確実に追従する必要があるが同時に下流に危険をおよぼさないために放流量の増加速度を制限しておく必要がある。そのために制御指令が連続して与えられても前回の指令による一連の動作が終了しないうちは後続の指令は受け入れてはならない。

### 第9 遠方手動制御

1. 遠方手動制御時には、操作盤によって次の操作および動作の確認ができるものとする。

(1) 各門扉について単独あるいは複数の操作

(2) 装置の電源の入、切および操作の自動、手動の切換

(3) 前各号の操作時にあって門扉の状態、開度、異常状態の表示および警報

2. 異常状態発生の際の保護機能を備える。

### 第10 自動制御一般

各自動制御方式(表一)は、それぞれの方式を単独で動作させるものとし、操作の一般は次の各項によるものとする。

1. 制御方式および制御条件値の撰択・設定ならびに制御開始指令は手動によって行なうものとする。

2. 装置等の操作開始は設定すべき全スイッチを設定したのちにはじめて行えるものとする。設定の誤りに対しては制御開始の指令を与えても装置等は動作しないようにしなければならない。

3. 自動制御における門扉の動作の順序は、あらかじめ指定された順によるものとする。この際、数門の門扉が同時に動作をおこなうことがある場合には数秒の時間差を設けて起動電流の重合を避けなければならない。

4. 装置等からの門扉操作の指令は、門扉ごとに与えるものとし、指令を受けた門扉の動作状態は操作卓で監視できなければならない。

5. 門扉が制御動作中であっても制御方式の変更および制御目標値の変更ができるものとする。この場合設定値の変更途中に門扉が誤動作をしないようにしなければならない。

6. 門扉の制御を円滑に行なうためにその動作量に不感帯を設けるものとする。ただし、開度設定制御に

は不感帯は設けない。

7. 制御動作中の門扉の一部が故障などによって動作を休止する場合は、その門扉は手動操作によって動作させるのを原理とする。

(1) 設定値の大幅な変更をする際には前に規定した開度の変化量の制限を超えてはならない。

(2) 動作量の不感帯の幅は、取水施設の規模や制御の方法により異なるので、それぞれの施設によって定められるものである。

(3) 制御動作中に門扉に障害が生じた場合には、自動制御を一旦停止し検査したのちでなければ自動制御を再開してはならないものとする。なお、故障した門扉はできるだけ全閉位置におくものとする。

### 第11 定水位制御

定水位制御とは、堰上流水位を設定された水位に対して許容変動水位幅内に保持する制御で水位または流入量の変動量に応じて自動的に門扉を動作させる方式である。

制御の条件は今までに述べてきたもののほか以下の各号による。

1. 設定水位は水位標高の値であらわし、1cmの精度で設定できるものとする。

2. 設定水位と許容変動水位との関係は次式によるものとし、許容変動水位幅は別に定める。

$$H = H_s \pm \frac{\Delta H}{2} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、

H : 許容変動水位

$H_s$  : 設定水位

$\Delta H$  : 許容変動水位幅

3. 制御量には必要により不感帯を設けるものとする。

4. 門扉の制御方式は標準として水位偏差方式によるものとし、目標放流量は次式によって求めるものとする。

$$Q_{oi} = f(\Delta H_i) \\ = K \cdot i^n \dots \dots \dots (8)$$

ここに、

$Q_{oi}$  :  $\Delta H_i$  に対する目標値

$\Delta H_i$  : 水位偏差で  $H_i - H_o$

$H_i$  : 堰上流現在水位 ( $H_i \geq H_o$ )

$H_o$  : 制御基準水位で、(7)式との関係は次のようである  $H_o = H_s - \frac{\Delta H}{2}$

i :  $\Delta H_i$  を水位段階差に変換した値(整数値)

k : 常数

n : 常数で  $0 < n \leq 2$

5. 制御は水位間隔制御の方法による。

6. 門扉は定められた開度段階ごとに順次動作するものとし、1回の動作で2段階以上の飛びこし動作をしてはならないものとする。

定水位制御における水位偏差方式による制御は次のような特徴をもっている。

(1) 制御の原理は流入量と流出量との累積差によって生ずる堰上流水位の総変化量(水位の定量偏差またはオフセットという。)に応じた門扉開度段階を設定するもので比例動作制御ともいわれる(図-6)。この方式では門

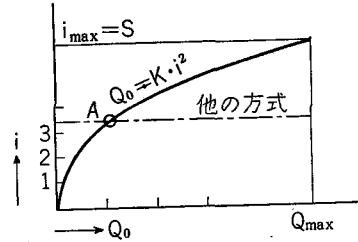


図-6

扉開度  $P_a$  は水位偏差量  $\Delta H$ 、または偏差ステップ  $i$  のみの関数  $P_a = f(i)$  で与えることができるので論理方が単純であること、門扉開度量があらかじめ設定でき水位偏差の段階に応じて比例変化する、したがって放流量の変化が円滑でしかも過渡変動が少なく一般により安定な制御を行なうことができるのが特徴であり、取水施設の水位制御に適した方式といえる。

(2) 一方この方式による場合は、水位の定常偏差をもつことになり放流量(流入量)が多い場合にはその偏差量も大きくなる(図-6のA点よりも右側の領域)。また制御に必要な総開度段階数の増加に比例して偏差量を大きくとる必要がある。

(3) この方式で必要な総水位偏差量  $\Sigma \Delta H$  は次式によって与えられる。

$$\Sigma \Delta H = S \cdot \Delta h \text{ (cm)}$$

ここに、

S : 計画最大放流量  $Q_{o \max}$  を放流するのに必要な開度段階数で一般に10~40段階である。

$\Delta h$  : 水位の1段階で一般に水位測定単位(1cm)と同じかその倍数をとる。

(4) 水位段階と放流量との関係は(8)式に示すように2次式を採用することにする。これによると河道の水利特性から放流量の段階変化に対する河川の水位変化がほぼ同一の割合となりより適切な放流制御を行なうことができる。また、(8)式におけるKは次のようにして求める。

$$Q_{o \max} = K \cdot S^n$$

$$\therefore K = \frac{Q_{o \max}}{S^n} \dots \dots \dots (10)$$

(5) 定水位制御は他の制御方式にくらべて一般に水位偏差量を小さくとる必要があるために、開扉動作は外乱による水面変動の影響を受けやすい。したがってこれを軽減するための方策をとる必要がある。たとえば、水位偏差方式にあって水位上昇時と下降時とで門扉開度を1段ソフトさせる(水位下降時に1段おくらせる)方法をとることなどがある。

(6) 定水位制御方式としてはこのほかに流入量計算方式がもちいられている。この方式は流入量とそのときの放流量との差を制御量とし、これに基準水位からの水位偏差分から算出した補正量を加算して目標放流量に対応する門扉開度を指令するものである。

(7) 取水施設の制御としては上流たん水区域の状況などからして洪水処理ははならないのが通常であり、河川の自然水位が制御目標水位上限に達するまでの間が定水位制御によって制御される場合に増加流入量はそのまま増加放流量として処理される。そのためにこの放流量増加が下流区域に対して重大な影響を及ぼすことがある。これを防止するために洪水時には予備放流あるいは事前放流制御をすることも考慮されてよい。

(8) 洪水吐門扉を制御に使用する場合にはその構造上、段階的にベースカットを行なうことに利用する。

### 第12 定量取水制御

定量取水制御は河川自流水の変化に関わらず堰上流水位の変化に応じて取水口門扉の開度を変化させて設定された取水量を一定量に維持する制御方式である。

制御の条件は今まで掲げたもののほかは次のとおりとする。

1. 目標取水量の設定値の間隔は  $0.1\text{m}^3/\text{sec}$  またはそれ以上の単位で設定できるものとする。
2. 制御取水量は次式によって定めるものとし、取水量の許容変動幅は別に定める。

$$Q'_I = Q_I \pm \frac{\Delta Q_I}{2} \dots\dots\dots(13)$$

ここに、

- $Q'_I$  : 制御取水量
- $Q_I$  : 目標取水量
- $\Delta Q_I$  : 取水量許容変動幅

(1) 定量取水制御における門扉開度は一般に上流水位のみ関数になり開度量決定のための計算処理は必ずしも必要としない。すなわち  $Q_I = \text{一定}$  とすれば、

$$P_a = f(Q_I, H_i) = f(H_i)$$

である。

この方法では与えられた取水量許容変動幅に対して門扉をあらかじめ段階に分けて設定しておくことにより厳密な制御が行なわれる。

(2) この制御は水位間隔制御の方法によって行なわれ

るが水位間隔は門扉の規模、 $\Delta Q_I$ 、門扉操作頻度、上流水深などを勘案して定めなければならない。

(3)  $\Delta Q_I$  は一般に5%程度または  $0.01\text{m}^3/\text{sec}$  のうち大きい方の範囲内として別に定める。

### 第13 定比率制御

定比率制御は流入量が基準値を超えた場合にその超過分をあらかじめ定められた比率で放流または分水する制御で、定められた水位間隔ごとに算出された流入量の値に応じてそのときのの上流水位に対応する門扉開度を求めて門扉を制御するものである。

制御の条件は今までに掲げたもののほかは次のとおりである。

1. 目標放流(分水)量の算出は次式による。

$$Q_0 = (\alpha \cdot Q_I - B)R_1 + B \dots\dots\dots(14)$$

ここに、

- $Q_0$  : 目標放流量または分水量
- $Q_I$  : 一定水位間隔の間を水位が変化する時間内の平均流入量で(1)式で求める
- $B$  : 基底放流(分水量)で固有値
- $R$  : 設定比率で0から0.99の範囲内にあり  
 $R = R_1 + R_2 + \dots + R_n$
- $\alpha$  : 流量補正係数でここでは1.0とする。

2. 比率の設定値は1~10%単位として1%の精度を有するものとする。

3. 目標放流(分水)量に対する制御放流(分水)量の算出は次式によるものとし、許容変動幅は別に定める。

$$Q'_0 = Q_0 \pm \frac{\Delta Q}{2} \dots\dots\dots(15)$$

ここに、

- $Q'_0$  : 制御放流量または分水量
- $Q_0$  : 目標放流量または分水量
- $\Delta Q$  : 放流量許容変動幅

この制御方式は取水施設のほか、導水路の放流工あるいは分水工にも適用できるものである。この方式の目標放流量と目標開度の算出には一般に3箇以上の八カ変数を必要としルール制御方式のうちでは複雑な計算を必要とするものに属する。すなわち

$$P_a = f(H_i, Q_0) = f(H_i, \Delta t, \Delta H)$$

この制御方式は微分動作に相当するものであるから定水位制御の流入量計算方式で記したように水面の外乱変動の影響を受けやすい。したがって制御動作を行なう水位間隔は適切な値を設定しなければならない。

### 第14 異常状態の検出と処理

1. 自動制御による操作中に次に掲げる異常状態が発生した場合には、警報および表示を行なう。また(8)および(9)を除いて門扉はそのままの位置で停止させる



ものとする。警報および制御停止の解除はそれぞれの解除スイッチによって行なうものとするが、表示はその状態が継続している間は引続き行なうものとする。

- (1) 水位および開度信号の誤符号を検出したとき
  - (2) 門扉が動作指令に対して実動作が渋滞したとき
  - (3) 門扉の動作が1回動作に対する制限開度量を超えたとき
  - (4) 堰上流水位の上昇または下降速度が異常に大きいとき
  - (5) 制御装置のなかで検出可能な異常状態が検出されたとき
  - (6) 装置のフューズが断になったとき
  - (7) その他操作上に影響を与える異常状態が現われたとき
  - (8) 水位が上限または下限を超過したとき
  - (9) 機側装置に異常状態があらわれたとき
2. 遠方手動制御にあっては、前項の(1), (3), (6), (8)および(9)については警報および表示を行なうものとする。

門扉開度の上, 下限界の検出は本来機側装置の保護機能としてリミットスイッチなどの設備が有ることを考慮して自動制御装置での検出は義務づけない。しかし, この保護機構は門扉の動作の安全を確保するために重要なものであるから機側で2重に設けることなどによって安全の確保について充分考慮する必要がある。

### 第15 表示および記録

装置によって処理される各種数値の表示および記録は表-3の項目のなかから撰択して指定する。

表示および記録はデジタル量としてあつかうものとするが、別に指定するものについてはアナログ記録を併用するものとする。

表-3 数値の表示・記録の標準項目

項目	最少単位	摘要
時刻	1 分	月, 日, 時, 分
堰上流水位	1 cm	
堰下流水位	1 cm	
導水路内水位	1 cm	
河川流量	1 m <sup>3</sup> /sec	放流量を含む。ただし, 0.1m <sup>3</sup> /sec とすることもできる。
取水量	0.1m <sup>3</sup> /sec	水量を含む。ただし, 0.01m <sup>3</sup> /sec とすることもできる。
積算取水量	100 m <sup>3</sup>	日量表示を原則とする。
門扉開度	1 cm	各開扉ごと

### § 3. 計算例

以上標準仕様の関係分のみを要約して述べたがこれは仕様としては最低限のものとする。

この標準仕様により例題を一つやってみた。

#### 1. 制御対象

- (1) 放流調節門扉 越流ラジアル型 幅40.0m×直高1.0m×4門  
動作速度55°/4分, 開度精度±0.5cm  
越流量 1門当り越流深1cmに付き約1m<sup>3</sup>/secとした。

- (2) 洪水吐門扉 潜流リフト型 幅40.0m×高3.70m×1門  
動作速度 30cm/分  
ベースカッター用を使用

#### 2. 水理特性

- (1) たん水面積 1,880,000m<sup>2</sup>  
設定水位 E.L. 22.35m, 1cm単位で計測  
取水量 一定  
放流量制限 50m<sup>3</sup>/s/10分以下  
河川流況, 図-7のとおり日変化する。

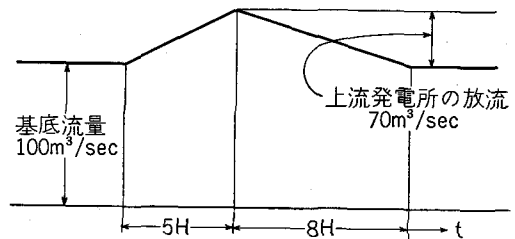


図-7 河川流量変化

#### 3. 門扉の操作順序および動作量制限

門扉の操作は河川の下流の洗堀などを考慮して, 1門全開(1m)となったのちに次の門扉が全開となる方式はとらず, 1門は30cm~50cm開としたら次の門扉に移行し, 4門がなるべく均等開度となるようにする。その順序は上昇の場合, 2, 3, 1, 4, とし, 下降の場合, 4, 1, 3, 2, とする。

#### 4. 制御時間間隔

定水位制御における1ステップ偏差量 $\Delta h=1\text{cm}$ の水位変化にかかる時間とする。

水位監視時間間隔は図-7の水位変化から14m<sup>3</sup>/sec/Hであるから5分とするが, 洪水時は1分とする。

#### 5. 制御方式

水位偏差方式により上流定水位制御を行なう。

目標放流量は次式によって求める。

$$Q_0 = K \cdot i^2 \quad (8)\text{式参照}$$

ここに,  $i$ は水位1cmの変化で1だけ変化するものとする。設定水位はE.L.22.35mとし, 22.25mから22.40mの間を変化するものとし, 22.35mのときに $Q_0=100$

m<sup>3</sup>/sec 放流できるものとする。Q=K・i<sup>2</sup> の計算結果のグラフは図-8のとおりである。

これにより水位と放流量との計算結果表を図-9および図-10に示す。

これによれば下降時にシフトさせる方式でも門扉の操作頻度が少なくかわりに過放流の状態が生ずる(450分あたり)ことがあり、これが欠点ともいえる。

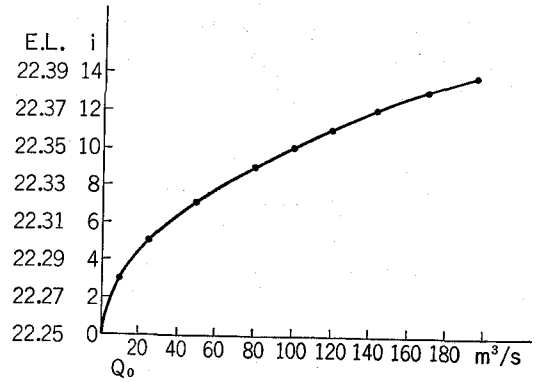


図-8  $Q_o = K \cdot i^2$  のグラフ

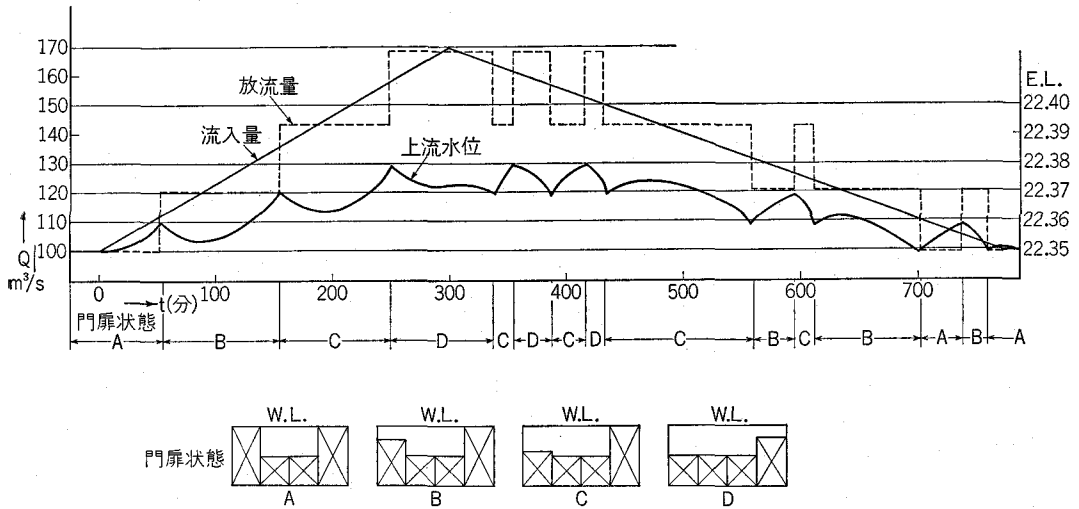


図-9 流入量, 放流量と水位変化量 (シフトを行なわない場合)

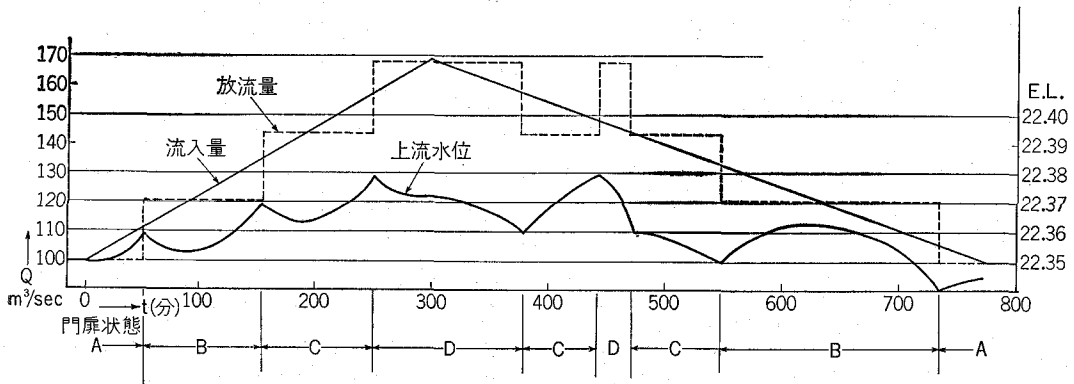


図-10 流入量, 放流量と水位変化量 (シフトを行なう場合)

#### § 4. おわりに

標準仕様とはいっても御覧のようにほんの骨子を記述したものであり、内容は充分とはいえないが自動制御化時代にあって1つの方向づけとでもなれば幸いです。

内容についてはお心づきの点があれば御教示頂きたいと思えます。

なお、ハードと関係ある箇処については電気技術者の御指導がありましたこと、および建設電気技術協会の御協力を頂いたことを付記します。

# 有効雨量の算定法について

—かんがい計画技術のシステム化(2)—

戸原 義 男\* 伊 藤 光\*\*

## 目 次

はしがき.....11	4. 計算法の紹介.....22
1. 有効雨量の算定方式.....11	5. 畑のかん水の性格.....23
2. 各方式の比較.....21	あとがき.....24
3. 各方式の長所短所.....21	

### はしがき

水田および畑のかんがい計画にさいしては、水田および畑の消費水量より有効雨量（降雨のうち水田および畑の消費水量として有効に消費される量）を差引いて、純用水量、かん水量を算定する方法が一般に行なわれている。

例えば、農林省で示している有効雨量の算定基準(案)は、次のとおりである。

(有効雨量の算定基準)

降雨量のうち、5 mm未満は無効、5 mm以上の降雨量の80%を有効とし、上限値はTRAM値（全生長有効水分量）とする。

畑かんの水計算は原則として、日計算をすることとする。

有効雨量の算出方法は次の通りである。（但し計画基準年決定のための計算では、5 mm以上の降雨量の80%を有効とし上限値はTRAM値とする。）

①降雨量に0.80を乗ずる

$$0.80 \times R \quad (R < 5 \text{ mmの時 } R = 0)$$

②降雨直前の畑地の水分保持量より有効雨量の上限値の把握

$$A = (\text{TRAM値} - \text{降雨直前における有効水分量})$$

③有効雨量の決定

(ア)  $A \geq 0.80R$ の時

$$\text{有効雨量} = 0.80R$$

(イ)  $A < 0.80R$ の時

$$\text{有効雨量} = A$$

以上は、基準であるから詳細な算定方法等は、現場の実情を考慮して算定することは、もちろんであるが、実際に算定の作業を行う場合に、あまりにもいろいろの算

定方法があり、雑然と利用されている感がある。また、この基準に示された数値と、算定方法の関係も明らかでない。このことは、かんがい計画の技術をシステム化するにあたって、大きな障害となっているようである。また、これらを体系づける十分な資料は得てないが、過去に使用された算定方法を分類紹介して、計画業務の参考に供したい。

### 1. 有効雨量の算定方式

現在、かんがい計画のさいに計算されている方式を分類すると、次のように分類できる。

#### a 畑

- |        |   |  |
|--------|---|--|
| ①輪番方式  | ※ | かんがい間断日数を変化させる方法※  |
|        |   | { ある期間だけ変化させる方法<br>(一部変化輪番方式) 表—1, 5<br>全期間とも変化させる方法<br>(全変化輪番方式) 表—2    |
| ②非輪番方式 |   | かんがい間断日数を一定にする方法<br>(定輪番方式) 表—3, 4, 5                                    |
|        |   | { 前日の降雨を考慮に入れる方法<br>(累計非輪番方式) 表—6, 7<br>前日の降雨を考慮に入れない方法<br>(単純非輪番方式) 表—8 |

#### b 水田

①貯留方式(表—9, 10, 11)

②単純方式(表—8)

上表のように、畑地かんがいの場合は、かんがい方式を輪番で行う場合と、輪番で行わない場合がある。輪番方式のうちでもかんがい間断日数を変化させてかん水する場合と、あらかじめ定めた間断日数で、かん水する場合がある。また、かんがい間断日数を変化させる方法の中でも、ある期間だけ変化させる方法と、全期間とも降雨の状況によって変化させる方法がある。

\* 九州大学助教授  
\*\* 九州農政局計画部技術課







表-4

〔計算例〕 1回の純カン水量24mm, 日消費水量4.8mm/day, 間断日数5日とし, 1輪番区内を間断日数に相当する数に区分し, 輪番カンガイを実施する計画について, 7月3日に30mmの降雨があった場合の輪番区内平均有効雨量はどれだけか。

〔解〕 式(7-13)により降雨後の輪番区内各区の純カン水量補正值および有効雨量を求めると表7・44のとおりである。従って有効雨量の輪番区内平均値は, 第1区9.6mm, 第2区4.8mm, 第3区24mm, 第4区19.2mm, 第5区14.4mmの平均値  $(9.6+4.8+24+19.2+14.4)/5=14.4\text{mm}$ となる。

輪番区各区の残留水量, 降雨後の純カン水量補正值および有効雨量計算例 (単位 mm)

区分 月日	1 区	2 区	3 区	4 区	5 区	備 考
7月1日	○ 24	4.8	9.6	14.4	19.2	○印輪番制によるカンガイ日を示す。 □印内数字は, 降雨後の補正された純カン水量 一印上の数字は, 有効雨量 ( )印内数字は無効雨量 ○印内数字は残留水量ない場合の1回の純カン水量 無印は残留水量
2日	19.2	○ 24	4.8	9.6	14.4	
3日	14.4+9.6(20.4)	19.2+4.8(25.2)	○ 0+24(6)	4.8+19.2(10.4)	9.6+14.4(15.6)	
4日	19.2	19.2	19.2	○ 19.2+4.8	19.2	
5日	14.4	14.4	14.4	19.2	○ 14.4+9.6	
6日	○ 9.6+14.4	9.6	9.6	14.4	19.2	
7日	19.2	○ 4.8+19.2	4.8	9.6	14.4	
8日	14.4	19.2	0+24	4.8	9.6	
9日	9.6	14.4	19.2	24	4.8	
10日	4.8	9.6	14.4	19.2	24	

- (注) 1) 降雨後の純カン水量の補正值計算例: 第2区7日の純カン水量補正值=3日の消費水量(4.8mm)-有効雨量(4.8mm)+4日, 5日, 6日, 7日の消費水量(4.8×4)=19.2mm。  
2) 有効雨量計算例: 3日第1区の有効雨量=残留水量(14.4mm)+降雨量(30mm)-1回の純カン水量(24mm)=20.4mm。よって, 有効雨量=30mm-20.4mm=9.6mmである。(農業土木ハンドブック)

表-5

〔使用例〕

計画間断日数  $N=4$  (日)

1計回当りかんがい水量  $D_{max}=60$  (mm)とし, かんがい後2日目および3日目に合計  $R=46$  (mm)の降雨があった。

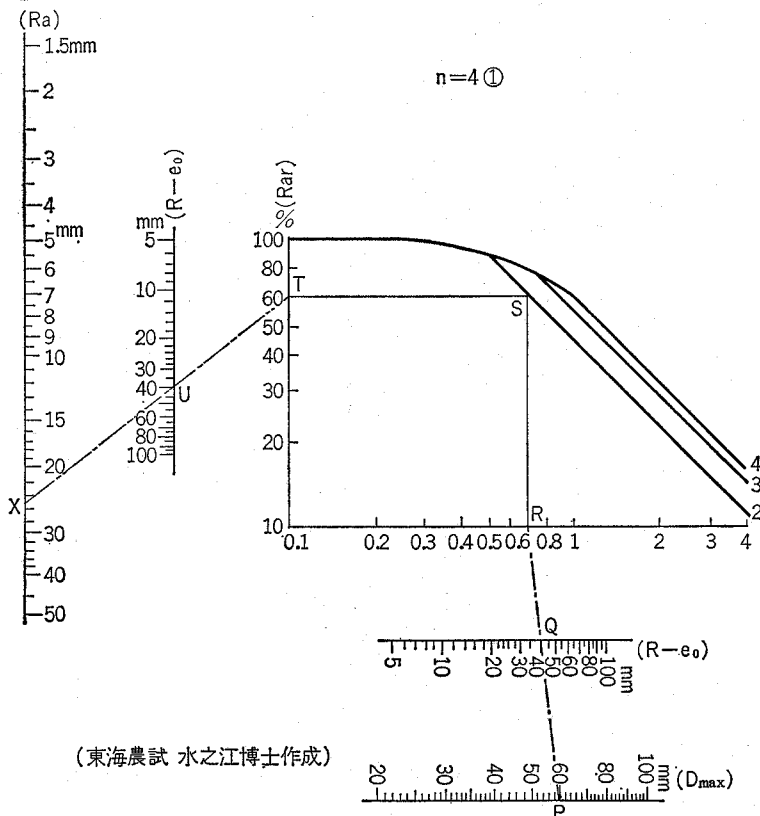
降雨期間中の蒸発量合計  $e_0=6$  (mm)とすると, この時の有効雨量は何mmか。

(解)

$R - e_0 = 40$  (mm), 有効雨量率曲線2日目のもをつかい  $(P)=60$ ,

$Q=40$ を延長して  $R, S, T$ の順序で求めると  $T$ 点, すなわち  $R_a$ の値は約64%となる。更に,  $U, X$ と延長すると

$R_a$ 値=約25mmが得られる。



(東海農試 水之江博士作成)

表一六 畑地かんがい有効雨量算定表 (No.1) (飼料やさい)

昭和37年 単位: mm (川辺川地区)

月	1					2					3					4					5					6										
	項目	R	利用可能量	消費水量	有効雨量	純用土壌水分量	R	利用可能量	消費水量	有効雨量	純用土壌水分量	R	利用可能量	消費水量	有効雨量	純用土壌水分量	R	利用可能量	消費水量	有効雨量	純用土壌水分量	R	利用可能量	消費水量	有効雨量	純用土壌水分量	R	利用可能量	消費水量	有効雨量	純用土壌水分量					
1	1	9	7	2	7	0	13		2	0	2	0		3	0	0	19		4	0	4	0	8	6	5	6	0	23		5	0	0	0			
	2			2	0	0	11		2	0	2	0		3	0	0	16	39	30	4	30	0	26		5	0	0	18	36	29	5	29	0	24		
	3			2	0	0	9		2	0	2	0		3	0	0	13		4	0	0	22	5	4	5	4	0	17	10	8	5	6	0	25		
	4			2	0	0	7		2	0	2	0		3	0	0	10		4	0	0	18		5	0	0	12		5	0	0	20				
	5			2	0	0	5		2	0	2	0	9	7	3	7	0	14		4	0	0	14		5	0	0	7		5	0	0	15			
小計						0					10					0																0				
平均				2	2	0				2	0	2			3	3	0				4	3.2	0.8				5	5	0			5	5	0		
2	6			2	0	0	3		2	0	2	0		3	0	0	11		4	0	0	10		5	0	0	2	5	4	5	4	0	14			
	7			2	0	0	1		2	0	2	0		3	0	0	8	12	10	4	10	0	16		5	0	3	0	15	12	5	12	0	21		
	8			2	0	1	0	26	21	2	21	0	19		3	0	0	5	33	26	4	14	0	26	9	7	5	7	0	2	37	30	5	9	0	25
	9			2	0	2	0		2	0	0	17		3	0	0	2	33	26	4	4	0	26		5	0	3	0	35	28	5	5	0	25		
	10			2	0	2	0	21	17	2	13	0	28		3	0	1	0		4	0	0	22		5	0	5	0		5	0	0	20			
小計						5				4					1						0					11					0					
平均				2	1	1				2	1.2	0.8			3	2.8	0.2				4	4	0			5	2.8	2.2			5	5	0			
3	11			2	0	2	0		2	0	0	26		3	0	3	0		4	0	0	18	31	24	5	24	0	19		5	0	0	15			
	12			2	0	2	0		2	0	0	24		3	0	3	0	14	11	4	11	0	25		5	0	0	14	24	19	5	15	0	25		
	13			2	0	2	0		2	0	0	22		3	0	3	0		4	0	0	21		5	0	0	9	23	18	5	5	0	25			
	14			2	0	2	0		2	0	0	20	10	8	3	8	0	5		4	0	0	17	96	30	5	21	0	25	89	30	5	5	0	25	
	15			2	0	2	0		2	0	0	18		3	0	0	2		4	0	0	13		5	0	0	20	47	30	5	5	0	25			
小計						10				0					9						0					0					0					
平均				2	0	2				2	2	0			3	1.2	1.8				4	4	0			5	5	0			5	5	0			
4	16			2	0	2	0		2	0	0	16		3	0	1	0		4	0	0	9		5	0	0	15	6	5	5	5	0	25			
	17			2	0	2	0		2	0	0	14		3	0	3	0	10	8	4	8	0	13		5	0	0	10	8	5	5	0	25			
	18	5	4	2	4	0	2		2	0	0	12		3	0	3	0		4	0	0	9	12	10	5	10	0	15		5	0	0	20			
	19			2	0	0	0	10	8	2	8	0	18	37	30	3	30	0	27		4	0	0	5		5	0	0	10		5	0	0	15		
	20			2	0	2	0		2	0	0	16	22	18	3	3	0	27		4	0	0	1		5	0	0	5	22	18	5	15	0	25		
小計						6				0					7						0					0					0					
平均				2	0.8	1.2				2	2	0			3	1.6	1.4				4	4	0			5	5	0			5	5	0			
5	21			2	0	2	0		2	0	0	14		3	0	0	24		4	0	4	0			5	0	0	0		5	0	0	20			
	22			2	0	2	0	8	6	2	6	0	18		3	0	0	21		4	0	4	0	18	14	5	14	0	9		5	0	0	15		
	23			2	0	2	0		2	0	0	16		3	0	0	18		4	0	4	0	12	10	5	10	0	14		5	0	0	10			
	24			2	0	2	0	12	10	2	10	0	24		3	0	0	15		4	0	4	0		5	0	0	9	54	30	5	20	0	25		
	25			2	0	2	0		2	0	0	22	7	6	3	6	0	18	29	23	4	23	0	19		5	0	0	4		5	0	0	20		
小計						10				0					0						16					0					0					
平均				2	0	2				2	2	0			3	3	0				4	0.8	3.2			5	5	0			5	5	0			
6	26			2	0	2	0		2	0	0	20		3	0	0	15		4	0	0	15	46	30	5	26	0	25		5	0	0	15			
	27			2	0	2	0		2	0	0	18		3	0	0	12		4	0	0	11	21	17	5	5	0	25		5	0	0	10			
	28			2	0	2	0	7	6	2	6	0	22		3	0	0	9		4	0	0	7		5	0	0	20	35	28	5	20	0	25		
	29			2	0	2	0							3	0	0	6	30	24	4	23	0	26		5	0	0	15	7	6	5	5	0	25		
	30			2	0	2	0							3	0	0	3		4	0	0	22		5	0	0	10	22	18	5	5	0	25			
31			2	0	2	0							3	0	0	0								5	0	0	5									
小計						12				0					0						0										0					
平均				2	0	2				2	2	0			3	3	0				4	4	0			5	5	0			5	5	0			
計																																				
																									年合計											

日雨量  $5 \leq R$ , 利用可能量  $= 0.8 \times R \leq T.R.A.M =$

表-7 畑地かんがい有効雨量計算表

昭和33年 (1日の消費量 b=7mm)

月	6 月 b=7			7 月 b=7			8 月 b=7			9 月 b=7			10 月 b=7						
	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量				
日	c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)	有効雨量				
1	—	—	—	4	(2+0)-7=-5=0	30-2=28	0	51	(0+30)-7=23	30-0=30	38×0.8=30	3	(16+0)-7=9	30-16=24	0	25	(0+20)-7=13	30-0=30	25×0.8=20
2	—	—	—	1	—	—	—	3	(23+0)-7=16	30-23=7	0	—	(9+0)-7=3	30-9=21	—	—	(13+0)-7=6	30-13=7	—
3	0	—	—	—	—	—	—	—	(16+0)-7=9	30-16=14	—	—	(3+0)-7=-4=0	30-3=23	—	—	(6+0)-7=-1=0	30-6=24	—
4	—	—	—	0	—	—	—	5	(9+4)-7=6	30-9=21	5×0.8=4	—	—	—	—	13	(0+10)-7=3	30-0=30	13×0.8=10
5	2	—	—	0	—	—	—	—	(6+0)-7=-1=0	30-6=24	—	—	0	—	0	12	(3+10)-7=6	30-3=27	12×0.8=10
6	—	0	0	0	—	—	—	—	—	—	—	8	(0+6)-7=-1=0	30-0=30	8×0.8=6	—	(6+0)-7=-1=0	30-6=24	—
7	8	(0+6)-7=-1=0	30-0=30	8×0.8=6	1	—	—	2	0	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—
8	1	—	—	—	—	—	—	49	(0+30)-7=23	30-0=30	38×0.8=30	0	—	—	—	—	—	—	—
9	—	0	0	3	—	—	—	—	(7+0)-7=0	30-23=7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	15	(0+12)-7=5	30-0=30	15×0.8=12	—	—	—	—	—	—	—	0	—	—	—	—	—	—	—
11	25	(5+20)-7=18	30-5=25	25×0.8=20	3	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—
12	—	(18+0)-7=11	30-18=12	—	—	—	—	2	—	—	0	1	0	—	0	—	—	—	—
13	—	(11+0)-7=4	30-11=19	—	—	—	—	200	(30+0)-7=23	30-0=30	38×0.8=30	13	(10+0)-7=3	30-0=30	13×0.8=10	—	0	—	0
14	—	(4+0)-7=-3=0	30-4=26	—	2	—	—	70	(23+7)-7=23	30-23=7	7	—	(3+0)-7=-4=0	30-3=27	—	9	(0+7)-7=0	30-0=30	9×0.8=7
15	—	—	—	—	—	—	—	30	(7+23)-7=23	30-23=7	7	—	—	—	—	21	(0+17)-7=10	30-0=30	21×0.8=7
16	—	—	—	—	—	—	—	—	(23+0)-7=16	30-23=7	—	3	—	—	—	—	(10+0)-7=3	30-10=20	—
17	—	—	—	—	—	—	—	2	(16+0)-7=9	30-16=14	0	—	—	—	—	24	(3+19)-7=15	30-3=27	24×0.8=9
18	—	—	—	—	—	—	—	9	(9+7)-7=9	30-9=21	9×0.8=7	0	—	—	—	1	(15+0)-7=8	30-15=15	—
19	—	—	—	—	—	—	—	23	(9+18)-7=20	30-9=21	23×0.8=18	1	—	—	—	—	(8+0)-7=1	30-8=22	—
20	—	—	—	—	—	—	—	8	(20+6)-7=19	30-20=10	8×0.8=6	—	—	—	—	0	(1+0)-7=-6=0	30-1=29	0
21	—	—	—	—	—	—	—	—	(19+0)-7=12	30-19=11	—	1	—	—	—	11	(0+9)-7=2	30-0=30	11×0.8=9
22	—	—	—	—	—	—	—	26	(12+18)-7=23	30-12=18	18	1	0	—	0	4	(2+0)-7=-5=0	30-2=28	0
23	0	—	—	—	—	—	—	4	(23+0)-7=16	30-23=7	0	8	(0+6)-7=-1=0	30-0=30	8×0.8=6	—	—	—	—
24	0	—	—	—	0	—	—	—	(16+0)-7=9	30-16=14	—	—	—	—	—	—	—	—	0
25	—	—	—	7	(0+6)-7=-1=0	30-0=30	7×0.8=6	1	(9+0)-7=2	30-9=21	0	—	—	—	—	6	(0+5)-7=-2=0	30-0=30	6×0.8=5
26	—	0	0	25	(0+20)-7=-15=0	30-0=30	25×0.8=20	6	(2+5)-7=0	30-2=28	6×0.8=5	1	—	—	—	0	—	—	—
27	49	(0+30)-7=23	30-0=30	38×0.8=30	—	(13+0)-7=5	30-13=17	—	0	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—
28	1	(23+0)-7=16	30-23=7	0	—	(5+0)-7=-2=0	30-5=25	—	8	(0+6)-7=-1=0	30-0=30	8×0.8=6	—	—	—	—	—	—	—
29	3	(16+0)-7=9	30-16=14	0	—	—	—	47	(0+30)-7=23	30-0=30	38×0.8=30	—	—	—	—	—	—	—	—
30	0	(9+0)-7=2	30-9=21	0	1	—	—	11	(23+7)-7=23	30-23=7	7	—	—	—	—	—	0	—	0
31	—	—	—	0	—	—	—	—	(23+0)-7=16	30-23=7	—	—	—	—	—	7	(0+6)-7=-1=0	30-0=30	7×0.8=6

a=T.R.AM(mm) b=1日の消費水量(mm) c=(前日よりのくりこし水量+当日の有効雨量)

c-b=翌日へくりこす水量 有効雨量は日雨量の5mm以上 T.R.AMまでの80% しかし、T.R.AMより前日のくりこし水量を差引いた数値以内

(菊池台地地区)



表-8 有 効 雨 量

月 日	日 降雨量	田		畑		有 効 雨 量		備 考	月 日	日 降雨量	田		畑		有 効 雨 量		備 考	月 日	日 降雨量	田		畑		有 効 雨 量		備 考
		mm 5~80	mm 5~30	mm 5~80	mm 5~30	田	畑				mm 5~80	mm 5~30	田	畑	mm 5~80	mm 5~30				田	畑	mm 5~80	mm 5~30	田	畑	
A	B	C	D B×0.8	E C×0.9	A	B	C	D B×0.8	E C×0.9	A	B	C	D B×0.8	E C×0.9												
7月	1								8月	1								9月	1	45	45	45	36	41		
	2									2									2	0	—	—	—	—		
	3									3									3	0	—	—	—	—		
	4									4									4	0	—	—	—	—		
小	5	27	27	27	22	24			小	5								小	5	11	11	11	9	10		
	計				22	24			計	計								計	計	45	45	45	45	51		
	6	1	—	—	—	—				6									6	14	14	14	11	13		
	7									7									7							
	8									8									8							
	9									9									9	4	—	—	—	—		
小	10				—	—			小	10								小	10	66	66	50	53	45		
	計				—	—			計	計								計	計	64	64	50	64	58		
	11									11									11	6	6	6	5	5		
	12									12									12	1	—	—	—	—		
	13									13									13	22	22	22	17	20		
	14									14									14							
小	15								小	15								小	15				22	25		
	計								計	計								計	計							
	16									16									16							
	17	1	—	—	—	—				17									17							
	18	1	—	—	—	—				18	8	8	8	6	7				18	0	—	—	—	—		
	19									19	1	—	—	—	—				19							
小	20				—	—			小	20				6	7			小	20	1	—	—	—	—		
	計				—	—			計	計				6	7			計	計	—	—	—	—	—		
	21									21									21							
	22	2	—	—	—	—				22									22	138	80	50	64	45		
	23									23									23	1	—	—	—	—		
	24									24									24							
小	25				—	—			小	25								小	25				64	45		
	計				—	—			計	計								計	計							
	26									26									26							
	27	0	—	—	—	—				27	10	10	10	8	9				27	2	—	—	—	—		
	28	33	33	33	26	30				28	41	41	41	33	37				28							
	29	0	—	—	—	—				29	54	54	50	43	45				29							
	30									30									30							
小	計				26	30			小	計				13	14			小	計							
														96	105											

表-9

	6 月					7 月					8 月					9 月							
	R	0.8R	d	有効R	たん水深	R	0.8R	d	有効R	たん水深	R	0.8R	d	有効R	たん水深	R	0.8R	d	有効R	たん水深			
1	—					—		35		68	45	1	—	32		19	—		28		24		
2	$Q = \frac{230.6 \times 10,000 \times d^3 \times 1}{86,400 \text{sec} \times 5 \text{日} (\text{or } 6 \text{日})}$					—		〃		10		—	〃		61	48	3	—	〃		56	52	
3	$= 0.005337 \times d \text{mm} (\text{m}^2/\text{s})$					—		〃		70	45	—	〃		16	1	—	〃				24	
4	$\text{or} = 0.004448 \times d \text{mm} (\text{m}^2/\text{s})$					—		〃		10		—	〃		64	48	—	〃				56	52
5						—		〃		70	45	—	〃		16	—	〃					24	
小計									175	0				160	0				140	0			
									0.934	0				0.854					0.747				
6	—					—		31		14		—	32		64	48	—	30			56	50	
7	—					—		〃		66	49	—	〃		16	—	〃					20	
8	—					9	7	〃	7	25		—	〃		64	48	4	—	〃		60	50	
9	—					34	27	〃	24	18		—	〃		16		〃					20	
10	—					—		〃		62	49	—	〃		64	48		〃			60	50	
小計									155	31				160	0				150	0			
									0.827	165				0.854					0.801				
11	—	23			80	57	—	31		18	—	31		17	—	28						22	
12	—	〃			34		—	〃		62	49	—	〃		63	49	—	〃				58	52
13	3	—	〃		11		—	〃		18	—	〃		18	1	—	〃					24	
14	5	4	〃	4	65	57	—	〃		62	49	—	〃		62	49	—	〃				56	52
15	—	〃			34		—	〃		18	—	〃		18	—	〃						24	
小計									155	0				155	0				140	0			
									0.614	0.021				0.827					0.747				
16	—	44			46	36	—	29		62	51	—	29		62	51	—	26			56	54	
17	—	〃			44	36	—	〃		22	3	—	〃		22	—	〃					28	
18	—	〃			44	36	78	62	〃	58	51	—	〃		58	51	—	〃				2	
19	98	78	〃	44	36	8	6	〃	6	28	—	〃		22	—	〃					78	54	
20	22	17	〃	17	9	9	7	〃	7	6	—	〃		58	51	6	4	〃	4			32	
小計									145	71				145	0				130	4			
									0.774	0.379				0.774					0.694	0.021			
21	2	—	39		71	41	—	29		74	51	11	8	27	8	32	11	8	21	8		19	
22	—	〃			2	1	—	〃		22	24	19	〃	19	24	—	〃					61	59
23	2	—	〃		78	41	—	〃		58	51	1	—	〃	56	53	4	—	〃			38	
24	5	4	〃	4	6	—	〃			22	9	7	〃	7	33	88	70	〃	42			59	
25	43	33	〃	33	41	41	—	〃		58	51	—	〃		6	—	〃					38	
小計									145	0				135	34				105	50			
									0.774					0.720	0.181				0.560	0.267			
26	2	—	34		7	—	29			22	—	28		74	52	—							
27	77	61	〃	61	34	—	〃			58	51	—	〃		24	19	15						
28	—	〃			0	—	〃			22	14	11	〃	11	7	3	—						
29	—	〃			80	46	—	〃		58	51	12	9	〃	9	64	52	—					
30	—	〃			12	—	〃			22	—	〃		56	24	—							
31	—	〃			—	〃				58	51	—	〃		52	—							
小計									174	0				168	20								
									0.907	0.326				0.747	0.089								

表一〇

水田の有効雨量算出

田面有効雨量は雨量のうち利用の上限および下限をきめておき雨毎に集計する。

その場合、原則として

1. 下限は、日雨量5mm以下は0とみる。
2. 1雨についてその80%を有効利用可能とする。
3. 田面貯溜の最大は50mm~150mmで80mm程度が標準であらう。  
(利用上限)……なお有効雨量の範囲は利用上限の80%とする(地形、利用方法、その他においてきめる)

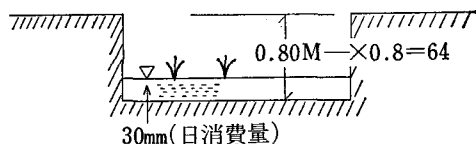
〔例〕 田面貯溜(利用上限)を80mmとする。

(減水深)……30mmとする。

日	① 降雨量 mm	②=①×80% 利用可能量 mm	③ 前日からの 残水量 mm	④ 日消費量 mm	⑤ 有効雨量 mm	⑥ 補給水量 mm	摘要
1	30	24	—	30	24	6	} 単独雨量
2	—	—	—	30	—	30	
3	30	24	—	30	24	6	
4	100	80	—	30	(80×80%) 64	} 連続雨量	
5	50	40	(64-30) 34	30	30		
6	—	—	(64-30) 34	30	—		
7	—	—	(34-30) 34	30	—		26

∴ 有効雨量は利用上限——(前日有効雨量-前日消費量)の範囲内

〔解説〕



1. 上記4日目について(前日からの残水量なし)  
降雨量 $100 \times 0.8 = 80\text{mm}$ (利用可能量)  $80 \times 0.8 = 64$ (上限すなわち有効雨量の範囲)  
有効雨量は $64\text{mm}$ となる

2. 5日目降雨量 $50\text{mm}$ について  
 $50 \times 0.8 = 40\text{mm}$ (可能量), 前日からの残水量=(有効雨量-日消費量)- $(64-30=34\text{mm})$ となる。  
故に,  $40\text{mm} + 34\text{mm} = 74 > 64$ で, その差 $10\text{mm}$ は無効雨量となり, 当日の有効雨量は,  $40 - 10 = 30\text{mm}$ である。

(S39.9.25 県営土地改良事業主任者会議資料より)

また、非輪番方式でも、前日または、前々日の降雨まで計算に入れる方法と、単日だけで計算する方法がある。

水田の場合は2方式であるが、貯溜方式は、畑地かんがいの場合の非輪番方式(前日の降雨を考慮に入れる方

法)に該当するものであって、水田を一種のタンクとしてその出し入れを行うものである。

単純方式は、畑地かんがいの場合の非輪番方式(前日の降雨を考慮に入れない方法)に該当するものであって、単日だけで計算する方法である。

表-11 水田かんがい有効雨量計算表

昭和33年

月 日	6 月 b=50			7 月 b=25			8 月 b=30			9 月 b=25			10 月 b=25				
	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量	雨量	計 算 式	有効雨量		
	c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)		c - b	a-(c-b)			
1	—	—	4	—	—	51	(0+41)-30=11	60-0=60	51×0.8=41	3	—	—	25	(0+20)-25=-5=0	60-0=60	25×0.8=20	
2	—	—	1	—	—	3	(11+0)-30=-19=0	60-11=49	0	—	—	—	—	—	—	—	
3	0	—	—	—	—	—	0	—	0	—	—	—	—	0	—	0	
4	—	—	0	—	—	5	(0+4)-30=-26=0	60-0=60	5×0.8=4	—	—	—	13	(0+10)-25=-15=0	60-0=60	13×0.8=10	
5	2	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12	(0+10)-25=-15=0	60-0=60	12×0.8=10	
6	—	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
7	8	(0+6)-50=-44=0	60-0=60	8×0.8=6	—	—	—	—	—	—	—	—	8	(0+6)-25=-19=0	60-0=60	8×0.8=6	
8	1	—	—	—	—	2	0	—	0	—	—	—	—	—	—	—	
9	—	—	—	—	—	49	(0+39)-30=9	60-0=60	49×0.8=39	0	—	—	—	—	—	—	
10	15	(0+12)-50=-38=0	60-0=60	15×0.8=12	—	—	(9+0)-30=-21=0	60-9=51	—	—	—	—	—	—	—	—	
11	25	(0+20)-50=-30=0	60-0=60	25×0.8=20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
12	—	—	—	—	—	2	0	—	0	—	—	—	—	—	—	—	
13	—	—	—	—	—	200	(0+60)-30=20	60-0=60	60	13	(0+10)-25=-15=0	60-0=60	13×0.8=10	—	—	—	
14	—	—	—	—	—	70	(30+30)-30=30	60-30=30	30	—	—	—	—	9	(0+7)-25=-18=0	60-0=60	9×0.8=7
15	—	—	—	—	—	30	(30+24)-30=24	60-30=30	30×0.8=24	—	—	—	—	21	(0+16)-25=-9=0	60-0=60	21×0.8=16
16	—	—	—	—	—	—	(24+0)-30=-6	60-24=36	—	3	—	—	—	—	—	—	
17	—	—	—	—	—	2	—	—	0	—	—	—	—	24	(0+19)-25=-6=0	60-0=60	24×0.8=19
18	—	—	—	—	—	9	(0+7)-30=-23=0	60-0=60	9×0.8=7	0	—	—	—	1	—	—	
19	—	—	—	—	—	23	(0+18)-30=-12=0	60-0=60	23×0.8=18	1	—	—	—	—	—	—	
20	—	—	—	—	—	8	(0+6)-30=-24=0	60-0=60	8×0.8=6	—	—	—	—	0	—	0	
21	—	—	—	—	—	—	—	—	0	1	—	—	—	11	(0+9)-25=-16=0	60-0=60	11×0.8=9
22	—	—	—	—	—	26	(0+21)-30=-9=0	60-0=60	26×0.8=21	1	—	—	—	4	—	—	
23	0	—	—	—	—	4	—	—	—	8	(0+6)-25=-19=0	60-0=60	8×0.8=6	—	—	—	
24	0	—	—	—	—	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
25	—	—	7	(0+6)-50=-44	60-0=60	7×0.8=6	1	0	—	—	—	—	6	(0+5)-25=-20=0	60-0=60	6×0.8=5	
26	—	—	25	(0+20)-50=-30	60-0=60	25×0.8=20	6	(0+5)-30=-25=0	60-0=60	1	—	—	—	—	—	—	
27	4	(0+39)-50=-11=0	60-0=60	49×0.8=39	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
28	1	—	—	—	—	—	8	(0+6)-30=-24=0	60-0=60	—	—	—	—	—	—	—	
29	3	—	—	—	—	—	47	(0+38)-30=8	60-0=60	—	—	—	—	—	—	—	
30	0	—	1	—	—	—	11	(8+9)-30=-13=0	60-8=52	—	—	—	—	—	—	—	
31	0	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7	(0+6)-25=-19=0	60-0=60	7×0.8=6	

a=水田湛水量上限(mm) b=1日の消費水量(mm) c=(前日よりのくりこし水量+当日の有効雨量)

c-b=翌日へくりこし水量

有効雨量は日雨量5mm以上80mmまでの80% 但し、湛水量より前日のくりこし水量を差引いた数値以内

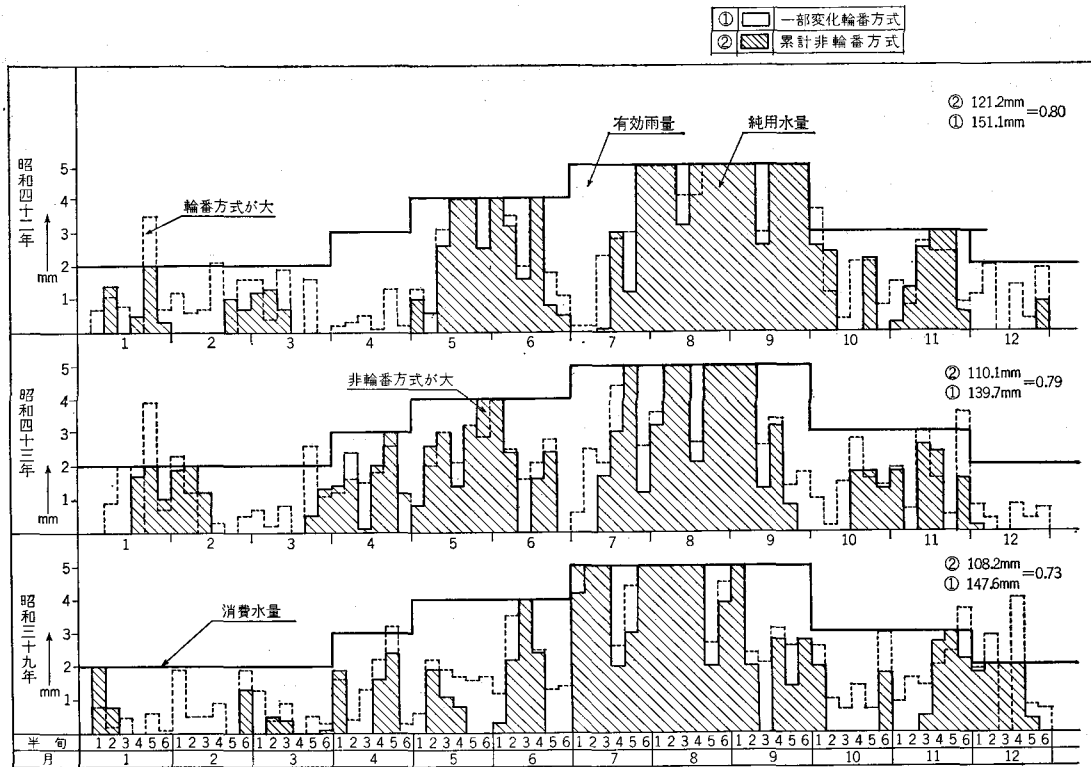
(菊池台地)

## 2. 各方式の比較

計算方式の違いによって、算出される有効雨量も当然異ってくる。畑の場合、かんがい間断日数を固定させれば、有効雨量は少なくなり、適宜、変化させれば無効雨量が少なくなって、有効雨量は少なくなることは、一般的に推察できる。かんがい日を適宜変化させ、完全に輪番方式と言えなくなった状態が非輪番方式であるが、その極限が累計非輪番方式であると言える。

したがって、水が多く水価の安い地域にあっては、水管理上からも定輪番方式が採られるだろうし、水が少なく水価の高い地域にあっては、水価の方が水管理費より高くなければ、水使用を少なくする努力がなされよう。したがって、計算方法もその実態を考慮して、それに合致した方式を採るべきことは言うまでもない。

図一は、一部変化輪番方式と累計非輪番方式を計算し、図表化したものである。一部変化輪番方式の方が、大略、2～3割位、有効雨量が少なくなる。現場では、



図一 純用水量比較グラフ（一部変化輪番方式，累計非輪番方式）

累計非輪番方式の方が合致しているように思われる。

単純非輪番方式の方は、むしろ概算に近いものであり、一般には、有効雨量が2倍も多くなる場合もあるが、計算は単純であり、調査に基づいた有効率を考慮すれば、計画の性質によっては、この方法を採用しても、支障はないのではないかと考えられるのである。

水田の場合の貯留方式は、水田を一種のタンクと考え、その出し入れを計算するものであり、単純方式は、畑の場合の単純非輪番方式と全く同じである。

## 3. 各方式の長所短所

畑地かんがいの場合の定輪番方式は、年間通じて、一定の間断日数でかんがいするものであるから、水管理は機械的に実施でき、降雨による土壤の水分を考慮してかん水するので、かん水量も少なくてすむ。しかし、間断

日数を長くしてよい時でも、一定の間断日数でかん水するので、労力費（管理費）は一般に多くかかる。この面を改良したのが、一部変化輪番方式でって、夏のかん水計画が、例えば、 $T.R.A.M = 40 \text{ mm}$ の時、日消費水量を5mmとすると、間断日数は、 $40 \text{ mm} / 5 \text{ mm} = 8$ 日であるが、冬は日消費水量が2mmの場合は、間断日数は $40 \text{ mm} / 2 \text{ mm} = 20$ 日、とするのである。この場合は、当然、数日後に降るべき雨量を考慮に入れないから、後日、雨が降っても有効となりやすく、かんがい水量としては、多く必要になる。

全変化輪番方式は、降雨の具合、土壤水分の状態によってかん水間断日数を変化させるものであるから、一個人の農地の場合には、水管理がうまくできて、多数の場合には困難である。しかし、水使用の面からは、合理的であるので、かん水量は少なくてすむ。この方式が無限

に合理的に実施される場合が、累計非輪番方式である。その点からは、実施不可能であるから理論的によくても、採用すべき計算法でないように考えられるが、計算された結果は、前記の方式より現場の実態に合致しているように考えられる。その理由は、有効雨量ないし純用水量の計算が、ある小さなかん水ブロックで考えられているからであり、大面積の場合は、累計非輪番方式の計算結果に収斂すると考えれば、この点は理解でき、広域水利の場合は累計非輪番方式の方がよいと考えられるのである。また、計算方法も単純でありこの点も利点といえる。

単純非輪番方式は、理論的には実情とかなり異なり、概算法であるが、もともと前記の計算方法のとおり、水管理が行なわれる保障はなく、計算方法も著しく複雑なこと、等を考慮すると有効率を考え、単純非輪番方式で算出したものを修正すれば、実用上は、支障がないと考えられるのである。

水田の場合も全く同様なことが言えるのである。計画業務の簡素化からは、今後、この方式を実用上支障のないものに整理する必要があると思われる。

#### 4. 計算法の紹介

前述した一部変化輪番方式と、累計輪番方式をコンピューターによって計算するために整理した計算方法を参考として紹介する。

計算方法(1) 累計非輪番方式

R(I): 降水量, R1(I): (仮) 有効雨量, R2(I): 利用可能量

$$R1(I) = \begin{cases} R(I) < 5 \text{ のとき } 0 \\ R(I) \geq 5 \text{ のとき } 0.8 \times R(I) \end{cases}$$

$$R2(I) = \begin{cases} R1(I) < TRAM \text{ のとき } R1(I) \\ R1(I) \geq TRAM \text{ のとき } TRAM \end{cases}$$

PE: 消費水量, DP: 純用水量, FC: 有効土壌水量, RE: 有効雨量

$$RE = FC + R2 - PE$$

$$FC < PE \text{ のとき } DP = PE - FC, RE = PE$$

$$FC \geq PE \text{ のとき } DP = 0, RE = FC$$

$$FC > TRAM \text{ のとき } RE = TRAM$$

計算方法(2) 一部変化輪番方式

間断日数Pは、消費水量をPEとすれば、 $P = TRAM / PE$ で求められるが、Pの値があまり大きくなると実用的でないので最大値 $P_{max}$ をあらかじめ決めておく。ふつう $P_{max}$ としては10日あるいは、12日程度が採用されているので、このプログラムでは $P_{max} = 12$ とした。

例えば、 $TRAM = 36.0$ 、1月の $PE = 2.0 \text{ mm}$ のとき

$$P = 36.0 / 2.0 = 18. > P_{max} \therefore P = 12$$

表-12

計算例 1958年1月1日~10日

日	R	R2	PE	RE	DP	FC
1	11.0	8.8	2.0		0.0	8.8
2	2.0	0.0	"		0.0	6.8
3	0.0	0.0	"		0.0	4.8
4	6.0	4.8	"		0.0	7.6
5	0.0	0.0	"		0.0	5.6
小計	19.0	13.6	—		0.0	
平均			2.0	2.0	0.0	$RE = PE - DP$
6	0.0	0.0	2.0			3.6
7	0.0	0.0	"		0.4	2.0
8	0.0	0.0	"		2.0	2.0
9	0.0	0.0	"		2.0	2.0
10	0.0	0.0	"		2.0	2.0
小計	0.0	0.0	—		6.4	
平均	0.0	0.0	2.0	0.7	1.3	

7月の $PE = 5 \text{ mm}$ のとき

$$P = 36.0 / 5.0 = 7.2 < P_{max} \therefore P = 7$$

圃場区分 $N\bar{o}$ はPが小さければ $N\bar{o} = P$ とすればよいが、 $P = 12$ のように大きいときは、かん水区分を12とするのは实际的でないので、 $N\bar{o}_{max}$ を決め $P > N\bar{o}_{max}$ のときは $N = N\bar{o}_{max}$ 、 $P \leq N\bar{o}_{max}$ のときは、 $N\bar{o} = P$ と決める。このプログラムでは $N\bar{o}_{max} = 6$ としている。

1回のかん水量IRの決定、土壌水量が0のときはIRは最大値となり、 $PI = PE \times P$ すなわち、消費水量×間断日数となる。したがって、 $IR = P1 - FC$ で計算される。

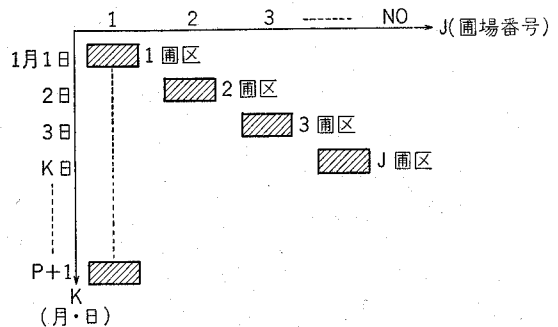


図-2 FCおよびIRの計算

図-2のごとく、第1圃区に第1日のかん水すれば、つぎのかん水は $P+1$ 日、つづいて $2P+1$ 日、……、 $np+1$ 日にかん水することになる。第2圃区では第2日、 $(P+2)$ 日、 $(2P+2)$ 日、……、 $(np+2)$ 日にかん水し、第J圃区ではJ日、 $P+J$ 日、 $(2P+J)$ 日、……、 $(np+J)$ 日となる。

さらに一般的に記せば、第1圃場に第K日にかん水したとすれば、つぎは、 $K+P$ ,  $K+2P$ , …… ,  $K+np$ , 第2圃区では、 $K+1$ ,  $K+1+P$ ,  $K+1+2P$ , …… ,  $K+1+np$ , 第J圃区では $K+J-1$ ,  $K+J-1+P$ ,  $K+J-1+2P$ , …… ,  $K+J-1+np$ となる。したがってかん水日の一般的表現は、かん水量IR(I)は、

$$\begin{array}{ccc}
 IR(1), & IR(J), & \dots\dots\dots IR(6) \\
 IR(P+1), & IR(P+J), & \dots\dots\dots IR(P+6) \\
 \vdots & \vdots & \vdots \\
 IR(K), & IR(K+J-1), & \dots\dots\dots \\
 \vdots & \vdots & \vdots \\
 IR(K+P), & IR(K+J-1+P), & \dots\dots\dots \\
 \vdots & \vdots & \vdots \\
 IR(K+np), & IR(K+J-1+np), & \dots\dots\dots \\
 \text{(第1圃区)} & \text{(第J圃区)} & \text{(第6圃区)}
 \end{array}$$

以上のことを一般的な流れ図で記すと図-3のごとくなる。

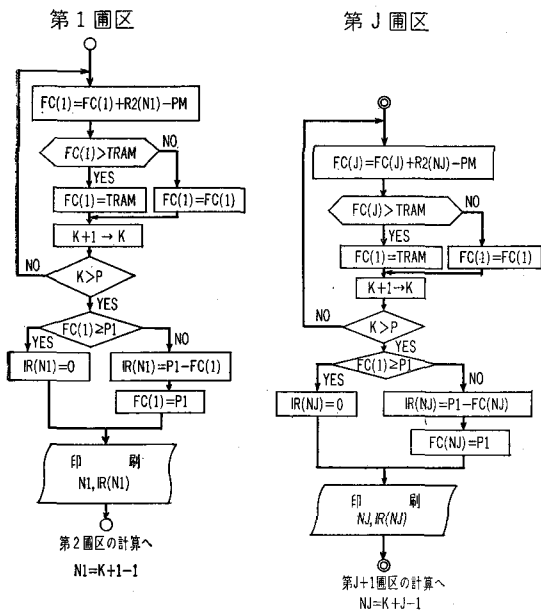


図-3

5. 畑のかん水の性格

畑のかん水量を論ずる場合に定量的には、

- ①日降雨量R
- ②作物の日消費水量DE
- ③土壌のTRAM
- ④かんがい間断日数の上限
- ⑤かん水圃区の数, 等

が影響しているから、これらの各要素がどの程度、有効雨量(かん水量)の因子となっているかを、定量的に把握しておくことが必要である。前述した一部変化輪番方式によって、コンピューターを用い数量的に各要素を変化させてみると、次のようなことがわかった。

(降雨資料は、宮崎県綾町(大淀川左岸)を使用している)ので、場所の違い(すなわち降雨資料の違い)によって、内容は若干異なると思われるが、各要素の影響は、次のとおりである。

1) TRAMとかん水量の関係

TRAMだけを変化させ、かん水量を計算すると、図-4のとおりとなり、TRAMすなわち土壌の保水力によってかなり異なることがわかる。

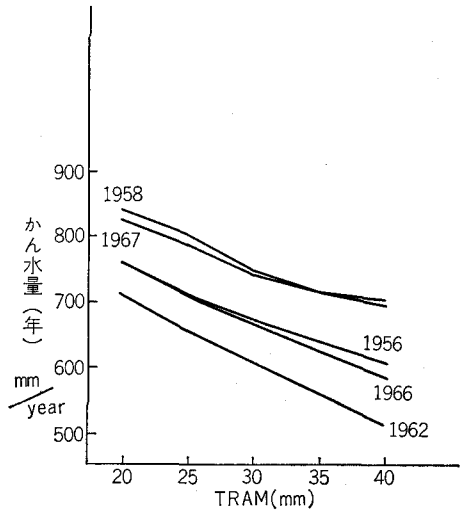


図-4 TRAMとかん水量

2) かんがい間断日数の上限とかん水量との関係

かんがい間断日数は、一定の方式によって決定されるが、その上限を変化させてみると、図-5のようにな

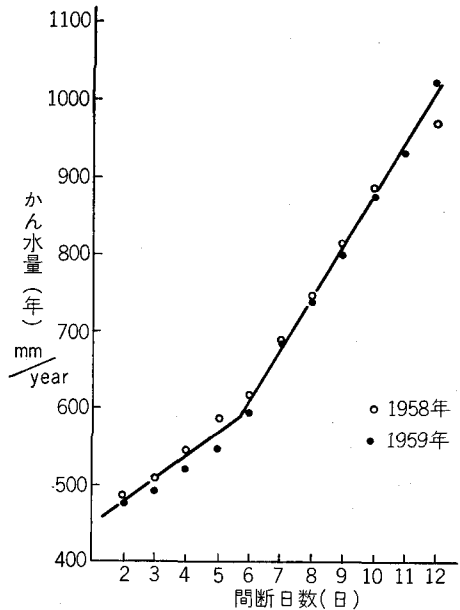


図-5 間断日数上限の変化とかん水量の関係

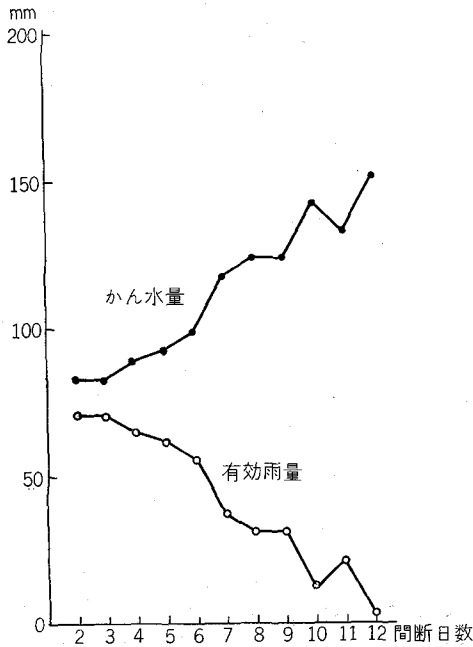


図-6 8月の消費水量と間断日数(上限)の関係

り、間断日数を短かくすれば、降雨の有効分が増加するので、かん水量が少なくてよいことを示している。(曲線となっているのは、降雨資料の特性と考えられ、資料が異なれば異った曲線になると考えられる)。

また、消費量のピークである8月についてみると、図-6に示すように降雨が少なくても、間断日数の変化によってかん水量が大きく変化する。

### 3) 降雨量, 有効雨量, 消費水量, かん水量と間断日数との関係

月別に、各間断日数に応じた有効雨量, 消費水量, かん水量を表示すると、図-7のとおりであって、間断日数によるかん水量の大小は、消費水量の大きい月程、大きく出ている。

#### あとがき

水田および畑の有効雨量の計算方法は、各種あり、実際のかん水方法もいろいろある。同じ計算方法でも、かん水方法によって、その中で使用する有効率は異なるはずである。またその反対の場合も同じと考えられる、ところが、現在は、当初に示したように一定の有効率0.80を使用し、固定化しているため適切を欠く場合が多い。

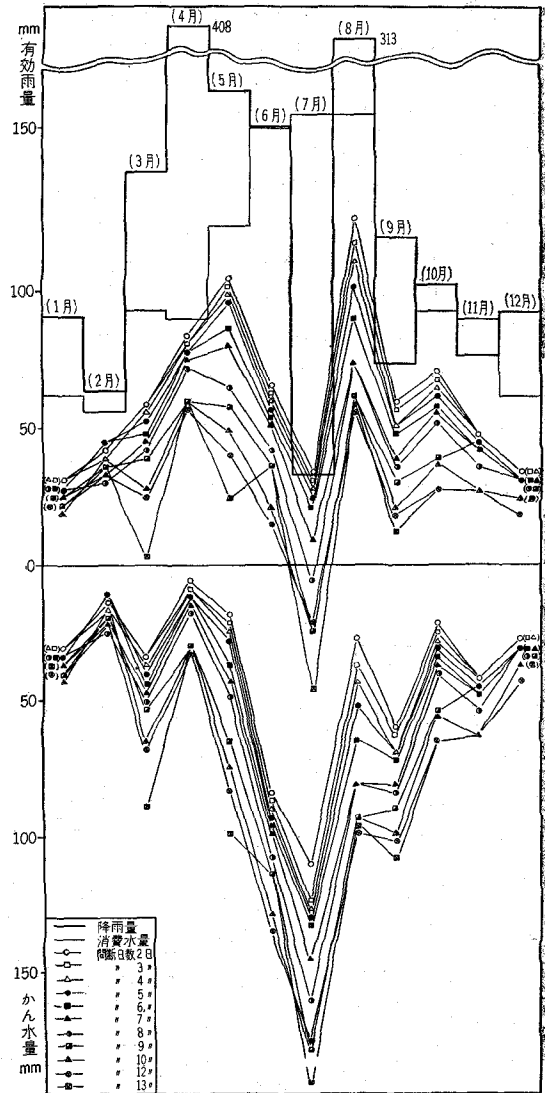


図-7

計算方法, かん水方法等に応じた有効率を調査の上, 決定する必要がある。

また、畑では、5 mmからTRAMまでを有効とし、水田では、5 mmから80 mmまでを有効としているが、これらの数値の妥当性をもっと調査することも重要であると考えられる。

最後に、この資料の整理にあたって、資料の提供をしていただいた方々に感謝の意を表したい。



# 利根川河口堰の管理について

君 塚 昂\*

## 目 次

I 利根川河口堰の概要.....(25)	IV ゲート開度の決定方法.....(32)
II 堰操作の基本原則.....(27)	V 自動制御システムの構成.....(33)
III 堰操作形態と塩分の挙動.....(29)	結 び.....(36)

### I 利根川河口堰の概要

利根川下流域は、河川改修工事の進展と首都圏の重要な用水源である利根川水系の水需要量の急激な増加等により、太平洋の海水の遡上が甚だしく、特に、濁水が統

くと河口から50軒(感潮区間は約80軒)上流にまで達し、この区間で取水している農業用水(両総用水, 大利根用水等)かんがい面積約30,000ha)ならびに水道用水(一市二町)は絶えず塩干害の危険にさらされていた。

\* 水資源開発公団本社計西部課室課長

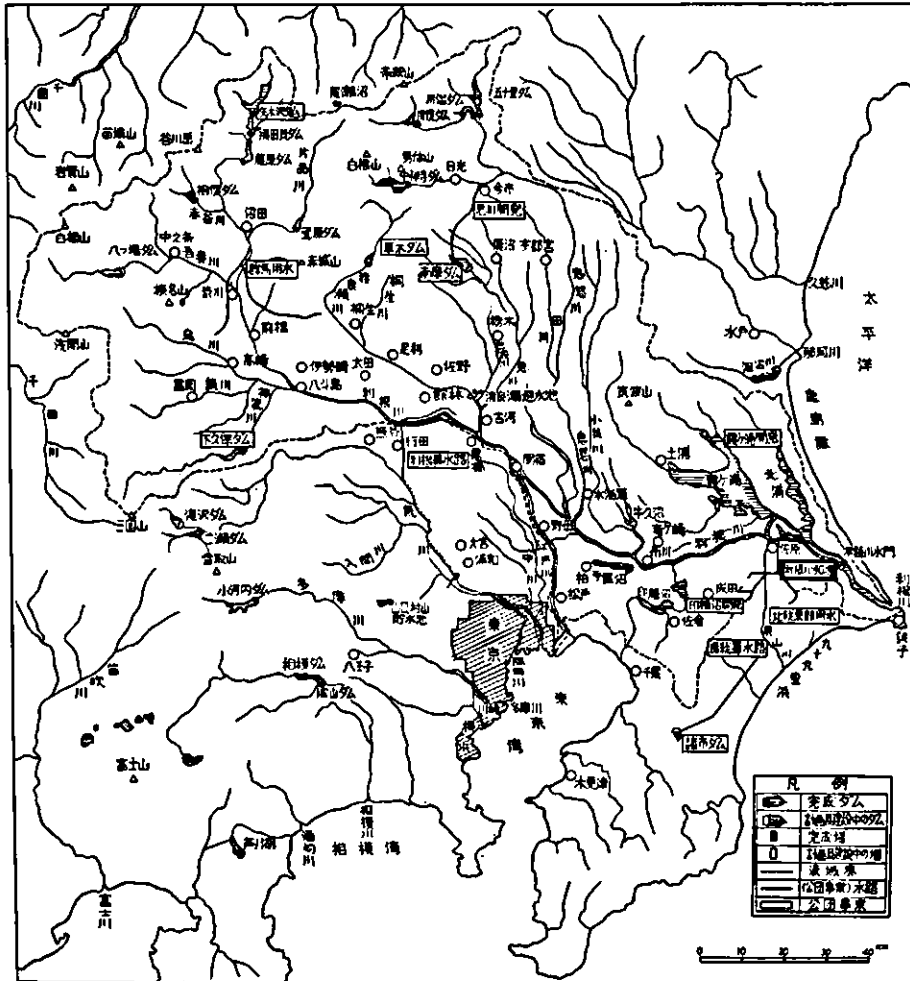


図-1 利根川水系流域一覽図

この様な状態に対処し、政府は昭和39年10月に利根川水系の水需給の見通しとその目標を定めた「利根川水系水資源開発基本計画」を改訂し(註※)。その一環として「利根川河口堰」を河口から18.5軒上流地点に建設することを決定し、昭和40年1月、これを水資源開発公団に

指示した(註※)。

1 諸元  
 工期 自：昭和40年12月  
 至：昭和46年6月  
 建設費 128億円

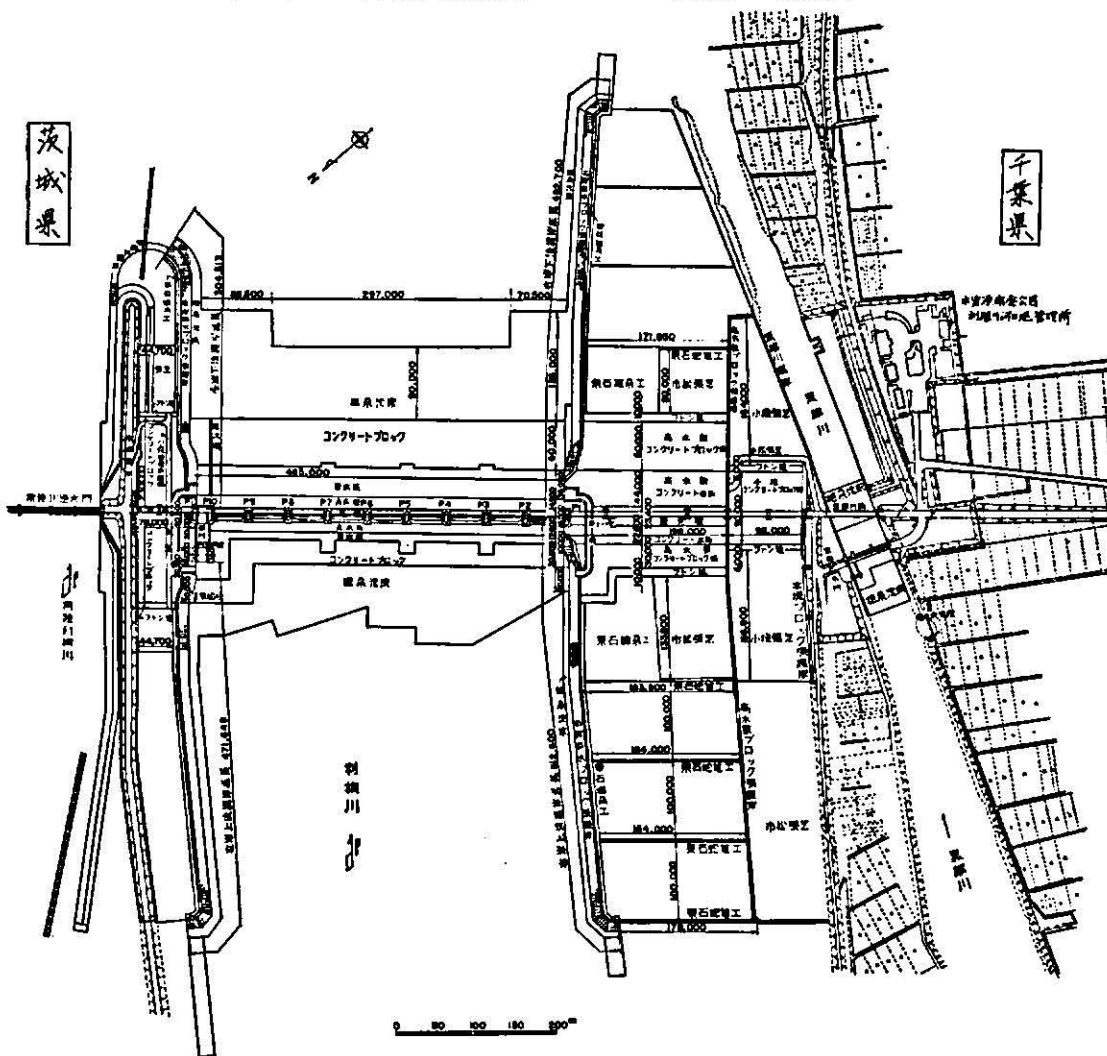


図-2 利根川河口堰平面図

## 2 施設の目的

### 2-1 河川の機能維持等

利根川河口堰の設置および黒部川水門の改築によって利根川下流部における塩害の防除をはかるとともに、堰の上流側の水位、河川の流量および河口の潮せきに応じて可動堰を操作することによって流水の正常な機能を維持し、公利の増進と公害の除去をはかる。

註※ この基本計画は其の後昭和45年7月に全面変更されて今日に至っている。

註※※ この実施方針の指針は其の後昭和46年2月に変更され、新たに黒部川水門の改築が追加されて工事は竣工した。

写真1, 2は巻頭口絵に掲載

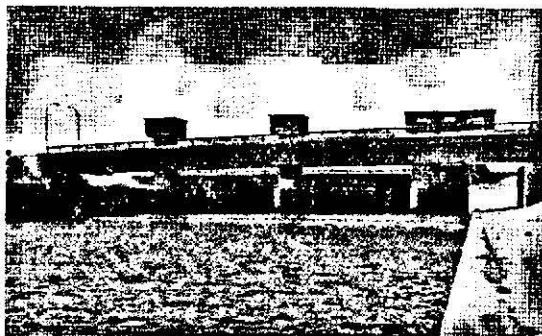
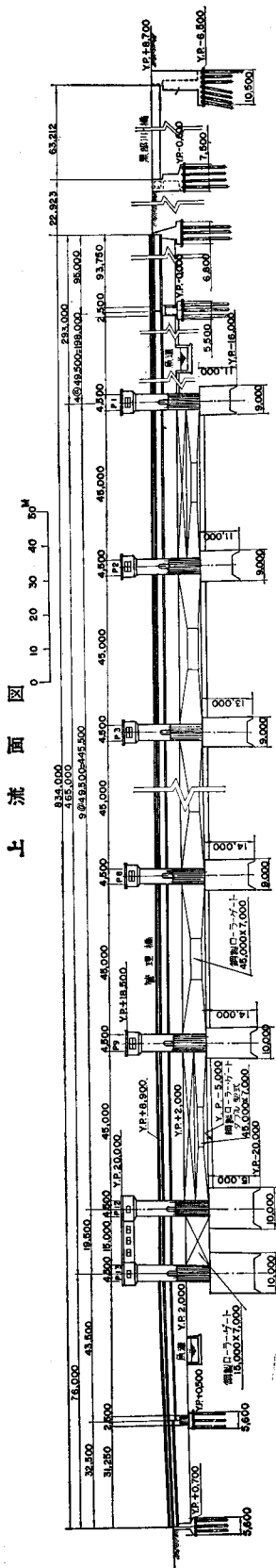


写真-3 黒部川水門(手前河口堰管理橋管理所)

表一 各都県別、用水別水配分量

水道用水			工業用水		農業用水
東京都	千葉県	埼玉県	東京都	千葉県	平均
10.63m <sup>3</sup> /s	3.48m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s 1.15	3.38m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s 1.24	北総東部(千葉県)
					2.50m <sup>3</sup> /s

銚子市0.12m<sup>3</sup>/s



図一 利根川河口堰上流断面図

また、黒部川水門の改築によって黒部川の洪水疎通能力の増大をはかる。

### 2-2 新規利水

利根川河口堰の設置および黒部川水門の改築によって表一の供給を可能ならしめる。

### 3 貯水、放流、取水または導水に関する計画

利根川河口堰は、利根川下流部において塩害のおそれがある場合、門扉の操作によって、塩水の遡上を防止するとともに、新たに水道用水および工業用水として毎秒 20 m<sup>3</sup> を、また、必要に応じて堰上流側水位を YP(+ )1.10m から YP(+ )0.80 m の間の容量最大約 5,000,000 m<sup>3</sup> を利用して北総東部用水

(新規農業用水) の必要水量の一部としてかんがい期(4月26日から9月15日の間)平均毎秒2.5m<sup>3</sup>を確保する。

この場合、操作時の堰上流側水位は、YP(+ )1.30m からYP(+ )0.80mの間で変動させる。

なお、堰の操作は、堰上下流の水利ならびに水産資源に及ぼす影響を極力小ならしめるよう行なう。

## II 堰操作の基本原則

利根川河口堰の操作を要約すれば、潮位の変動、河川個有流量の変動および堰上流部の塩分の挙動を考慮しつつ、各地点の塩分濃度分布をコントロールして理想的な形(上層部は利水の取水に支障をきたさない程度に薄く、河床部は水産資源保護のため魚貝類の生息に必要な程度の塩分を有する状態)に保持すること。また、堰上流側水位を貯水状態とはせず、設定巾に規制して変動させることを目標とし、各時刻の各種門扉の開度を適正に決定することである。

### 1 目標塩分濃度

堰上流部の最下流取水地点である阿玉川閘門(河口から26軒上流、即ち堰から7.5軒上流地点で、この閘門により利根川本川の水が黒部川にくみ入れられ、この水を大利根用水 7,000ha、Q = 10.33m<sup>3</sup>/sec および銚子市水道用水等々が取水している。)地点の上層部(YP(- )0.50m)の塩素イオン濃度を500PPM程度以下に規制することを目標とする。

#### 〔註一〕

塩害防除については、農業用水として使用可能な程度に水質の改善をはかるものであり、水稻の成育経過中における塩素イオン濃度の許容限界としては、千葉県農業試験場の調査結果によれば、表一2の如くである。

#### 〔註二〕

黒部川に取水地点をもっている大利根用水土地改良区を始め15の組合と2市8町の受益団体により構成されている「黒部川淡水化導入事業受益者団体連合会」の従来取水状況によると、播種期、出穂期は、500

表一 2 水稻成育期別許容塩分濃度

稲の成育経過	苗代植付期	分けつ(穂ばらみ)期	出穂成熟期
安全な許容限界	PPM 600	PPM 1,200	PPM 1,500
標準時期	5月15日		7月10日

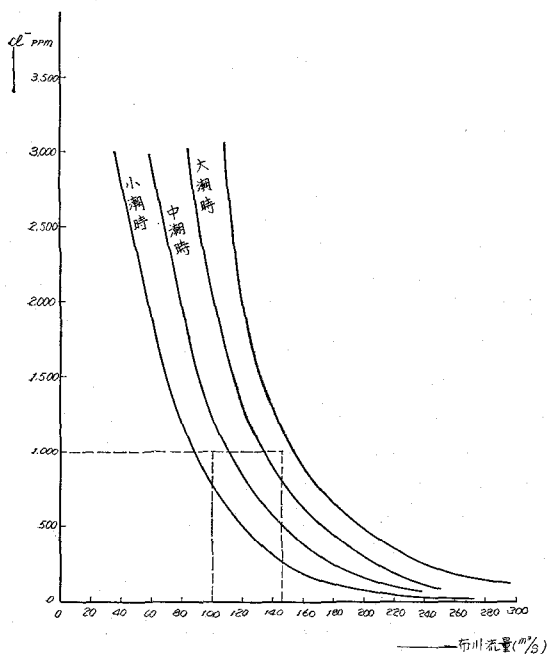
PPM, その他の期間は 1,000 PPM を取水限界として揚水機運転を行なって来た。

〔註一 3〕

新規利水に含まれた銚子市の水道用水(0.12m<sup>3</sup>/sec)については、河川管理者(建設大臣)からの「水利使用許可通知」の中で、「取水すべき流水は海水を含むことがあるものとする」となっており、当河口堰としても水質規制の対象とはしないこととした。

## 2 堰操作対象流量

河口堰建設以前の利根川下流域の「河川固有流量～塩素イオン濃度」の相関々係は図一 4 の如くであり、このデータから推定し、



図一 4 河川固有流量～塩素イオン濃度の相関図  
(河口堰地点上層)

- (1) 堰地点流入量が大潮時 150m<sup>3</sup>/sec, 小潮時 90m<sup>3</sup>/sec 以上においては堰を開放する。(註※)
- (2) 堰地点流入量が大潮時 150m<sup>3</sup>/sec, 小潮時 90m<sup>3</sup>/sec

註※ 堰地点流入量とは「布川地点流量」-「既得水利権(40m<sup>3</sup>/s.)」  
大潮時, 小潮時の判定基準は干満差水位 1.00m を上まわる時大潮, 下まわる時小潮とする。

sec 以下においては堰を操作する。

- (3) 堰地点流入量が前記対象流量を上廻る場合でも、目標地点の塩素イオン濃度が制限値(500 PPM)を越えるような場合は堰を操作する。

## 8 堰通過順逆流量比

堰上流部の塩素イオン濃度を規制するための物理量とは、順流時における塩水フラッシュの力(堰通過順流量)と逆流時における塩水の浸入量(堰通過逆流量)との比、即ち、堰地点の順逆比と考えられる。然るに、利根川下流域においては好塩気性の魚貝類(アユ, ウナギ, サケ, マス, スズキ, ヤマトシジミ註※等々)等水産資源が豊富なため、堰を完全に閉鎖することはせず、ある程度の塩水を逆流させるとともに、魚類の遡上・降下のためにゲート天端に必要最少限の越流水深を確保する必要がある。そこで、堰上流部の塩水層を目標地点の取水口敷高(YP(-)1.20m)以下の深度に押えるための順逆比を模型実験結果および不定流計算結果から検討し、堰通過順流総量と逆流総量との比が 5 : 1 以下となるように逆流量を調節する。

## 4 堰下流河川維持流量の放流

堰通過順流総量から堰通過逆流総量を差し引いた値の日平均が 30m<sup>3</sup>/sec 以上になるように、堰下流河川維持流量を順流時開扉放流するが、現在のところ河口堰では貯溜操作は行なわないので、上流からの堰地点流入量はそのまま堰下流銚子河口に放流されることとなり、上流地域からの流量が 30m<sup>3</sup>/sec を下廻るような異常温水時を除き、自ら堰下流河川維持流量は満足されるものである。

## 5 堰上流部の水位

堰を操作した時、既設用水の取入及び内水排除等に対し、過去の状況を大きく変化させることは好ましくないため、堰附近の現況平水位 YP(+ )1.10m を標準水位とし、下限水位は利水の限界と考えて堰地点における現況平均水位 YP(+ )0.80m, 上限水位は隣接する霞ヶ浦の貯溜上限水位 YP(+ )1.30m に合致させることとし、堰操作中における堰上流 0.5 秆地点(河口より 19 秆地点)での水位を標準 YP(+ )1.10m とし、YP(+ )1.30m ~ (+ )0.80m の間で水位変動させる。

## 6 ゲート操作の形式

ゲートは、純径間 45m の鋼製ローラー・ゲート 9 門とし、その内、左右両サイド 1 門づつはダブル・リーフ型、残り 7 門はシングル型である。

ゲートの基本操作形式は次の如く 3 形式とする。

〔操作一 1〕

順流, 逆流共にダブル・ゲートの越流とする。この操作形式は堰上流側の貯溜塩水量が比較的少ない場合

註※ ヤマトシジミの生息に適する塩素イオン濃度は 5,000 PPM ~ 8,000 PPM である。

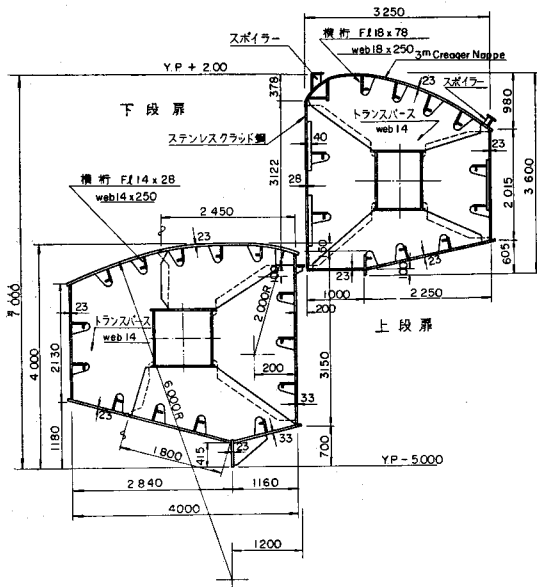


図-5 ダブル・ゲート断面図

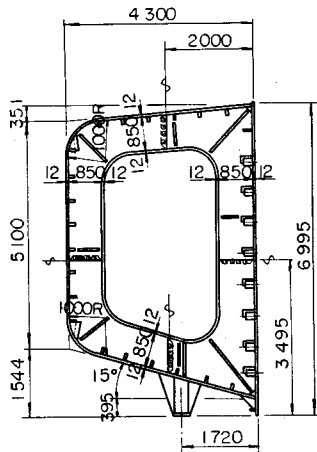


図-6 シングル・ゲート断面図

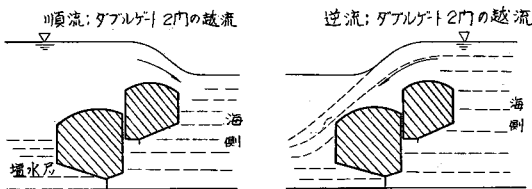


図-7 ゲート操作-1

に用うる。

〔操作-2〕

順流時はシングル・ゲートの潜流，逆流時はダブル・ゲートの越流とする。この操作形式は堰上流側の貯溜塩水量が多くなり，利水に支障をきたすおそれがあるため，これを減少させる場合に用うる。

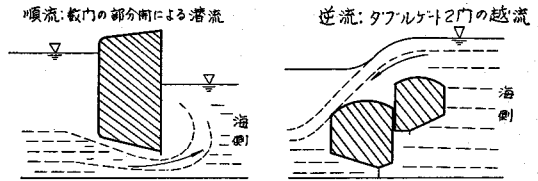


図-8 ゲート操作-2

〔操作-3〕

逆流は全門全閉，順流時上流側に貯溜された水をシングル・ゲートの潜流にて放流する。この操作形式は異常濁水等で著しい塩害が発生するおそれがある場合に用いる。

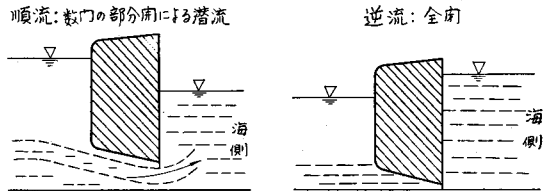


図-9 ゲート操作-3

### III 堰操作形態と塩分の挙動

#### 1 塩分遡上の現況

一般に感潮河川の下流部においては，その河川の河道特性や水理特性によって独自の感潮現象が生ずるが，利根川下流部においても感潮区間は河口から約80軒にまでおよび，塩水は50軒附近まで遡上する。

塩水の遡上は水理諸量の特性と密接な関連をもつもの

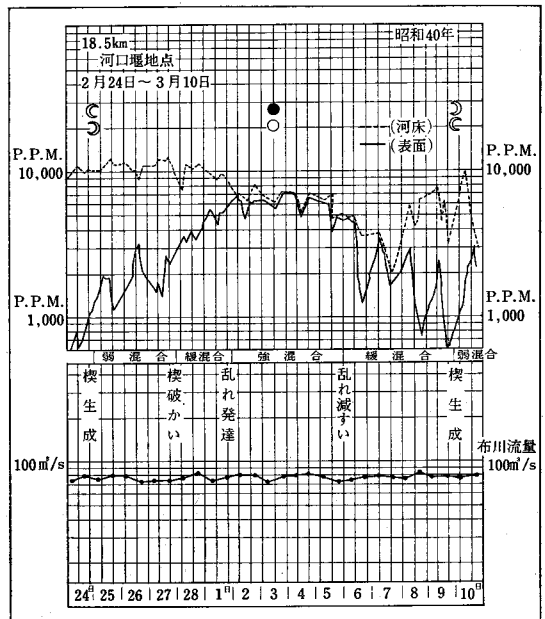


図-10 塩素イオン濃度推移曲線

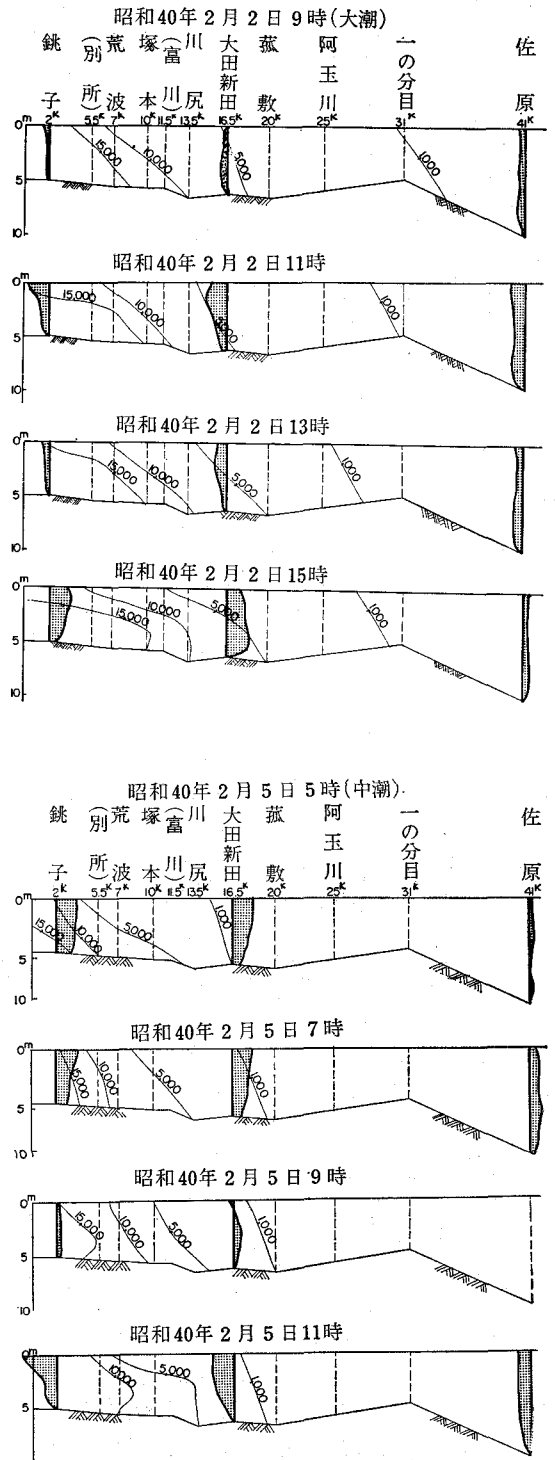
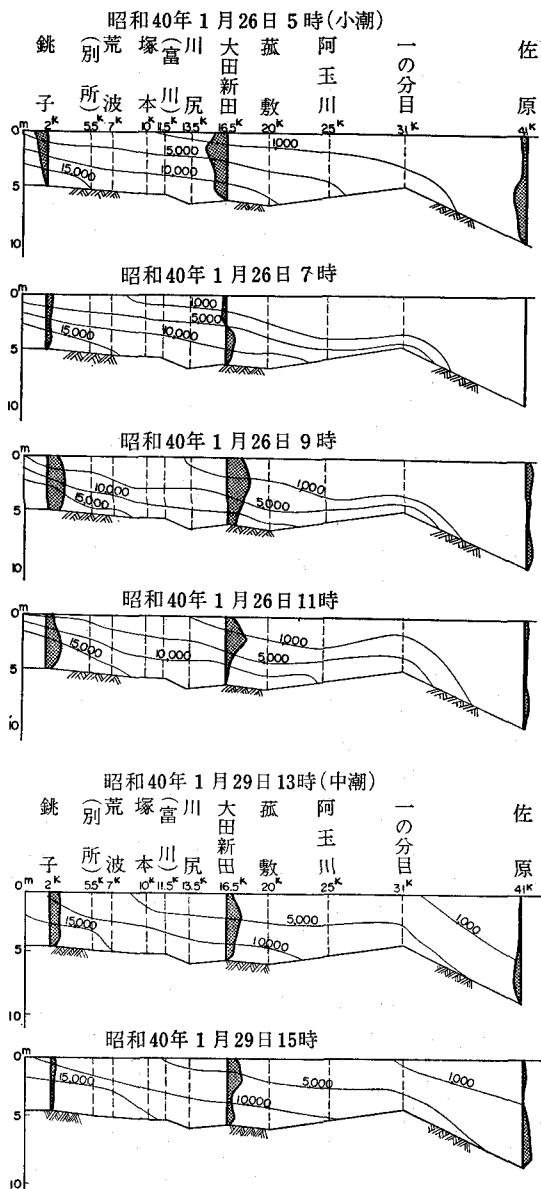
であるが、感潮河川の水利現象は河川の個有流量および河口端の潮せき変化が非定常的なものであるため、時間的にも場所的にも常に変化しており、従って塩分の挙動も非定常的な様相を見せる。

利根川下流部の塩分の遡上は、マクロ的に見た場合はほぼ半月を周期とする変動を繰り返しているが、河川の個有流量が比較的安定した月令一周期間についての塩分の遡上の概況を示せば図-10の如くである。

即ち、先づ弱混合型を示す小潮時から緩混合型の中潮時にかけて塩分の遡上が著しく、続く大潮時にかけて強混合型へと移行する。強混合型となった大潮時に後退を始め中潮時までこの現象を持続し、この中潮時に塩水楔はもっとも後退する。更に、中潮時から小潮時にかけて

弱混合型に復しつつ遡上過程に移行し、一周期を終了する。

図-11は堰なしの状態、各月令にみられる代表的な遡上形態を示す。



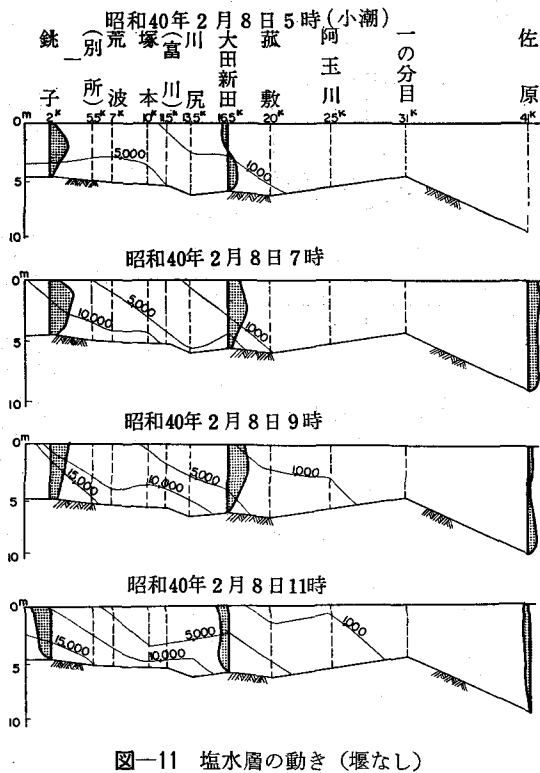


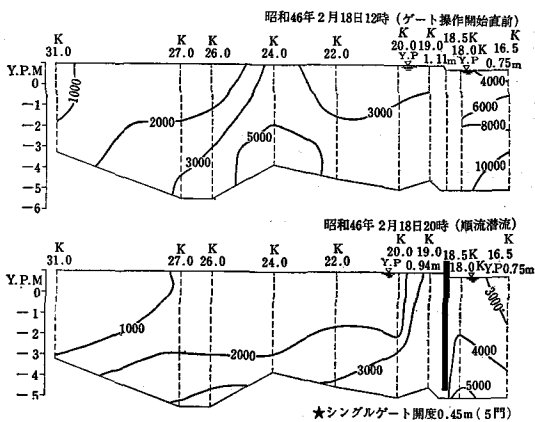
図-11 塩水層の動き (堰なし)

## 2 堰操作に伴う塩分の挙動

堰操作に伴う塩分の分布状態については図-12に示すとおりであるが、一般的に言えば、ゲートの開閉の影響を直接受ける堰の近傍(18.5秆~20.0秆)を除けば、堰操作を開始して2日程度経つと堰下流側においては二層状態を呈すると言える。

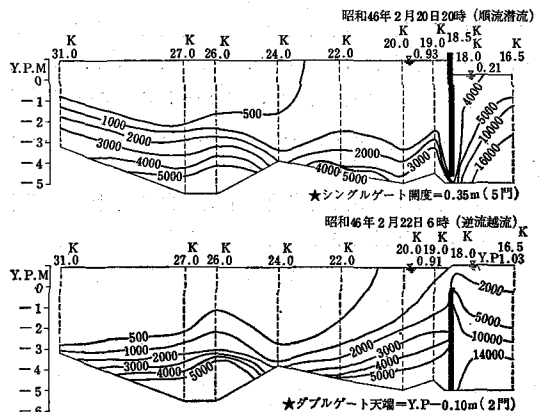
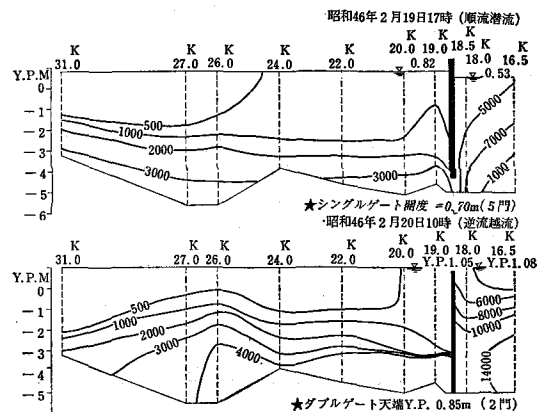
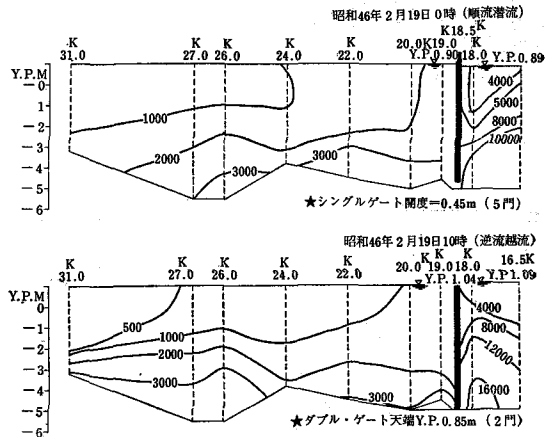
また、塩水の遡上におよぼす河床勾配の影響はかなり顕著に現われており、24秆地点を境として、順流時には特に等濃度線の勾配が逆転しているのが見受けられる。なお、河床が凹地状になった区間には塩水が貯溜される傾向が見られる。

順・逆流時における等濃度線の勾配を比較すると、



18.5秆~24.0秆区間については順流時はほぼレベルであるのに対し、逆流時は上流に向かってかなりの勾配を有しており、逆流時越流した塩水が密度流の動きをして河床をもぐるように侵入して行く様相がうかがわれる。

一方、24秆より上流においては順流時は下流側に向けた勾配を持っているが、これは上層の水の動きによって河床部の塩水がひきづられるようにして動くためと考えられる。これに対し逆流時は24秆より上流では塩水はほぼレベルの状態で侵入していくようである。



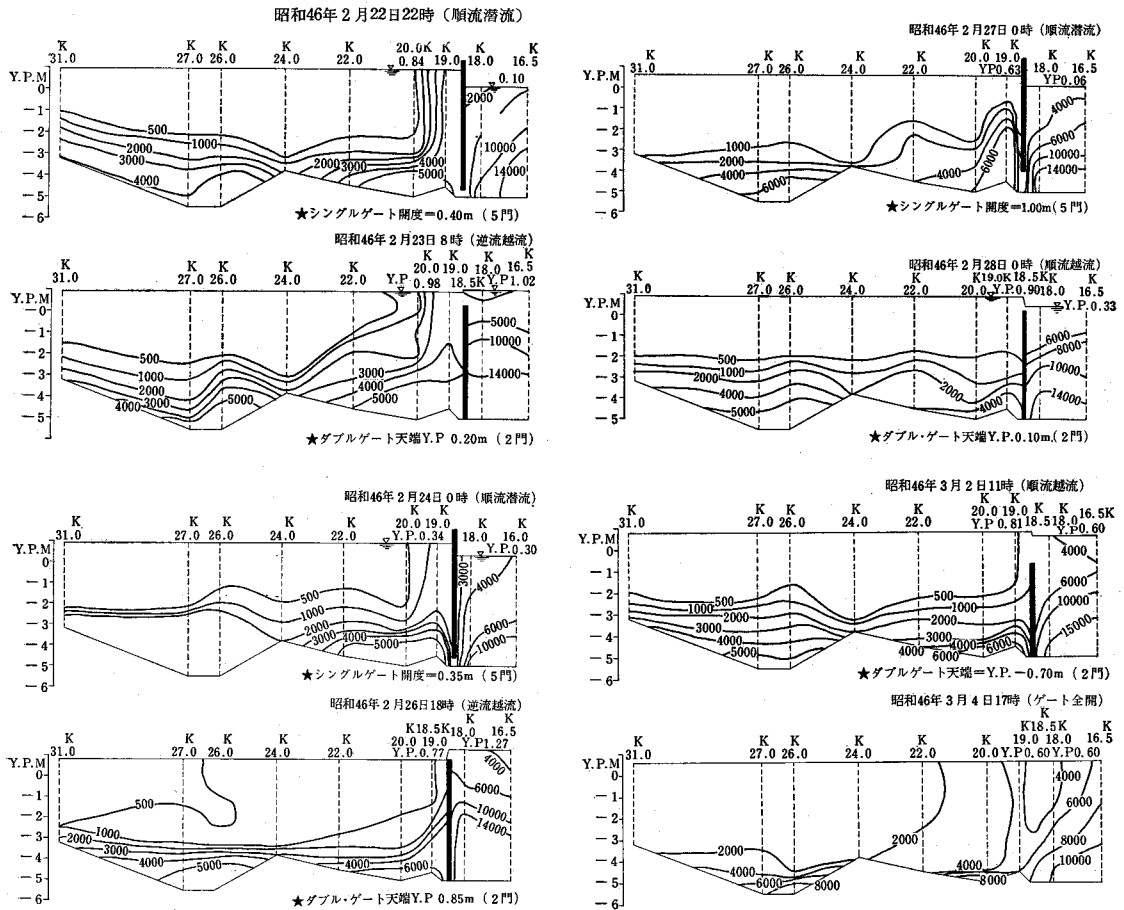


図-12 堰操作に伴なう塩分の動き

#### IV ゲート開度の決定方法

開度決定にあたっては、

- ① 堰上流(19軒地点)水位がYP(+) $1.30\text{m}$ ～YP(+) $0.80\text{m}$ の範囲におさまること。
- ② 潮位一周期(=24.5時間)にわたる順逆総流量比が5:1以下になること。

の二つの条件を満足させる開度にしなければならない。そのため、目標値と実測値を比較し偏差を修正するフィードバック制御では、この河口堰地点はレスポンスが大きいため有効でない。従って、フィードフォワード制御(予測制御)を主体として、そのうえに補正制御を組み合わせたものとせざるを得ない。

なお、潮位および河川流量が非定常的に変動する感潮河川において上記条件を満足させるような水理計算法として不定流計算により堰上流水位および堰地点流量を予測する「開度予測計算」を行ない、一周期分のゲート開度を予測しておき、実測水位との偏差が一定量を越える度毎に「開度修正計算」により予測ゲート開度を修正することとした。

#### 1 開度予測計算

##### 1-1 開度予測計算実行時点

一周期終了後或いは操作形式(操作-1, -2, -3)が変更される度に、その時点以降の潮位一周期について行なうものとする。なお、計算のスタート時点は常に順流開始時点とする。

##### 1-2 河口潮位の予測

不定流計算を行なうに当たって、境界条件として河口端潮位および上流端流量が必要となる。従って、河口端潮位の予測方法としては銚子天文潮位に前日の天文潮位と実測潮位の偏差(満干潮位及び時刻)を加味して本日分の満干潮位、時刻を求め、満干の間を余弦曲線で結び本日の予測潮位とする。

##### 1-8 不定流計算による開度試行計算

開度試行は、堰上流水位をYP(+) $1.30\text{m}$ ～YP(+) $0.80\text{m}$ の範囲におさめるための第1回試行計算と、順逆流量比を5:1以下にするための第2回試行計算とからなっている。

第1回の試行で既に順逆流量比の条件をも満たしている場合は第2回の試行は省略される。



なお、ゲート開度は一順流或いは一逆流中は一定開度  
に保ち、何段階にも変化させることはしない。また、開  
度試行に当っては計算条件を満足するものの中、順逆時  
とも最大開度となるように行なう。

## 2 開度修正計算

堰上流の予測水位と実測水位との偏差が一定量を越え  
る度毎に行なうものであるが、この偏差量としては10cm  
程度を考えている。計算方法としては、堰上流部を貯水  
池と考え、水位～容量曲線を用いて水理計算を行なうも  
ので、計算条件及び開度試行法は開度予測計算の場合と  
同一である。

修正計算の主なる内容は、

- ① 個有流量の修正。
- ② 予測潮位の修正。
- ③ 開度試行計算

の三つである。

## 3 堰地点流量計算式

### 3-1 制水門（シングル・ゲート）潜流

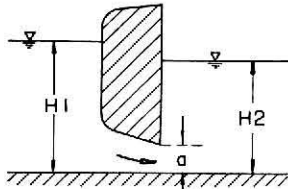


図-13 制水門（シングル・ゲート）潜流

$$Q = m \cdot a \cdot B \sqrt{2g(H_1 - H_2)}$$

$$m = 0.593 + 0.13 a$$

$$B = 45.00 \text{ m}$$

### 3-2 調節門（ダブル・ゲート）潜流

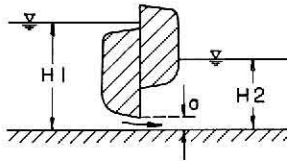


図-14 調節門（ダブル・ゲート）潜流

$$Q = m \cdot a \cdot B \sqrt{2g(H_1 - H_2)}$$

$$m = 0.553 + 0.14 a$$

$$B = 45.00 \text{ m}$$

### 3-3 調節門（ダブル・ゲート）完全越流 ( $h_2 < \frac{2}{3}h_1$ の場合)

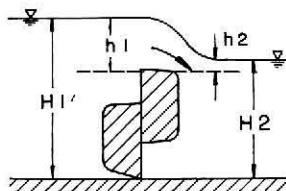


図-15 調節門完全越流

註 計数は模型実験による。

$$Q = C \cdot B \cdot h_1^{3/2}$$

$$C = \begin{cases} 1.84 & (\text{順流時}) \\ 1.88 & (\text{逆流時}) \end{cases}$$

$$B = 43.60 \text{ m}$$

### 3-4 調節門（ダブル・ゲート）もぐり越流 ( $h_2 \geq \frac{2}{3}h_1$ の場合)

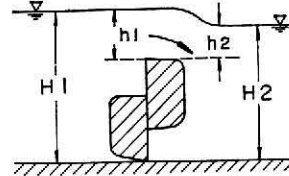


図-16 調節門もぐり越流

$$Q = m B h_2 \sqrt{2g(H_1 - H_2)}$$

$$m = \begin{cases} 0.875 & (\text{順流時}) \\ 0.785 & (\text{逆流時}) \end{cases}$$

$$B = 43.60 \text{ m}$$

## 4 ゲート操作の手順

図-17 ゲート操作の流れ図（次頁参照）

## V 自動制御システムの構成

### 1 データ収集項目及び地点

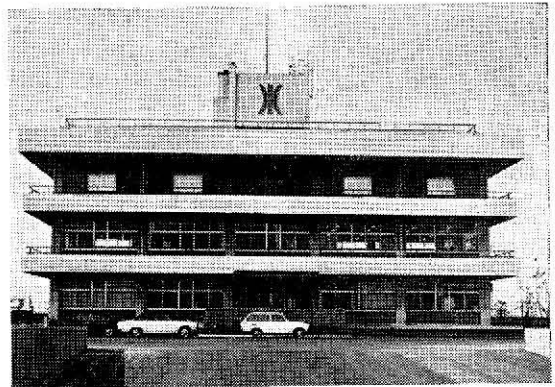


写真-4 管理所本館

ゲート制御に用いる実測データとしては、塩素イオン  
濃度35量、水位8量、ゲート開度15量の合計58量であ  
る。データの測定間隔は通常10分間単位であるが1時間  
毎にすることも可能である。

なお、測定器具については特に塩分濃度計が問題とな  
るが、建設事中から5ヶ年間にわたり数種類（新・中  
古品併用）の器具について試用試験および精度試験を実  
施検討の結果、鶴見精機工作所の電磁誘導式電導度計を  
採用した。

### 2 システム構成の概要

本システムは、電子計算機FACOM270-20(16kw)  
を中心とする自動制御装置及び利根川河口堰一帯に計12  
ヶ所設置された無線ロボットテレメーターならびに連続

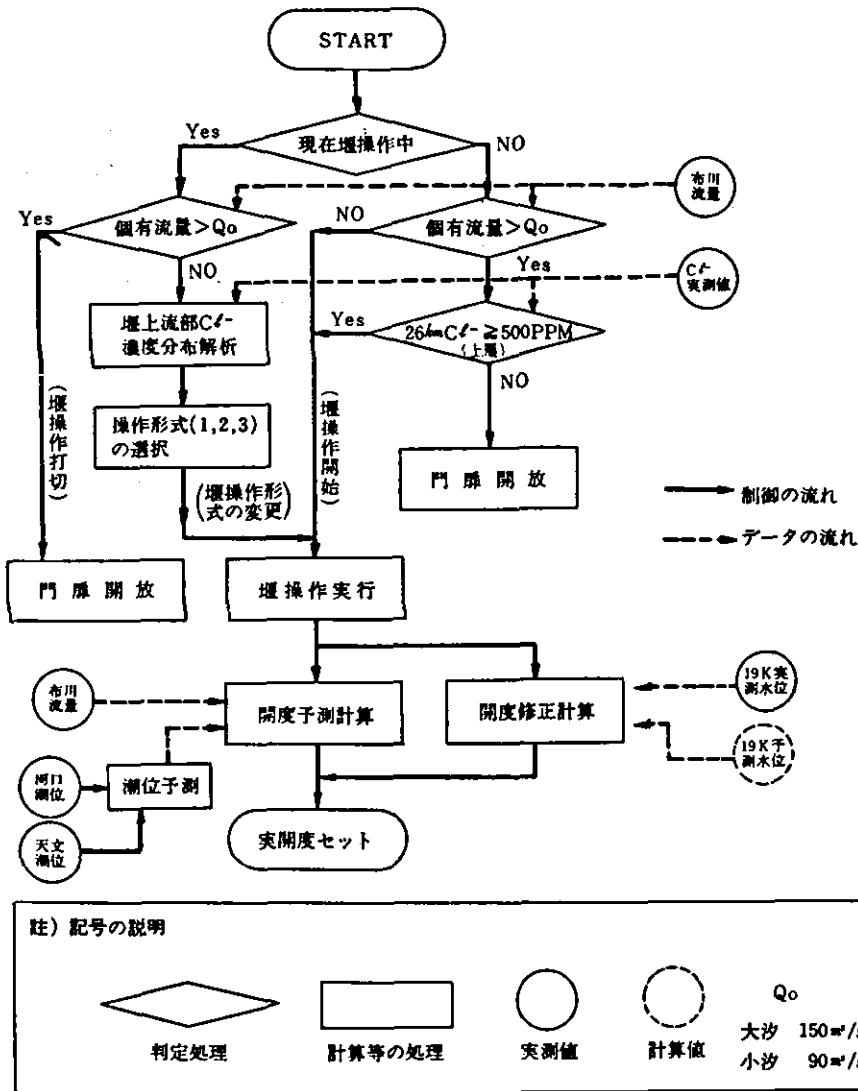


図-17 ゲート操作の流れ図

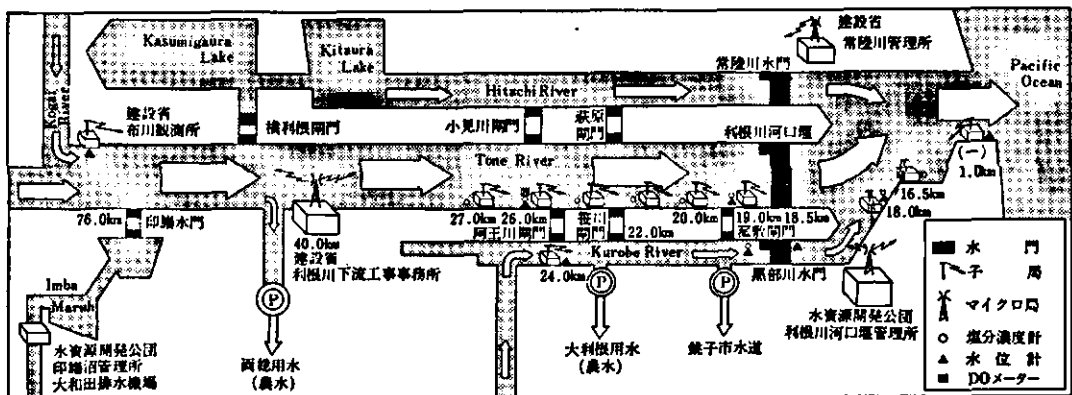


図-18 管理施設模式平面図

表-3 データ収集項目と保存(CPUまわり)

	収集項目	収配 間隔	取扱量 /日	データ型式		処 理 要 領				
				MIN	MAX	入出力制御装 置-CPU	CPU-入出 力制御装置	DRUM →MT	記 録 タイプ	
実 測 デ ー タ	日付	10分	1	01△01	12△31	(量/日) 144	—	(量/日) 1	I	
	時刻	〃	144	00△10	23△50	〃	—	144	I	
	水位	8	1,152	-1.00	+ 6.00	1152	—	1152	I	
	塩素イオン濃度	35点	〃	0	(×10) P P m 2,000	5040	—	5040	I	
	開度	13 } 2 }	15門	〃	-1.40	11.00	2160	—	2160	I
	阿玉川	2								
計 算 機 に よ る 計 算 デ ー タ	布川流量	〃	144	0	t/s 5500	—	144	144	I	
	固有流量	〃	144	0	t/s 5500	—	—	144	I	
	河口堰通過流量	〃	144	-1000	+5500	—	144	144	I	
	〃 順流総量	〃	144	(×10 <sup>3</sup> )t 30	(×10 <sup>3</sup> )t 475000	—	144	1	E	
	〃 逆流総量	〃	144	0	(×10 <sup>3</sup> )t 259000	—	144	1	E	
	阿玉川閘門通過流量	〃	144		t/s ±000.0	—	144	144	I	
	黒部川水門通過流量	〃	144		t/s ±000.0	—	144	144	I	
	〃 順流総量	〃	144		(×10 <sup>3</sup> )t 00000	—	144	1	E	
	〃 逆流総量	〃	144		00000	—	144	1	E	
	河口堰流量比	24H	〃	1		00.0	—	1	1	I



写真-5 制御装置室

テレメーター装置より構成されている。

自動制御装置は、中央処理装置FACOM270-20、周辺機器としての入出力タイプライター、紙テープリーダー、磁気ドラム(内部ドラム132kw、外部ドラム132kw、計262kw)、磁気テープ(2デッキ)、XYプロッター、ラインプリンターおよびRTC装置、IOC装置等の入出力制御装置から構成されている。

本システムにおいては、ゲートの操作を半固定プログラムを有した入出力制御装置(IOC装置)によって行なわせるため、中央処理装置は決定した制御内容をIOC装置に転送した後は、ゲートの操作にかかわる必要は一切なく、本来の情報処理の機能を充分に発揮することができる。この事は、単に「時間的」要素のみならず、コア常駐プログラムを最少限にできる利点をも有する。更に、万一計算機が故障しても入出力制御装置は記憶されている制御パターンの通りに制御の実行を続ける事ができ、或る程度のバック・アップ機能を持つものである。

これらの各制御装置により、利根川河口堰附近一帯(河口(-)1.0杆~上流27.0杆区間、布川流量観測地点および黒部川筋2ヶ所)に設置された無線ロボットテレメータ装置および基準地点一ヶ所に設置された連続テレメータ装置が、設置点の水位および河水中の塩分濃度(上・中・下層の三深度について)を測定し、入出力制御装置の要求に応じて測定データを送る。IOCから10分毎の定時呼出により無線ロボットテレメータ装置からの水位、塩分濃度データがIOCに集められ、操作卓に表示

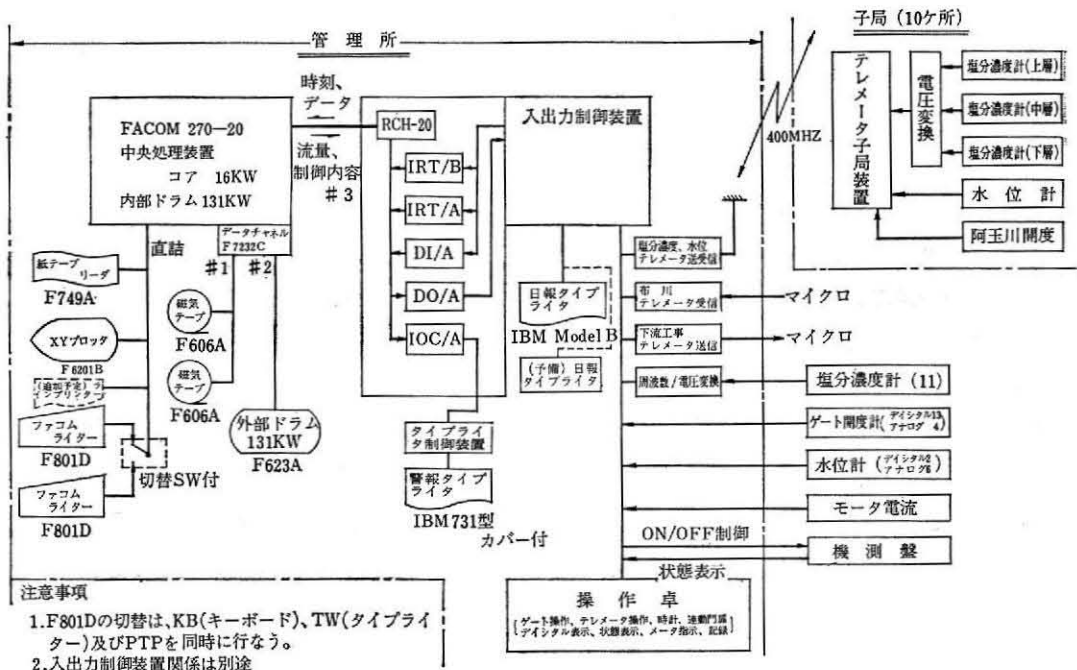


図-19 自動制御システム構成図

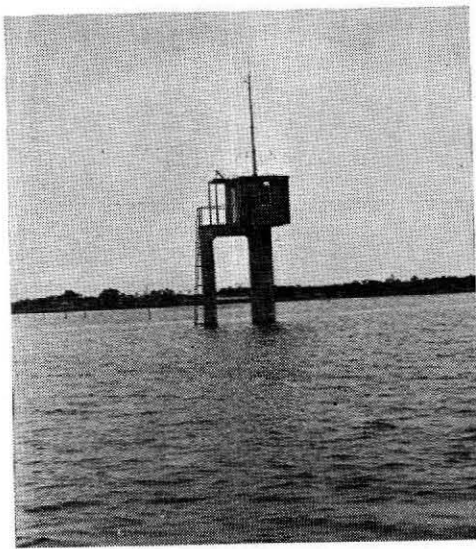


写真-6 観測子局舎

されるとともに、中央処理装置へ渡される。中央処理装置はこれらのデータにより利根川河口堰附近の水位、塩分濃度、流量の変化の相互関係をつかみ、河口堰ゲート群をIOC装置を通して自動制御し、流量、水位の調節を行なう。IOC装置は河口堰のゲートを制御するとともに、日報の作成、中央処理装置断の時のバック・アップ制御その他各種警報制御を行なう。

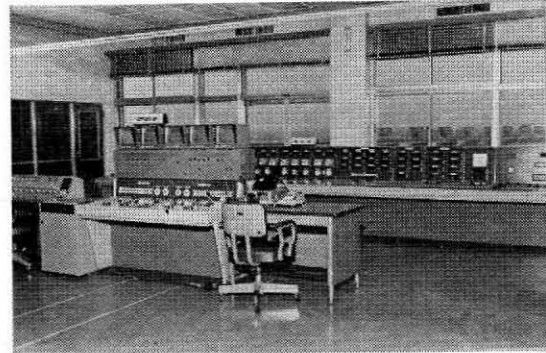


写真-7 操作室（窓越しに河口堰をのぞむ）

結 び

昭和46年4月1日より管理業務を開始して一年余を経過、ようやくその業務も軌道に乗りつつある現状であるが、今日までのところ、もっぱら初期障害（制御機器や制御プログラムの安定或いはゲート機構の故障等々）の対策に追われ、データの充分な解析をなしうる段階に入っていない状況であり、「塩分制御」と言う新しいプロジェクトの目的を曲りなりにも実績を上げるべく所員一同努力を続けている次第にて、各位の御叱正を仰ぐとともに、今後他の河口堰事業或いは他のプロジェクトへの自動制御システムの計画導入に対し何らかの参考になれば幸いである。

# 十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工について

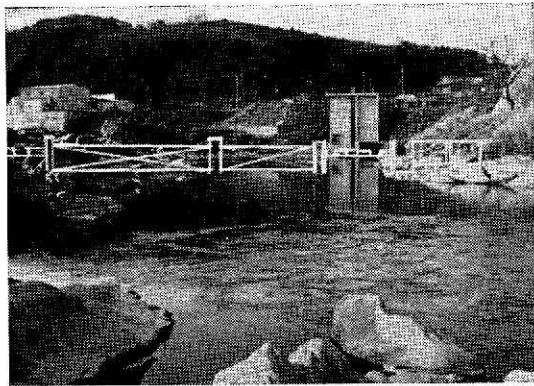
日 置 克 己\*      四方田      穆\*\*  
上 川 豊 男\*\*\*    藤 井 洋 治\*\*\*\*

## 目 次

1. まえがき.....	37	5. 各部の水理計算.....	42
2. 頭首工設置に至る経緯.....	37	6. 洪水量の算定.....	43
3. 頭首工の形状.....	37	7. 施工計画.....	43
4. 頭首工の特徴.....	40	8. あとがき.....	44

### 1. まえがき

下淵頭首工は紀の川の水を流域変更により大和平野へ導水するための取水施設であって、国営で施行されるものではむしろ小規模であるが、この取水は紀の川の水利用開発史上大きな意味を持つものであるので、その間の背景を考慮しながら、頭首工の設計について取りまとめ、報告するものである。



下淵頭首工予定地点（上流より）

### 2. 頭首工設置に至る経緯

大和平野は日本で最も古くから稲栽培が行われた地域の一つであるが、大和川水系の各河川が安定した流量を持たないこと、年間降雨量もむしろ少ないことから、この地域の人々は農業用水や飲料水を、各所に点在する効率の良くない溜池や、地下水の汲み上げに依存してきた。

この地域の人々は紀の川（吉野川）の水を流域変更し

て大和平野に導水するこの事業のことを「吉野川分水」と称しているが、長い間水不足に悩まされてきた大和平野の人々にとって、同じ奈良県、全国的に有数な多雨地帯である大台が原に源を發し、豊かな水量を誇る紀の川の水を、流域変更して導水することは古くからの夢であった。例えば昭和42年和歌山県発行の「紀の川農業水利史」にも、大正4年から第二次大戦開始までの間に数回にわたり奈良県によって「吉野川分水」が計画され、その都度和歌山側の反対にあつて頓挫させられたことが記されている。

ようやく終戦後の日本の再建を担うべく、昭和25年6月11日奈良・和歌山両県知事によって十津川紀の川総合開発事業協定書に署名され、紀の川上流にダムを建設することにより生み出される水を、下淵地点に頭首工を設けて大和平野へ導水することが明記された。

その後津風呂ダムの完成と大和平野幹線水路の進捗に伴い、昭和32年以降（昭和31年は試験通水）毎年両県協議の結果、6月15日から9月15日までの93日間、頭首工予定地点に蛇籠の仮セキを設けて、昭和46年度まで最高4.291m<sup>3</sup>/sを取水してきたものであるが、残された大迫ダムの完成も見通しのついた段階において、46年12月10日、再度両県知事によって十津川紀の川総合開発事業の実施に関する覚書に調印され、下淵頭首工もいよいよ昭和47年度より着工される運びとなった。

本格的工事は47年秋となり、目下諸般の準備が進められているが、現在検討されている下淵頭着工の概要は第1表に示すとおりである。

### 3. 頭首工の形状

頭首工の形状については、具体的に立案されてから着工に至るまでの間に、対外接衝等によって数回の変更をみている。現在記録に残されているものから概要をとりまとめると以下のとおりで、それらの主要諸元の変遷状

\* (近畿農政局 十津川紀の川農業水利事業所)  
\*\* 同 同  
\*\*\* 同 同  
\*\*\*\* 同 同

第1表 下淵頭首工の概要

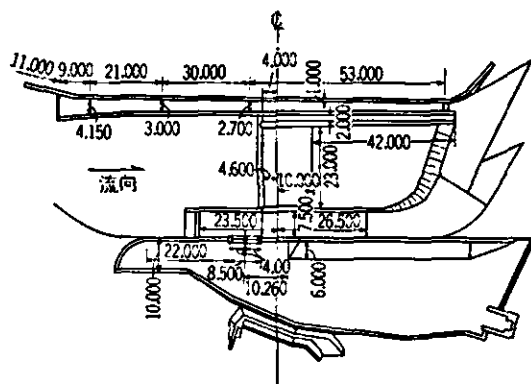
事 項	内 容
河 川 名	1級河川紀の川（奈良県内は通称吉野川）
位 置	右岸（取水側）奈良県吉野郡大淀町下淵 左岸 奈良県吉野郡下市町新住
セキの型式	フィックスドタイプ（岩着） 可動セキ（土砂吐 10.00m×2.85m×1門、洪水吐 18.50m×2.85m×1門）
ゲートの種類	自動転倒ゲート
セキ長	30.50m
計画最大取水量	農業用水 9.907m <sup>3</sup> /s 上水道用水 1.070m <sup>3</sup> /s 合計 10.977m <sup>3</sup> /s
魚 道	（左岸）L=40.79m B=4.00m （右岸）L=50.75m B=8.60m
流 筏 路	L=73.34m B=4.00m 転倒式ゲート 4.00m×1.73m×1門
導 水 路	L=94.47m B=10.00m~2.74m 取入口ゲート 5.00m×2.20m×2門 転倒式ゲート 2.74m×3.00m×1門 電動式スライドゲート
制 水 門	
上水専用取水ゲート	洪水時取水用 φ900mm×3門 スライドゲート
主要工事量	掘削 12,000m <sup>3</sup> 本体コンクリート 5,700m <sup>3</sup>
概算工事費	250百万円

況を第2表に示す。

(1) 原設計

平面形状は第1図に示されるとおりで、土砂吐7.50m、洪水吐23.00mで流筏路、魚道はいずれも左岸にあり、右岸取入側は構造物はなく、沈砂池を兼ねて広くとられ、導水トンネル入口に連結されている。

横断形状としては推積土砂の流下を円滑にするため、土砂吐幅員を狭くかつ敷高を低く下げている、また流筏を縮小しないよう、洪水吐が広くとられている。



第1図 原設計平面図

(2) 水理模型実験による改良

原設計に基づいて、昭和42年度に平塚の農業土木試験場において、1/100縮尺の三次元模型による実験が行われた。

原設計についての実験結果では、地形の関係から右岸側に循環流を生じ、洪水吐、土砂吐が洪水流下に対して有効断面とならないほか、土砂吐の能力も低く、また岩盤掘削による流筏の拡大も無意味となっている。

そこで数回にわたる改良実験の結果、土砂吐右岸側の線を左岸（側流心の方向）へ5.0m移動させるとともに、土砂吐・洪水吐いずれも10.00mとし、敷高も等しくE L128.22mとした。魚道は魚の習性を考慮して左右両岸に設けられ、流筏路も魚道に合せた形で短縮された。さらに右岸側の沈砂池は止め、取入口と導水トンネルの間は導水暗渠で直結された。（昭和43年3月、農業土木試験場技報B（水理）第15号参照）

現実に洪水時右岸側は循環流を生じ、洪水後細粒土砂が著しく推積するので、沈砂池をここに設けることは得策でなく、導水暗渠で連絡する方が適当であり、かつ導水トンネル内にも現在までのところ推砂は殆んどみられない。

(3) 河川協議に提示した設計

水理実験の結果を基に、昭和43年9月9日付け43近建第1125号をもって、建設大臣あて河川協議が行われた。

そこには若干の数字の違いがみられるが、当然のことながら原則として水理実験による改良案のとおりである。

(4) 建設省との協議の段階での修正

数回にわたる建設省との協議の結果、流心に対する頭首工センターの角度ならびに土砂吐・洪水吐スパンについて、建設省の意見に歩み寄ることとなった。

頭首工のセンターは、下流への流向を考慮して、左岸側を上流に、右岸側を下流に向けるべく、5°だけ振ることとした（近畿地建では15°を主張したが、本省間の協議で、原設計の妥当性が確認された、従って5°については、建設本省の地建の立場を考慮した産物と考えられる）。また洪水吐等スパンは、建設省の一般河川に対する構造物設置基準に比して狭いというものであるが、水

第2表 下淵頭首工形状の変遷

事項	原設計	水理実験	当初河川協議	同左修正	現在設計
計画取水水位	m E L131.072	E L131.072	E L131.072	E L131.032	E L131.03
土砂吐幅員	m 7.50	10.00	10.00	10.00	10.00
敷高	m E L127.750	E L128.220	E L128.230	E L128.230	E L128.23
上流エプロン長	m 23.50	25.00	25.00	33.00	32.90
〃 勾配	1/25	0.00471 (1/212.3)	0.00451 (1/221.7)	1/300	1/90
下流エプロン長	m 26.50	17.37	17.37	17.50	17.50
〃 勾配	1/25	0.02476 (1/40.4)	0.03911 (1/25.6)	1/25	1/25
洪水吐幅員	m 23.00	10.00	10.00	18.50	18.50
敷高	m E L128.750	E L128.220	E L128.250	E L128.230	E L128.23
上流エプロン長	m 4.60	4.60	6.50	8.00	3.00
〃 勾配	L m	0.0086 (1/116)	0.00451 (1/221.7)	1/300	1/90
下流エプロン長	m 10.00	17.37	17.37	17.50	17.50
〃 勾配	1/50	0.02476 (1/40.4)	0.03911 (1/25.6)	1/25	1/90
流筏路幅員	(左岸外側) m 2.70	(左岸内側) 3.00	(左岸内側) 3.00	(右岸外側) 3.00	(右岸外側) 4.00
敷高	m E L130.584	E L130.285	E L130.285	E L129.600	E L129.30
延長	m 113.00	57.50	57.50	85.50	73.34
左岸魚道幅員	(内側) m 2.00	(外側) 2.00	(外側) 2.00	2.00	4.00
敷高	m E L129.822	E L129.822	E L129.812	E L130.032	E L130.00
延長	m 56.60	56.00	56.00	72.00	40.79
右岸魚道幅員	—	2.00	2.00	(内側) 2.00	(内側) 8.60
敷高	—	E L129.822	E L129.812	E L130.032	E L130.00
延長	—	58.00	54.00	71.00	50.75
ゲート天端高	m E L131.300	E L131.300	E L131.082	E L131.082	E L131.08
規模(土砂吐)	m 7.50×3.55	10.00×3.08	10.00×2.852	10.00×2.852	10.00×2.85
〃(洪水吐)	m 23.00×2.55	10.00×3.08	10.00×2.852	18.50×2.852	18.50×2.85
導流壁高上流	m E L129.600	E L129.208	E L129.208	E L129.200	E L129.20
下流	E L128.650	E L128.970	E L130.000	E L130.000	E L130.00

備考 流筏路、魚道敷高は入口標高  
導流壁延長は土砂吐エプロン長と同じ

理実験等による経緯もあるので、土砂吐はそのままと 閑地に移して岩堀削量の増加を最小限におさえながら、し、洪水吐については左岸側にあった流筏路を右岸側空 18.50mまで拡大した。

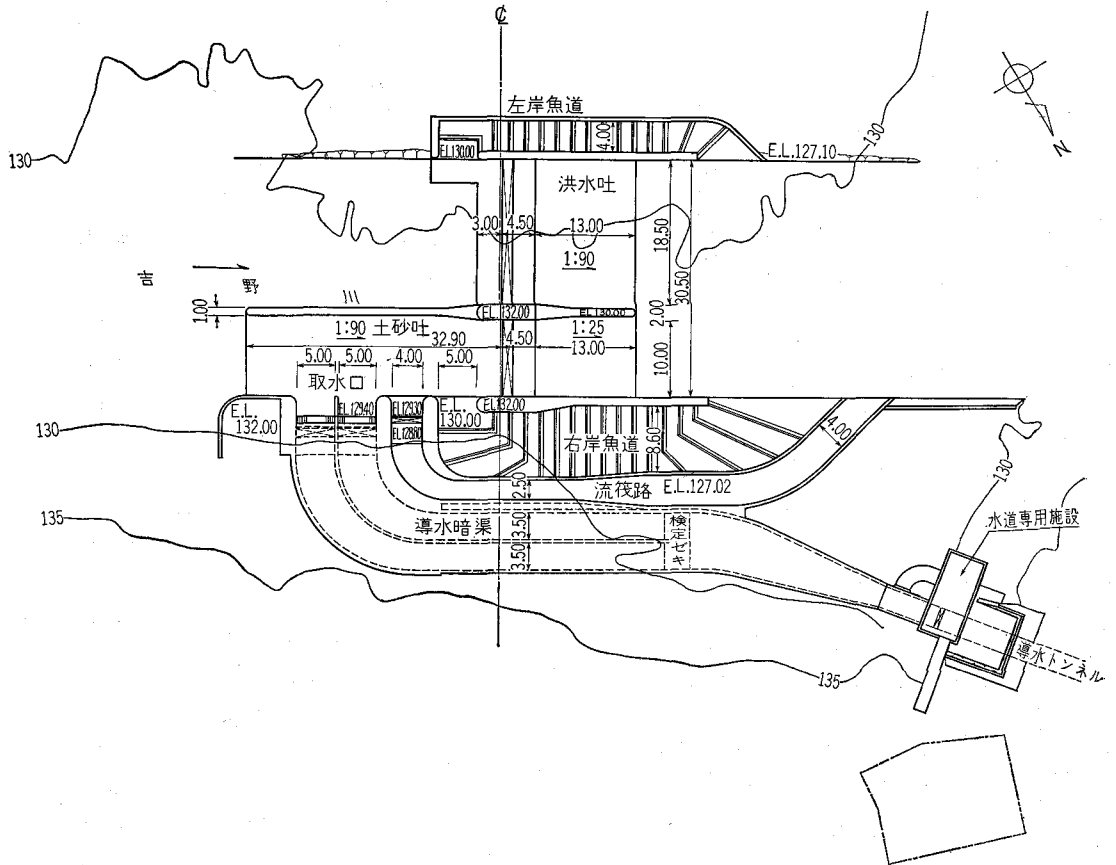
(5) 現在の設計

その後の奈良・和歌山両県との河川協議の段階での両県からの要請、地元漁業協同組合の希望その他により、先の建設省の段階での基本的な線には触れることなく、なお幾つかの点で変更を行なった。

その主な点は、推積土砂の排除を良くならしめるため土砂吐上流エプロン勾配を急にしたこと、奈良・和歌山

の分水を円滑にするため取入口および流筏路の敷高を調整したこと、魚のそ上に有利となるよう魚道の幅を広く、延長を短かくしたこと、導水暗渠幅をゆったりとったこと等である。

この現在設計の平面図および正面図を第2図および第3図に示す。



第2図 下淵頭首工平面図

4. 頭首工の特徴

(1) 重要性

下淵頭首工は大和平野への分水の要であり、津風呂・大迫両ダムによって生み出された貴重な水を有効に取水できるものでなくてはならないし、同時に長年の水利権を持つ和歌山側の各頭首工の上流に設けられる関係上、常時下流に必要な水をダムとも連絡をとりながら流下させなければならない。

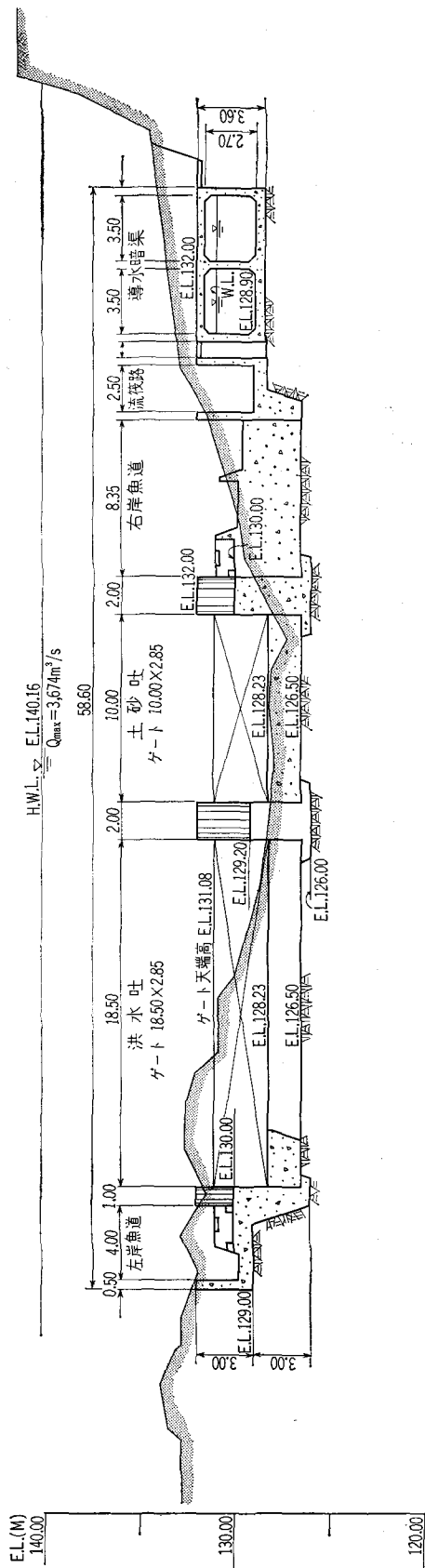
またもし最悪の渇水状態になった場合には、この頭首工が下流地域の死命を制することになるので、設計の細

部にはこのような場合の配慮が行われているほか、将来の管理についても、農林省直轄で行われる計画である。

(2) 自然条件

頭首工設置地点下流で河川は左へ曲折しているため、平常の流心と洪水時のそれとは全く異なっている。平時は水位 E L129.0m 程度、水面幅25m位で中央ピア附近が流れの中心であるが、僅かの出水で水面幅は 100m 以上となり、流心は洪水吐より左岸寄となって、計画洪水水位は E L129.0m に達する。従って土砂吐・洪水吐はすり鉢の座に設けられたごとくで、洪水吐といえどもその名の示す効用は余り期待できない。(このように、洪水





第3図 下淵頭首工正面図

時に水中深く倒伏してしまうような堰では、ゲート、ピアが流水の阻害となるようなことはない。建設省が、スパンの拡大を要求したのは、非科学的である)

なお一帯に岩盤が露出しており河床勾配は1/200～1/300で可成り急流である。

(3) ゲート高さ

洪水位が高く、引上式ゲートのピアを設けることは困難であり、かつ洪水流を阻害することとなるので、自動転倒ゲートを採用する。このゲート高さ2.85mは、従来の転倒式ゲートでは殆んど例をみない高さである。

(4) 兩岸魚道

この地域の鮎は有名であり、鮎漁は非常に盛んである。この鮎のそ上の習性から紀の川筋の各頭首工はいずれも兩岸に魚道を有している。この頭首工においても、兩岸魚道方式をとるとともに漁業協同組合の希望もあって鮎のそ上を容易にすると同時に不法漁撈を防止する意味で、可能な範囲において魚道の幅員を広くとった。

(5) 流筏路

吉野地方の林業もまた盛んであるが、今日木材を筏に組んで流下させる姿は見られず、文字通りの流筏路の必要はまずないと思われる。しかしながら奈良・和歌山への分水を有効適切に行なうためと、鮎の魚道からのそ上を妨げる土砂吐・洪水吐からの越流を極力防ぐ目的で、水位・流量を適切にコントロールするには、流筏路とその入口に設けるゲートが大切な役割りを果す。すなわち、常時はこのゲートの操作により、土砂吐・洪水吐ゲートを越流することなくセキ上流水位をE L131.03mに保って大和平野への取水を容易にすると同時にこのゲートの開度によって下流への流下量をチェックし、濁水で両県に必要な水量に不足をきたす場合には、取水ゲートで取水量を制限しながら流筏路ゲートを倒伏して下流への流下を容易にするものである。

(6) 取水量検定セキ

頭首工設置に至る経緯からして大和平野への取水量は可成り厳しくチェックすることが要求されており、導水暗渠の中間よりやや下流の位置に越流式の流量検定セキを設けることとした。このセキのQ～Hカーブによって取入口ゲートの開度操作が行なわれることになる。

なお検定セキ上流での堆砂を考慮、2連の導水暗渠別に排砂路を設置する。

(7) 上水道専用取水工

上水道用水は常時は農業用水と一緒に取水され、導水幹線約5km下流地点で分水されるが、洪水時には僅かの上水道用水のために制水門を少し開いておくことは危険でもあり、また導水暗渠中へ土砂を含む水を通すことは好ましくない。さらに多少でも上澄みの水を取水する意味もあって、水位変化に対応する3段階のゲートを持

つ取水塔が上水道専用取水工として制水門に隣接して設けられ、制水ゲートの内側に直接通水できるようになっている。

## 5. 各部の水力計算

### (1) 土砂吐の排砂能力

排砂基準流量は平均量  $Q=13.21\text{m}^3/\text{s}$ 、対象粒径  $d=0.10\text{m}$  とする。

$$V_c = 1.5C\sqrt{d} = 1.5 \times 5.0 \times \sqrt{0.10} = 2.37\text{m/s}$$

$V_c$  : 砂礫始動流速 =  $1.5 \times$  掃流流速

$C$  : 砂礫の形状による係数 =  $5.0$

$$q_c = \frac{V_c^3}{g} = \frac{2.37^3}{9.8} = 1.36\text{m}^3/\text{s/m}$$

$q_c$  :  $V_c$  を限界流速とする場合の流量

従って平水流で所要の  $q_c$  を得るためには、土砂吐幅員は  $\frac{13.21}{1.36} = 9.71\text{m}$  であるから、これを  $10\text{m}$  に定めてよい。

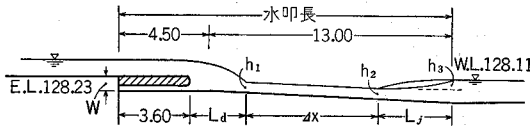
次に土砂吐勾配  $I_c$  はマンニング公式より

$$I_c = \frac{n^2 V_c^2}{h^{4/3}} = \frac{0.030^2 \times 2.37^2}{0.557^{4/3}} = \frac{1}{90}$$

$n$  : 粗度係数 = 土砂流のため  $0.030$

$$h : R \doteq h \text{ として } \frac{13.21}{10.00 \times 2.37} = 0.557$$

### (2) 土砂吐下流水叩きの水利



第4図

段落についてはランドの公式により

$$D = \frac{q^2}{q w^2} = \frac{1.321}{9.8 \times 0.6^2} = 0.824$$

$$L_d = 4.3D^{0.27}W = 4.3 \times 0.824^{0.27} \times 0.6 = 2.45\text{m}$$

$$h_1 = 0.54D^{0.425}W = 0.54 \times 0.824^{0.425} \times 0.6 = 0.30\text{m}$$

$$h_1^1 = 1.66D^{0.27}W = 1.66 \times 0.824^{0.27} \times 0.6 = 0.95\text{m}$$

$h_1^1$  は落水水深  $h_1$  の跳水共ヤク水深であるが、この場合下流水深からして  $h_1^1$  の値は満たさない。従ってこの地点では跳水を起さないで、さらに  $\Delta x$  下流における水深  $h_2$  と、下流水位から決められる  $h_3$  とが跳水の共ヤク水深となるよう、 $h_1$  と  $h_2$  については

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + \Delta h$$

$z_1 \cdot z_2$  :  $h_1 \cdot h_2$  地点の標高

$$\Delta h : h_1 \cdot h_2 \text{ 間のエネルギー損失} = \Delta x \cdot n^2 \cdot V^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}$$

$h_2$  と  $h_3$  については跳水共ヤク水深の関係から

$$h_3 = -\frac{h_2}{2} + \sqrt{\frac{h_2^2}{4} + \frac{2V_2^2 h_2}{g}}$$

この両方の  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$  の関係を満たす値を試算により求め、

$$h_2 = 0.35\text{m} \quad h_3 = 0.85\text{m}, \quad \Delta x = 7.75\text{m}$$

次に跳水長さは

$$L_j = 4.3h_3 = 3.70\text{m}$$

従って下流エプロン長さは

$$L = 3.60 + 2.45 + 7.75 + 3.70 = 17.50\text{m}$$

### (3) 魚道の流量

魚道の幅員は相当広くとつてあるので、下流への責任放流量  $4.0\text{m}^3/\text{s}$  をこの魚道から流下させるよう魚道の欠口(ノッチ)と潜孔(オリフィス)を計画する。

ノッチ単位幅当りの越流量  $q_1$  は

$$q_1 = C h^{\frac{3}{2}} = 1.846 \times 0.220^{\frac{3}{2}} = 0.191\text{m}^3/\text{s/m}$$

$C$  : 越流係数

オリフィス1孔当りの流量  $q_2$  は

$$q_2 = C a \sqrt{2gh} = 0.78 \times 0.1225 \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.225} = 0.200\text{m}^3/\text{s}$$

$C$  : 流量係数 =  $0.78$

$a$  : オリフィス1孔の面積 =  $0.35 \times 0.35 = 0.1225\text{m}^2$

なお上下流水位差と魚道延長から隔壁の間隔は  $2.00\text{m}$ 、階段の段差は  $0.225\text{m}$ 、欠口深さは  $0.22\text{m}$  とする。

左岸魚道は幅  $4.00\text{m}$  に対しノッチ幅  $2.20\text{m}$ 、オリフィス4孔とし、

$$Q_1 = 0.191 \times 2.20 + 0.200 \times 4 = 1.22\text{m}^3/\text{s}$$

右岸魚道は幅  $8.60\text{m}$  に対しそれぞれ  $5.30\text{m}$  と  $9$  孔として

$$Q_2 = 0.191 \times 5.30 + 0.200 \times 9 = 2.81\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 1.22 + 2.81 = 4.03\text{m}^3/\text{s}$$

### (4) 流筏路流下量

流筏路入口の幅は  $4.00\text{m}$ 、入口敷高は奈良・和歌山分水の関係もあって  $E L 129.30\text{m}$  とする。

$$\text{最大流下量 } Q = L B H^{\frac{3}{2}}$$

$$= 1.704 \times 4.00 \times 1.73^{\frac{3}{2}} = 15.51\text{m}^3/\text{s}$$

$c$  : 越流係数 =  $1.704$

$H$  : 越流水深 =  $131.03 - 129.30 = 1.73\text{m}$

従って魚道、流筏路を合せ、約  $20\text{m}^3/\text{s}$  程度までは土砂吐、洪水吐ゲートを越流することなく流下させ得る。

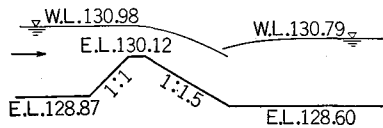
### (5) 流量検定ゼキ

流量検定ゼキの形状は上流側  $1:1$ 、下流側  $1:1.5$ 、セキ頂幅  $0.50\text{m}$  の台形ゼキとし、越流量は本間公式によるものとする。

$$Q = m b h_1 \sqrt{2 g h_1}$$

$$m = 0.31 + 0.23 \frac{h_1}{h_a}$$

下流側は導水トンネルが既に施行済で下流水位は規定されているので、設定された計画取水位とから、セキ長7.0m、セキ頂位E L130.12mとする。Q $\geq$ 10.5m<sup>3</sup>/sの場合は潜りセキとなってやや精度を欠くが、下流導水トンネル(2r=2.742m標準馬蹄形、I=1/1,000)のQ~Hカーブによれば最大11.0m<sup>3</sup>/s程度の能力しかないのので、必要以上の流量は流し得ない。計画最大取水の場合の水位関係は下図のごとくとなる。



第5図

$$Q = m^1 b h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

$$m^1 = 2.6m$$

$$h_1 : \text{上流水深} = 130.98 - 130.12 = 0.86m$$

$$h_2 : \text{下流水深} = 130.79 - 130.12 = 0.67m$$

$$h_a : \text{セキ高さ} = 130.12 - 128.87 = 1.25m$$

$$m = 0.31 + 0.23 \times \frac{0.86}{1.25} = 0.47$$

$$m^1 = 2.6 \times 0.47 = 1.22$$

$$Q = 1.22 \times 7.0 \times 0.67 \times \sqrt{2 \times 19.6 \times 0.19} = 11.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 6. 洪水量の算定

下淵地点については建設省による計画洪水量が決定されていないので、設計計算等に用いる洪水量として、記録に残されている既応最大の洪水である伊勢湾台風(昭和34年9月)に関する建設省の記録によることとした。すなわち、建設省近畿地方建設局発表の「紀の川計画高水流量の検討(II)」で解析された上流上市地点および下流五条地点の流量から(数字中\*印は上記資料による)

$$\text{上市流域面積} = *486.1 \text{ km}^2$$

$$\text{五条流域面積} = *616.1 \text{ km}^2$$

$$\text{下淵流域面積} = 579.3 \text{ km}^2$$

$$\text{流域面積比} = \frac{\text{上市} \cdot \text{下淵間}}{\text{上市} \cdot \text{五条間}} = \frac{579.3 - 486.1}{616.1 - 486.1} = 0.717$$

$$\text{上市} \cdot \text{五条区間流路長} = *25.5 \text{ km}$$

$$\text{上市} \cdot \text{五条区間洪水到達時間差} = *2.0 \text{ 時間}$$

$$\text{上市} \cdot \text{下淵間の時間差は} 1.0 \text{ 時間として}$$

$$\text{下淵流量} = (\text{1時間前の上市流量}) + (\text{上市} \cdot \text{五条区間流出量}) \times 0.717$$

計算表の詳細は省略するが、最大洪水は9月26日23時30分に発生し、

$$22 \text{ 時上市流量} = *6,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$24 \text{ 時五条流量} = *6,400 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{上市} \cdot \text{五条区間流量} = 6,400 - 6,200 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$23 \text{ 時下淵流量} = 6,200 + 200 \times 0.717 = 6.343 \text{ m}^3/\text{s}$$

さらに建設省は大迫ダム下流に洪水調節を主目的とした大滝ダムを計画しており、同じく前記建設省資料に伊勢湾台風洪水の大滝ダムによる調節後の上流上市地点および下流橋本地点の洪水量が記されているので、同様にして下淵地点の洪水量を算定すると

$$\text{橋本流域面積} = *861.7 \text{ km}^2$$

$$\text{流域面積比} = \frac{\text{上市} \cdot \text{下淵間}}{\text{上市} \cdot \text{橋本間}} = \frac{579.3 - 486.1}{861.7 - 486.1} = 0.248$$

$$\text{上市} \cdot \text{橋本区間流路長} = *38.0 \text{ km}$$

$$\text{上市} \cdot \text{橋本区間洪水到達時間差} = *2.5 \text{ 時間}$$

$$\text{下淵流量} = (\text{1時間前の上市流量}) + (\text{上市} \cdot \text{橋本区間流出量}) \times 0.248$$

下淵地点の最大洪水量は26日23時30分に発生し、

$$22 \text{ 時30分上市流量} = *3,415 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$27 \text{ 日1時橋本流量} = *4,460 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{上市} \cdot \text{橋本区間流量} = 4,460 - 3,415 = 1,045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$23 \text{ 時30分下淵流量} = 3,415 + 1,045 \times 0.248 = 3.674 \text{ m}^3/\text{s}$$

結局下淵頭首工の設計計算に用いる洪水量としてはこの3.674m<sup>3</sup>/sとした。

この流量における下淵地点頭首工設置前の洪水位は、前記建設省資料や洪水痕跡等から粗度係数n=0.048、水面勾配I=1/300としてE L139.42mとなる。また頭首工設置後、最悪の状態でゲートが倒伏せず、前面に土砂が堆積したと仮定して求めた洪水位はE L140.16mである。

## 7. 施工計画

まず仮締切について、正面図からも明かなように常時河川の流れは土砂吐および中央導流壁予定位置の狭小な部分を通っているほか、特に導流壁上流部は深くなっており、一般の頭首工工事のように半川締切りで施行することは流積の関係で仮締切堤の高さが相当大きくなるほか、締切堤の施行上難点が多い。

たまたま河川協議の関係から頭首工の主要部分については47年秋から48年春の1渇水シーズンに施工しなければならなかったため、頭首工予定位置南側(左岸側)の岩盤の低いところを選んで仮排水路を掘削し、本川は全川を一時に締切る計画とした。このため約6,000m<sup>3</sup>の岩盤掘削が余分に必要となるが、締切工事は大変容易に行われ、工期も短縮を図れるので、経済的にも不利益とならない。

仮排水路の断面を決めるに当たっては、9月迄は暫定通水の関係から工事着工は行えず、また過去の記録から5月~9月は出水量が大きいので、事業所で測定した欠測

年を除く最近10か年の10月から翌年4月までの下淵地点流量を検討し、対象流量を80m<sup>3</sup>/sとした。断面は底幅12.00m、側法1:0.3で、延長約100mである。

第3-1表によれば、10月～4月の期間において100m<sup>3</sup>/s以上の洪水が9回記録されているが、他面昭和26年以降の記録（欠測年あり）から11月～2月の4か月に限ってその第1位、第2位の数字は第3-2表のとおりであって、この期間は相当安全と思われるので、実際の施工に当っては、最低位部にあたる土砂吐、ピアおよび導流壁のコンクリート工事はこの期間内に施工するよう

工程の配慮が必要である。

従って47年度6月15日～9月15日の暫定取水期間は除き、それ以前に仮排水路を掘削し、以後直ちに仮締切と岩盤掘削を行なって低位部を先に完成し、引続き導水暗渠、流筏路等、さらに高位部の周辺整備等を行う計画である。

その他、工事用道路は左右両岸から設けることが可能であり、資材搬入に困難はない。コンクリートは全量で7,000m<sup>3</sup>程度であり、多分生コンクリートが使用されるであろう。耐摩耗工法については目下検討中である。

第3-1表 流量測定記録（その1）

期 間	第 1 位	第 2 位	第 3 位	第 4 位	第 5 位
昭和29年10月～昭和30年4月	45	42	37	31	30
32・10 ～ 33・4	123	72	69	69	65
33・10 ～ 34・4	95	94	79	79	69
35・10 ～ 36・4	44	28	25	18	17
36・10 ～ 37・4	236	185	75	49	44
39・10 ～ 40・4	225	31	28	26	23
40・10 ～ 41・4	112	110	47	45	43
41・10 ～ 42・4	65	51	30	27	26
43・10 ～ 44・4	68	64	50	48	43
44・10 ～ 45・4	110	108	96	88	41
平 均	112	79	54	48	40

第3-2表 流量測定記録（その2）

月 別 順 位	11 月		12 月		1 月		2 月	
	洪水量	発生年次	洪水量	発生年次	洪水量	発生年次	洪水量	発生年次
第 1 位	75	昭和 36	56	37	94	34	110	41
第 2 位	65	37	33	26	72	33	68	34

## 8. あとがき

下淵頭首工の着工までには幾多の変遷を経てきたが、大迫ダムの完成を控え、この頭首工の竣工も現在の計画より遅れることは許されない関係から、この上は天災

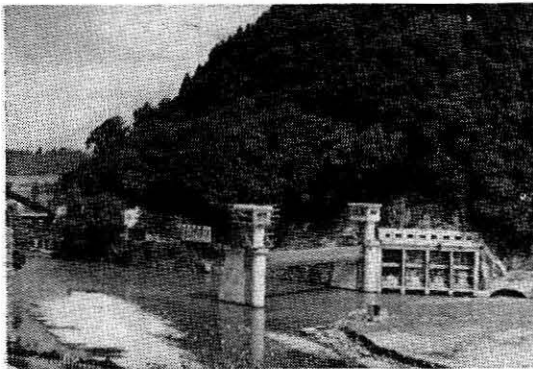
の他によって妨げられることなく、無事竣工することを祈り、かつそのための努力をしなければならない。

仮締切工、耐摩耗コンクリート工、ゲートの制御機構等今後とも検討を続ける必要があるが、実際の施工の段階で、改めて発展の機会を持ちたいと思うものである。

# 愛本頭首工改築事業について

堀 田 稔\*

目 次	
I 流域の概要	45
II 現頭首工とその被災状況	45
III 改築計画	46
1. 事業成立の経緯	46
2. 河川附帯工事との合併	46
IV 新頭首工計画	48
1. 工作物の概要	48
2. 技術的問題点と対策	50
1) 両岸取水方式	50
2) エプロン面の耐摩耗, 耐衝撃対策	51
3) エプロン下流の保護対策	53
V おわりに	53



写真一 1 工事中の新頭首工

昭和44年8月北陸地方を襲った豪雨により被災した愛本頭首工の復旧にあたり、治水面も考慮して上流に移設し災害復旧事業に河川附帯工事を合併して改築している愛本頭首工改築事業の概要および経緯並びに新頭首工設計の技術的問題点と対策についてのべます。

## I 流域の概要

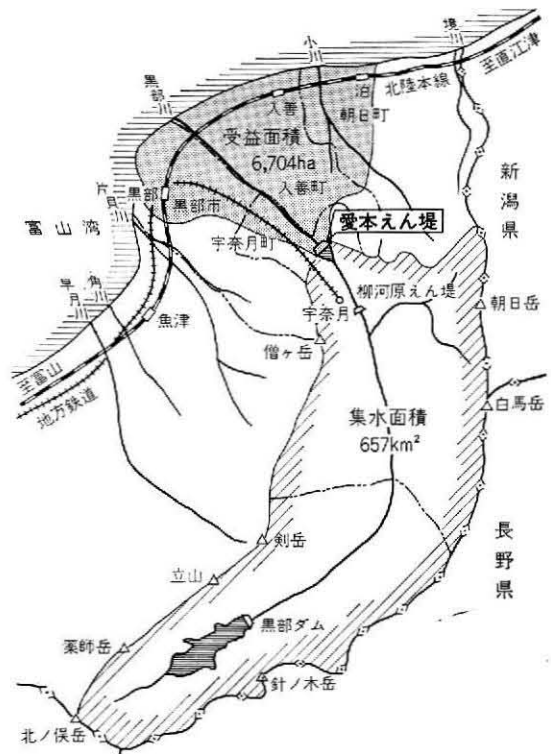
黒部川は北アルプス鷲羽岳に源を発し立山及び白馬連峰の間を平均河床勾配40分の1、集水面積767.5km<sup>2</sup>で北流し延長86kmで富山県の東部、黒部市で日本海に注ぐ日本有数の急流河川である。

この内約84%は山地にして平野部は110km<sup>2</sup>にすぎない。山岳部は北アルプスを流下し途中に宇奈月温泉郷を形成し愛本峽に至る。平野部はこの愛本峽(標高130m)から日本海まで流路13km河床勾配90分の1で流下する。この黒部川扇状地の左岸側は黒部市と宇奈月町、右岸側は入善町と朝日町である。

黒部川は雪深い北アルプスを上流にもち、水は豊富であるが水温は低く、この河川よりかんがいしている水

\* 富山県魚津農地林務事務所

田、約7,600haは冷水障害になやまされている。しかし、地形が急峻なことで水量が豊富なことでも水力発電の宝庫とされその開発が進み関西電力KK黒部川第四発電所(黒四ダム)の37万kwをはじめ、14発電所、最大出力786,500kwの水力発電を行なっている。



図一 1 県営愛本えん堤災害復旧事業  
黒部川水系一般図

## II 現頭首工とその被災状況

黒部川扇状地の要、愛本峽に下流13用水を合口し農地

6,704haの農業用水を取水し、併せて幹線水路の落差を利用して6ヶ所に発電所を設置し最大出力28,600kwの水力発電を行う多目的の取水堰を昭和6年に県営用排水改良事業の黒部川用水合口事業で築造した。

その規模は次の通りである。

最大取水量 80m<sup>3</sup>/sec 右岸側54.4m<sup>3</sup>/sec  
左岸側25.6m<sup>3</sup>/sec

かんがい面積 6,704ha

計画洪水量 1,860m<sup>3</sup>/sec

堰 フローテイクタイプ 全可動堰

洪水吐ゲート 3.33m×24.24m 1門

土砂吐ゲート 4.65m×7.27m 2門

頭首工築造後、昭和9年、27年、32年にそれぞれ洪水量3,330m<sup>3</sup>/sec、4,720m<sup>3</sup>/sec、3,610m<sup>3</sup>/secの洪水で被災し、計画洪水量が小さいこと、又下流河床の低下に対処出来るよう堰柱の嵩上げ、フロントエプロンの延長、同下流端の護床工などの補強復旧を繰返し今日に至った。

今回(昭和44年8月11日)の豪雨は台風6号の刺激による前線の不安定で前日に50~120%の降雨があったのち、再び11日に日最大雨量286%、3時間連続雨量196%、時間最大雨量96%の豪雨により、最大洪水量5,670m<sup>3</sup>/secに達した。

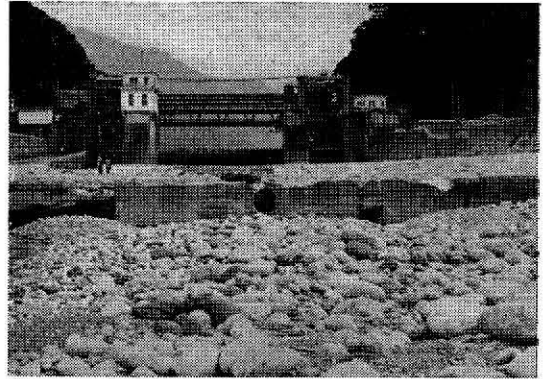
しかし単に降雨量からの推定では、上記の洪水量(比流量8.8m<sup>3</sup>/sec/km<sup>2</sup>)にはならないのが通常の降雨の状態ですが、上流の降雨資料を分析すると、各地の降雨ピークが時間とともに、山間の高位部から低位部に移動しており、そのピーク移動速度と河道の洪水到達時間が割に似かよっていた事から、降雨量より推定するより、大巾に大きい洪水量になったものと思われる。

この最大洪水時に頭首工はほとんど水没し各ゲートも水中に没し、その上、直上流にあった県道愛本橋(B25.50m、ℓ=54.0mトラス式)が流失しゲートに激突するなど取水口、エプロン、管理室、操作橋、流失を含めて損傷はげしく、頭首工の外形をとどめる程度でその機



写真—2 洪水時

能は全く麻痺すると共に各工作物の基礎部を大きく洗掘されるなど、原物を利用して復旧はほとんど不可能に近いまで被災したのである。又、愛本峡の狭窄部にあったこの頭首工による洪水疏通阻害は大きく、上下流水位差6~7mに至り、左岸側より堤内地に溢水し、宇奈月町下立部落約50戸は一瞬にして浸水した。



写真—3 被災応急復旧後現えん堰を下流より見る

### Ⅲ 改築計画

#### 1 事業成立の経緯

被災当時より附近住民が原位置での頭首工存続は再災害をもたらすとして強く反対し、大巾な改増か、移設を求め、かつ工作物の管理者である富山県も、建造当時から洪水量の増大経緯から考え、将来の洪水量の増大、下流河床の低下等に対処出来る工作物に改築したいとして下記の三案について鋭意検討を重ねた。

1. 現位置拡巾改良案
2. 上流移設案
3. 下流移設案

上記3案について、工事費、維持管理費、施工難度、地元感情、河川治水計画、上流発電所放水位との関連等を比較、検討した結果第2の上流移設案を実施する方針を固め、工事費捻出方法を考えた。

#### 2 河川附带工事との合併

本来農業用施設の災害復旧は従前の機能を発揮するまでの現地原形復旧が原則であり、やむを得ぬ事情があれば他の地点にも築造することが出来る。しかし、現地原形復旧に比べ上流案は4割方工費が高み、その差額は災害関連で実施することも出来るが、補助率も低く、富山県としては持出し財源が高むこととなる。そこで考えられるのが、河川附带工事費で差額を負担してもらおう方式である。

黒部川はこの当時二級河川でありながら建設大臣直轄の改修区間をもっていた。なお、水の総合有効利用と河川改修費の面から一級河川への昇格がほぼ決り、昭和45年4月1日から実施される予定であった。このため河川

附帯工事費の負担交渉を建設省とはじめたのである。

農林省は治水上農業用施設を移設、改造する場合は治水費で負担すべきであり、たまたま発生した災害を機会に抜本的に農業用施設を改築し将来の治水にそなえる場合は農林側は原形復旧費を、不足分は治水側が河川附帯工事費で負担した方が両者とも得策であるとの方針を持っており、今回の愛本頭首工の場合も、この方針を進めるべく建設省治水課へ色々働きかけられたのである。

黒部川の計画高水量は、現在、4,200m<sup>3</sup>/sec であるが、それは昭和12年以降のもので増大傾向にある洪水を考慮し計画高水量の改訂を一級河川の指定治水基本計画樹立の機会に合せて行ない、約6,000m<sup>3</sup>/sec を、河道計画の計画高水量にすべきであり、それにともない愛本峽の河幅54mは狭小すぎるのでこれを開削拡幅し併せてこの位置にある現愛本頭首工も移設撤去し、高水位を低下させ在来浸水被害のあった愛本峽周辺の治水効果を発揮する一連の河川改修を早急に実施するよう建設省に強く働きかけた。この事と農林本省の強い働きかけにより、先般から実施されていた神奈川県二ヶ領頭首工、新潟県荒川頭首工等の方式通り、農林施設災害復旧事業と河川改修、河川附帯工事との合併による愛本頭首工の移設が、まがりなりにも軌道に乗ることとなった。

河川附帯工事とは本来河川工事とそれ以外の工事の内後者の方をいう。今回は河川改修（開削拡幅）する際障害となる他の工作物（頭首工）を移設又は改築する工事で河川側の費用で施工するを原則とするが、この工事（移設、改築）で工作物の管理者が利便を得る場合はその範囲内で、工作物の管理者にその費用の一部を負担させることが出来る。愛本頭首工の場合は、約860,000千円で原形復旧するところであったが、河川附帯工事等新設した場合、原形復旧するのに必要な860,000千円の利便があるので、これを工作物管理者の一部負担金として負担することとした。その工事は附帯工事にかぎり河川側でも、工作物管理者側でも施工することが出来るので、負担額の大きい農林側で施工することとした。詳細については河川法68条及び建設省令20号河川附帯工事の費用負担に関する事務取扱規則を参照されたい。

### 3 合併工事の範囲及び費用の負担について

愛本峽周辺の河川改修計画は計画高水量6,000m<sup>3</sup>/sec（既往最大5,670m<sup>3</sup>/sec）、計画高水位EL141,000m（既往最大EL143.500m）とするため現愛本頭首工は上流150m遡上し新築する。

河幅狭小な愛本橋附近は右岸側を約20m開削拡幅し、かつ不要となる現頭首工は撤去する。

工事範囲は富山県（農林側）は新頭首工の建設と現頭首工の上部撤去（建設省が引続き行う現頭首工両岸の拡幅、護岸に悪影響のないエプロン面上部のピア等（流水阻害物のみ）を昭和45～48年に施工する。新頭首工完

成後建設省が河川拡幅と左右護岸を実施し、その後現頭首工の下部撤去（富山県が上部撤去した残りの下部エプロン、取水口等）を行ない一連の愛本周辺河川工事を終了させる。

費用の負担については今回の協定で一番問題があり多小の譲歩はしいられたが、原則論は治水が原因で上流に移設し、現地原形復旧費以外はすべて河川附帯工事費で負担する。詳細は次の如く定めた。

(1) 富山県（工作物の管理者）は農業用施設災害復旧費を限度とし優先支出する。

ただしその内、現頭首工の応急復旧に用いた費用は除く。

(2) 新頭首工の機能は現機能を回復するにとどめ、改良的要素を加味しない範囲内で不足する費用はすべて河川附帯工事費で負担する。

(3) (2)項の設計内容はすべて建設省と打合せ承諾を得るものとし、年度毎に必要な費用は河川附帯工事費として申請する。ただし工事中の災害及び物価変動による増加分の内、農林施設災害復旧で増額されるものは(1)項の費用に含める。

(4) 建設省施工分はすべて建設省が負担する。

(5) その他上流移設に附帯する関西電力予備放水路付替工や、上流移設地点の事前調査費、用地及び補償費は富山県が負担する。

(6) 工事雑費、事務雑費については各々1.5%であるが、河川附帯工事費についてはその定率の半分0.75%づつとし、不足があれば施工者側の富山県で補填する。

以上のことをまとめ覚書を交したが、この事業の元締である農林省、建設省間に思惑があり、農林省は今後、この方式で河川許可工作物を暫時改良してゆくよう、慣例化したいので覚書文章にもこの方式の主旨を明記するように指導されるし、一方の建設省はこの方式を慣例化すると数多い農業用の河川取入堰の改良に協力させられたのでは、間尺に合わないとして文章に明記することを拒否し続けた。そこで富山県は“名”を捨て“実”を取ることに決め覚書文章には強い表現を避けて建設省の希望通りとし、必要な費用は協議の上、建設省が負担する一項を挿入することにとどめた。

工事費及び財源内訳は次表の通りである。

1) 総額 1,311,402千円

(単位千円)

事業量費 工種	事業量	事業費	摘要
工事費		1,275,378	
本工事費	本体 1式 導水路右 227.00m 左 303.70m ゲート (洪水吐37.0m×2門 土砂吐10.0m×1門)	1,202,601	
附帯工事費	予備放水路	40,000	県単
測量及試験費	コンクリート試験, 電気探査試験	7,811	一部県単
用地及補償費		4,000	県単
船舶機械器具費		—	
営繕費	現場事務所	2,869	
工事雑費		18,097	一部県単
応急工事費		17,698	
事務費		18,326	〃
計		1,311,402	

2) 財源

(単位 千円)

種別	事業費	国庫支出金	県費	地元負担金	北陸電力負担
農災事業費	870,924	710,786	32,169	32,167	95,802
河川附帯工事費	385,000	385,000	—	—	—
県単事業費	55,478	—	55,478	—	—
合計	1,311,402	1,095,786	87,647	32,167	95,802

## IV 新頭首工計画

## 1 工作物の概要 (旧堰との対比)

名称	単位	新計画	現計画	災害復旧査定
計画洪水量	m <sup>3</sup> /sec	6,000	3,600	4,950
常時満水位	E L m	131.176m	130.948	130.948
せき長	m	101	61.8	61.8
頭首工型式		フローティング全可動	フローティング全可動	フローティング全可動
洪水吐ゲート	型式 H×lm	シエルタイプローラー 3.0~3.5×37.0 2門	ローリング 3.33×24.24 1門	シエルタイプローラー 3.33×27.0 1門
土砂吐ゲート	〃 〃	ローラー 4.2×10.0 1門	ローラー 4.65×7.27 2門	ローラー 4.65×7.27 2門
ゲート敷高				
洪水吐	E L m	127.778 128.278	127.74	
土砂吐	E L m	127.076	126.54	
取水口, 取水量	m <sup>3</sup> /sec	右岸 54.4 左岸 25.6	右岸 54.4 左岸 25.6	
〃ゲート(右)	型式 H×lm	二段式ローラー 3.75×5.0 4門	二段式ローラー 3.0×3.64 4門	



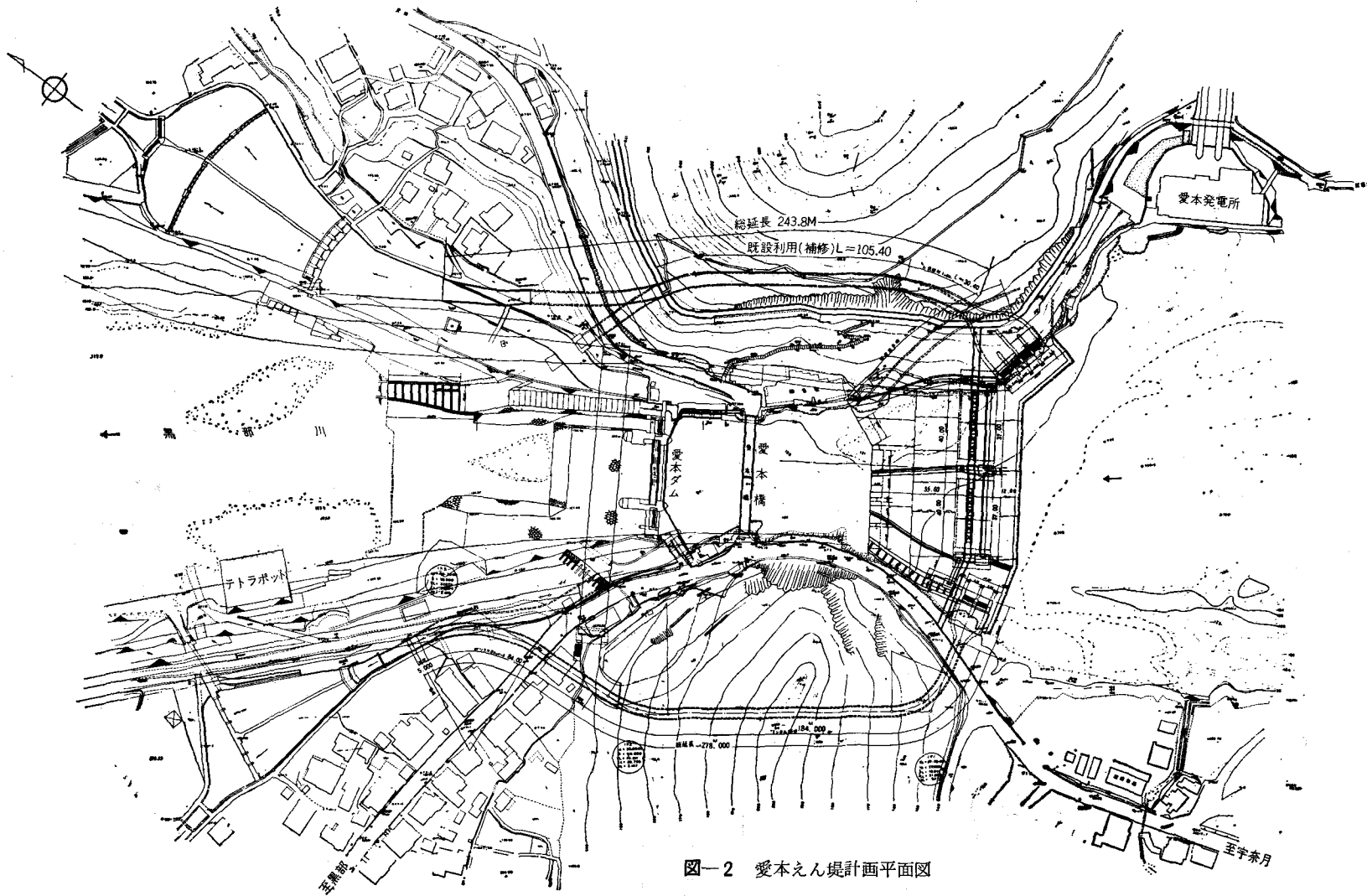


図-2 愛本えん堤計画平面図

型式	二段式ローラー	二段式ローラー
H×lm	3.75×5.25	3.0×3.31
	2門	2門
溺堤標高	EL m	EL m
	128,600	127.08
取付水路		
右岸水路	トンネル 272m	馬蹄型 r=3.93
左岸水路	トンネル 198m	馬蹄型 r=1.90
	暗渠	暗渠

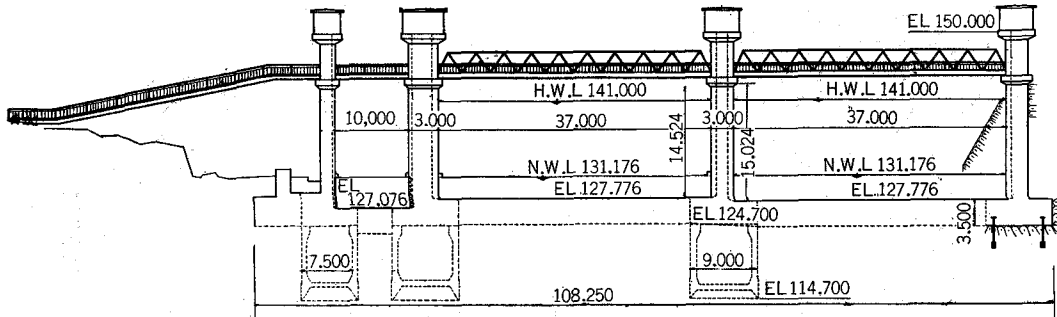


図-3 えん堤計画正面図

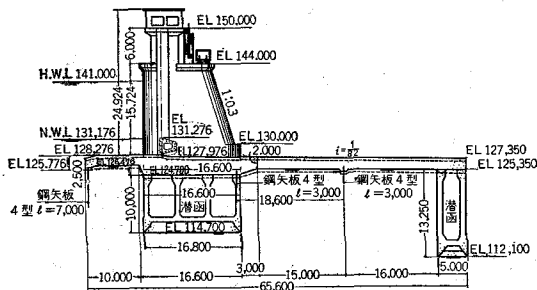


図-4 えん堤縦断面図

## 2 技術的問題点と対策

### 1) 両岸取水方式について

通常頭首工設計の基本は、みを筋の附近に取水口を造るのが原則であり、新愛本頭首工についても、この原則にかわりはないのであるが総取水量 $80\text{m}^3/\text{sec}$ （右岸里東合口用水 $54.4\text{m}^3/\text{sec}$ 、左岸里西合口用水 $25.6\text{m}^3/\text{sec}$ ）と設置ケ所の地形及び総工物の配置計画を考慮すると、右岸のみを筋附近で一方取水し右岸側地下室で分水し、他の理由で設置する新頭首工エプロン下流端のケーソンの一部を水路サイフォンに併用し、左岸側に $Q=25.6\text{m}^3/\text{sec}$ を導水すれば、みを筋の維持、今後の管理には理想的形状となる。しかし地形上、あまり制約のない場所ならともかく、計画平面図でも感じられる様に、この愛本峡は左右岸とも急峻な山地にして国有林でもあり、景勝地でもあること。附近に関西電力KK愛本発電所や、その放水路及び予備放水路等が交錯しており、この地下

で $80\text{m}^3/\text{sec}$ にも及び取水工や分水工を造ることは可能ではあるが、両岸取水方式に比べ約200,000千円の費用が嵩む。

そこで200,000千円の投資と、これを投資せず工費的には経済的な両岸取水方式を採り維持管理及びその他工物配置計画を工夫することにより、左岸へのみを筋維持が不可能かを検討した。

新頭首工軸線が現況の土砂堆積線（中州の水際線、平面図参照）との間隔10～15m以上取れば今後新堰築造後は上流土砂堆積線が後退することはあっても、前進することはないことが、中小洪水時のこの線における流速変化から確認される。これにより人為的に水路開削しなくても、 $B=10\text{m}$ 、 $H=3.00\text{m}$ 、 $A=30.0\text{m}^2$ の堰軸線上流水路が維持出来て $Q=25.6\text{m}^3/\text{sec}$ が充分流れ、洪水減退期における洪水吐ゲート1、2号土砂吐ゲートの開度運用により現在以上に上流堆積線が後退させ得る事を考え、左岸土砂吐ゲートを出来るだけ大型にすることにつとめた。

設置位置の堰長から考えればこの土砂吐ゲート（左岸側）を大きくすれば、洪水吐ゲートの大きさが河川工物設置基準案から洪水量 $4,000\text{m}^3/\text{sec}$ 以上は芯々間隔40m以上にしなければならず、地山をカットして堰長を長くするか、右岸の土砂吐を縮小、又は廃止しなければならない。

新愛本頭首工では右岸のみを筋維持が容易なこと地形上から考え、右岸土砂吐を廃止し洪水吐1号ゲートの敷を0.5m下げることにより土砂吐の代用もさせる苦肉の

策を採った。しかしこれは普通の頭首工と異り、黒部川は水が豊富なうえ、上流の関西電力黒部川第ダムの調整により冬期渇水時でも昼間約 50m<sup>3</sup>/sec の河川流量が保持出来ることから前述の方式を採ったものである。

## 2) エプロン面の耐摩耗、耐衝撃対策について

黒部川は日本有数の急流河川であり、河床勾配はえん堤上流50～60分の1、下流で90～100分の1と急峻である。流域面積667km<sup>2</sup>年間総流量約30億m<sup>3</sup>、推定流出土砂300,000m<sup>3</sup>/年、その最大粒径1,000%にも達し、中小洪水時に地響をたてて流下しこの衝撃でエプロン面がクラッキングされると同時に小粒径の土砂で摩耗される。

現頭首工エプロン面は、花崗岩の間知石張を施工しているが、年間300～400m<sup>2</sup>の補修をグラノシックコンクリートで施工し工費約2,000千円を要している。新堰のエプロンについても何らかの方法で保護すべきであると考へ、種々の工法の特失を比較し経済性はもちろん、実施に当たっての施工性の検討と、容易に現地テスト出来る工法は約4種類実施した。しかし現地テストの期間不足技術解明の不能な面もあり、結果的に在来から信頼度が高く、かつ経済的な間知石張とし、工夫改良を加えて、改良型間知石張工を全面的に採用した。

これら各種保護工の検討した内容は次の通りである。

### 1) 保護工の種類

#### ① 表面コンクリートの改良法

##### ◎真空コンクリート

・鉄粉混入コンクリート ・メタコン

##### ◎エンベココンクリート

・ノンシュリンクコンクリート

##### ◎グラノシックコンクリート（別合、膠石コンクリート）

#### ② 別機による保護工

- ・石張工 花崗岩、安山岩間知石張
- ・鋼板工
- ・ゴム板工
- ・木レンガ工
- ・特殊材料塗布工 ◎アンビルトップ

※注 ◎印は現地でテスト実施

ロ) 各種工法の得失、試験結果及び今後の改良法について

#### ① 真空コンクリート（吉野理化工KK方式採用）

普通コンクリート打設後、ただちに表面よりコンクリートの水分を真空方式により吸出し、コンクリート中の水セメント比を小さくすることにより、初期、長期強度の増大と、表面に不透水性の薄い層を造り、摩耗、凍結融解に強いコンクリートにする。貧配合のコンクリートほど効果率は大きく、富配合になるにしたがい、その率

が低下することは工法の原理からして明白である。

施工に関しては作業が簡易で大量施工も可能であり工費も低廉であるが、対象とする摩耗物によって使い分けるべきである。現地実験結果では対衝撃性に弱く、1年で100～200%の損減を見た。このことから出水期に大玉石の衝撃がある所には適さず、摩耗のみのカ所に使用すべきである。

#### ② 鉄粉混入コンクリート（エンベココンクリート、日曹マスタービルダース製）

この方式は普通コンクリートの細骨材の一部を鉄粉に置換え、特殊混和剤を用いてコンクリートの耐摩耗性を大にするもので、鉄粉混入率はコンクリート1m<sup>3</sup>当り200kg～400kgで普通用いる場合は350kg以上とされている。

この耐摩耗性増大はエンベコアグレグレート（鉄粉+特殊混和剤）の混入による圧縮強度増大によるものか、又はセメントペーストに粘性が生ずることにより、耐摩耗性が増大するものかは究明されていない。（詳細な効果率比較は業界の資料によらるたい）

施工性と工費については単価30～40千円/m<sup>3</sup>で厚さ0.25m施工で7.5～10千円/m<sup>2</sup>と割高である。（参考、真空コンクリート処理代500円/m<sup>2</sup>）施工は混合後のスランプ低下が普通コンクリートに比べ急激であり、大量使用で既成生コンプラントを使用するときは、この点に留意すべきである。

現地実験結果では1年に50～60%の損減があり、真空コンクリートの倍近い効果はあるが、上記工法と同様に耐衝撃性に弱い事が出水直後の表面凹凸から判断せられた。ただし耐摩耗性には真空コンクリートより数段優れており流下土砂粒径30～40%程度の河川には充分使用出来るものと思われた。

#### ③ グラノシックコンクリート

これは水セメント比の極度に小さい細骨材を用いぬ砕石コンクリートで従来山間部にあるえん堤摩耗部の部分補修に多く用いられ、補修規模の大小、施工厚の大小いずれでも施工出来る特色はあるが、水の少ないパラパラのコンクリートを如何に均一かつ充分締固め、密度の高い不透水性のコンクリートにするかが一番この工法の特色であり、留意しなければならない点である。

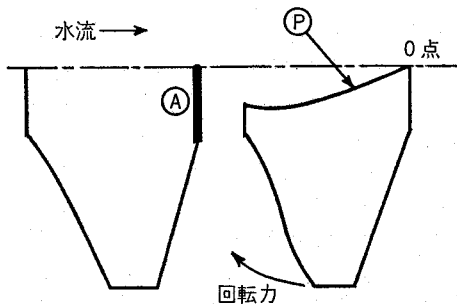
配合セメント750kg、砕石（φ25%）0.90m<sup>3</sup>、水小々、これをスランプ0程度で混合シタコつき又は振動式ソイルコンパクターで一体になるよう数層（一層5～7cm）で充分に搗固めるもので工費1m<sup>3</sup>当り、施工費も含めて9,000円程度である。大量施工の場合、生コンプラントよりコンクリートミキサー車で運搬出来ない欠点があり、現場に必要な規模のプラントを設置しなければならない。又大量施工の搗固めが問題となり、従来タコによる搗固めであったが、現地実験の折、施工機械のテストも

行ない振動式ソイルコンパクターでも充分搗固め得ることが実証された。摩耗程度は50~60mm/年とエンベココンクリートと同程度であるが、工費は3~4分の1であり経済的である。一部搗固め不十分なカ所があると、そこから凹状が急激に増大し損傷をきたすので搗固め管理が一番大切である。

#### ④ 石張工

在来から用いられ耐衝撃力も含めて一番信頼度の高い工法であり、現頭首工エプロン面も全面的にこの工法で保護されている。

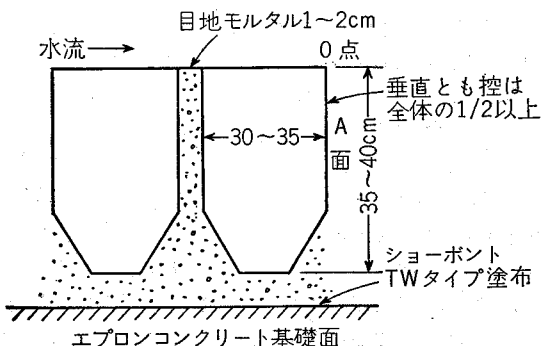
現エプロンや上流の関西電力KKの取入堰エプロン等の石張工の損傷具合を詳細観察し分析して見ると、石の硬度が硬すぎるより、多少硬度がおちる方が全体的に損傷が少ない感が判明した。これは黒部川産の石や片貝川産の石（いずれも花崗岩質）と新潟県産安山岩質間知石張工を見ると石が硬すぎると片べりをして表面に凸凹が生じ、その凸部に転石の衝撃力が集中し下図の如く抜け石の原因になるのではないかと。転石より補護面の石材が多少軟いと片べりが少なく、すりへりは花崗岩より多いが全体的には耐用年数が多くなるようである。



図—5

Pの衝撃力によりO点を中心にして回転力が張石に働き、石の間隔が大きかったり、A面の垂直とも控が小さかったりすると抜け石の原因となる。

張石の損傷はもちろん表面の耐摩耗も大切であるが、抜け石による損傷がその附近張石破損の原因となり、加



図—6

速度的に損傷部を増波するものである。新愛本頭首工ではこの因を多少なりとも防止するため下図の如く改良型間知石張工とし、安山岩質間知石張工は材料費が高く（1m<sup>2</sup> 30,000円、控40cm）経済性を考え、地元産でも石質に粘りのある片貝川産花崗岩（控35~40cm、10,000円/m<sup>2</sup>）を使用した。

- ・ A面の垂直線を長くしO点を軸とする回転抜け石に対処する。
- ・ エプロンコンクリート面に生コンクリートでも接着出来るTWタイプのショーボントを塗布し石張層のはく離防止と一部衝撃力のクッションとする。
- ・ 目地は出来るだけ狭くし填充モルタルを充分に填充搗固める。この作業が石張工の生命となる。

#### ⑥ 鋼板保護工

S S 41鋼材を下部コンクリートにアンカーして周囲を溶接する。この方法は早月川で農林省が養輪頭首工に用い鋼板厚9mmで平均摩耗量0.27mm/年という実績がある点を参考にし、送土土石年間総流量等を黒部川と比較して当愛本においては16mmの鋼板を用いかつ鋼板1枚の大きさを0.9m×0.9m程度小型にしアンカー率の増強を計り鋼板のはく離防止と温度歪みによる鋼板はらみ部摩耗防止につとめるべく計画し耐用年数からも充分経済的であると試算されたが、上流柳河原えん堤の鉄板及びレールによる保護工の損傷を見ると河水のエネルギー及び転石の衝撃力は想像を絶するものがあり、摩耗よりはく離去が心配で使用には踏きれなかった。

#### ⑥ ゴム材保護工

「柔よく剛を制す」の諺があるように、転石の衝撃力がエプロン面に加わった場合当然そのエネルギーは何らかの形で消費されるか反発力によりとび上りエネルギーとなって変化する等エネルギー消費の点から当然、理論的にもゴム材の補護工は成立するところである。

しかし現在ゴム材補護工がエプロン面に採用されない原因はゴム材の取付方法に適当な工法が見出せなかったことと水中の転石運動エネルギーが充分に解明されていなかったからだと思われる。

運動エネルギーが明白になればゴム材質、ゴム板厚等は決定し得るのであるが、究明力の不足、時間的余裕等がなくモデル実験は出来ず、実施に踏きれなかったが、今回検討した下記の事項を参考にして、今後の保護工の参考にすべく、早急に現地テストを実施したいと思う。

ゴム板保護工法には、

- 1 ゴム材を鉄板に焼付しその鉄板をコンクリートにアンカーする法。
- 2 ゴム材単体板を金具等でコンクリートにアンカーする法。

この二方法の内衝撃力のある場合は①方法では衝撃力

の逃げ場所が、ゴム材の弾性力のみで吸収することとなり剪断力をうけゴム材の弾性が次第になくなって打ち切られる損傷が多い。この点②方法ではゴム材が衝撃力を吸収するとともにゴム材が一部ずれ動く事によっても吸収することが出来損傷が少なく経済的である。

ゴム材質については耐候性と材質調整の可能な合成ゴ

ムが良く、表面は扁平のものより凸凹を付け衝撃力がその面に直角に当るようにすれば衝撃力のみとなり、摩耗力はほとんどなくなるよう工夫する事も大切である。

砕石プラントなどで衝撃及び摩耗対策として広く使用されている実績を参考に次の如き、ゴム型及び取付方法を編出して見た。

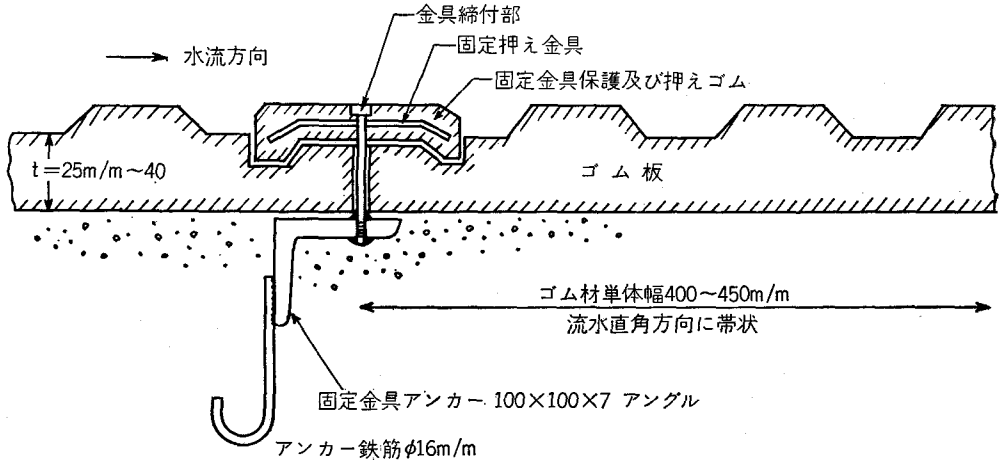


図-7

### 3) エプロン下流の保護対策

エプロン下流についてはプライの経験式により求めた長さの護床工をほどこしエプロン下流の洗掘を防止しエプロン基礎の土砂すい出しを防ぎ頭首工全体の安全を期するのが通常の方式である。

当愛本頭首工では単位幅洪水量  $q=90\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$  と異状に大きく水深流速とも大であり現在開発されているコンクリートブロックでも特に大型のものを用いなければならず流砂の大きい黒部川でも特に摩耗等にも注意しなければならない。

頭首工周辺の両岸を見ると堅牢な岩盤が露出し、河床部も割合い浅い所に基礎岩盤が存することも物理探査で確認されているところから、在来の方式を変えて、下流が如何に洗掘、堆積が洪水によって、繰返えされようともエプロン部に影響のないように、エプロン下流端に基礎岩盤に達するケーソンを河幅一連に沈設し、河床を自然に変えるのではなく、エプロン下流端で不連続にして流水エネルギーからの保護を行う方法とした。

又このウエルには水抜穴を設け、滲透路長には入れず

単純に下流河川による影響の防止にとどめた。この方法が建設費、維持管理費とも一番低廉で安定した工法と思われる。

## V おわりに

愛本頭首工の改築工事も約80%と進捗し、昭和48年4月から供用することとなりますが災害復旧事業が主体のため、工期が不足で、特殊条件が種々あるにもかかわらず、模型実験も実施出来ず、又河川附帯工事との合併の経緯もあり、極力、経済性につとめたため、多少不安が残る点も多いが、基本設計の際、京都大学沢田教授、長谷川助教授、富山県立技術短大中谷教授の教回に及ぶ御指導と助言で意を強くして実施に踏みきったのであり、諸先生には心から御礼申し上げます。

又、事業成立に多大の御支援、協力いただいた農林、建設両省に衷心より感謝申し上げます。農業土木に従事する諸兄が今後、このような河川との合併工事の際に愛本頭首工の経緯が多少とも参考になればと思い拙文もかえり見ず筆を取った次第です。

## 小櫃堰地下連続壁の設計と施工

宮崎 雄二\* 梅木 敏弘\*\*

## 目 次

まえがき	54	4. イコス・クラムシェル工法の施工概要	56
1. 事業の概要	54	5. 地下連続壁の設計, 施工上の問題点	57
2. 止水壁の検討と地下連続壁の採用	54	6. 施工実績	60
3. 地下連続壁工法の選定と工事発注の経過	55	むすび	62

## まえがき

小櫃堰は、浸透性地盤上に築造されたフローティングタイプの頭首工である。その止水壁には、地下連続壁という頭首工の止水壁としては極めて実施例の少ない止水工法を採用している。本堰では、昭和44年度以降3ケ年間で総計 2,055m<sup>2</sup> を施工したが、ここでは本工法における設計施工上の問題点と工事経過ならびに施工実績について報告する。

## 1. 事業の概要

小櫃堰は、千葉県木更津市および袖ヶ浦町の小櫃川下流沿岸に広がる約 1,000ha の耕地に、毎秒2.7トンのかんがい用水を供給する取水堰である。昭和44年8月躯体工に工事着手し、水門および付帯施設を合わせて48年3月完成の予定で、目下建設途上にある。

総堰幅 122m, 堰の長さ 56.5m, 純径間 18m×扉高 3.53mの鋼製シェル構造ローラーゲート6門からなる全面可動堰で、他に魚道および左右岸の取水施設からなっている。

本堰は、当初県営かんがい排水事業による農業専用施設として計画し、実施してきたものであるが、45年7月の集中豪雨による災害発生に伴い、その災害復旧事業として2級河川小櫃川改修工事が治水側において同時施工されることとなり、その計画洪水量が本堰地点において当初計画の 650m<sup>3</sup>/sec から 1,200m<sup>3</sup>/sec に大幅変更されたため、両者協議の結果、本堰は治水側の河川改修計画に準拠して、その規模変更をおこない、農水・治水による共同事業として実施しているものである。

## 2. 止水壁の検討と地下連続壁の採用

浸透性地盤上にセキを築造する場合、その基礎の設計にあたっては十分な細部検討が必要なことは言うまでも

ない。特に止水壁の設計は、止水壁を設ける位置およびその長さ、或いは止水工法などがセキの安全性に直接影響する要素となるので、いくつかの設計例を設定して比較検討をおこない、より安全で効果的な止水壁を選定することが肝要である。

本堰の止水壁設計にあたっては、その立地条件にもとづき特に次のような点について検討する必要があった。

- (1) セキ築造個所の基礎地盤が砂質土(細砂)であり、かつ堰上げ水深が3.53mと比較的大きいことから特にパイピングに対して十分検討する必要がある。
- (2) 本川湧水量の絶対量が少なく、ほぼその全量を取水するので浸透量を最小限におさえる必要がある。
- (3) セキ体の揚圧力を軽減せしめ、下流床版厚さを小さくするなど経済性についても十分検討の必要がある。
- (4) 築造個所の地質性状は、堰体のほぼ中央部より左岸側は、床版面下約5mでN値50以上の固結砂層となるので、施工上長尺の矢板を打込む従来の止水工法は不相当と考えられ、他の適切な工法の選定について十分検討する必要がある。

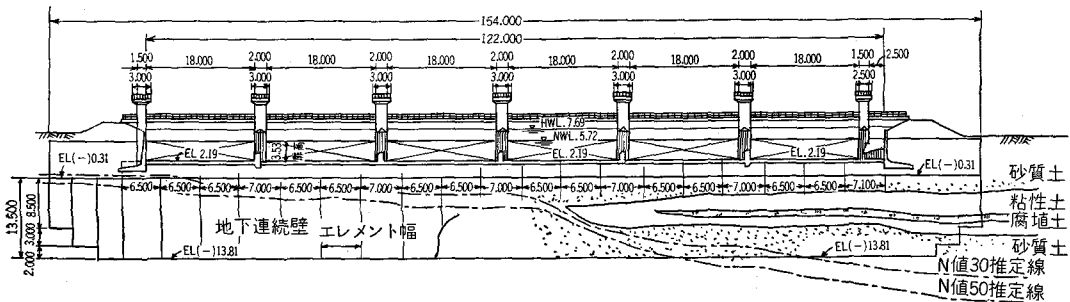
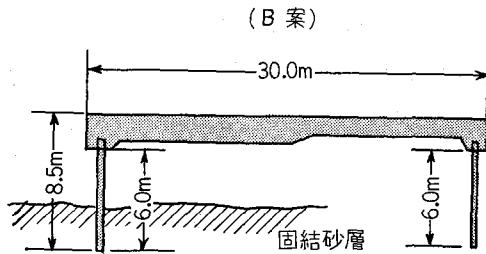
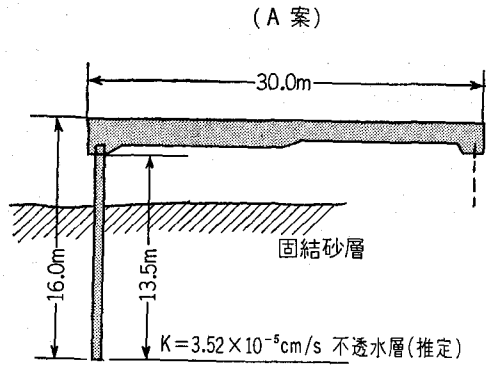
そこで、これらの諸条件に適合する止水壁として次のA案、B案の2例について、それぞれ浸透路長、地下浸透量、床版厚さおよび工法上の可能性と経済性についての比較検討をおこなった。

その結果、これらの諸条件を十分満足する止水壁は、長尺の前面止水壁が設計上有効であり、かつ施工上からは地下連続壁工法が有効であるとの決論に達し、A案を採用することとした。

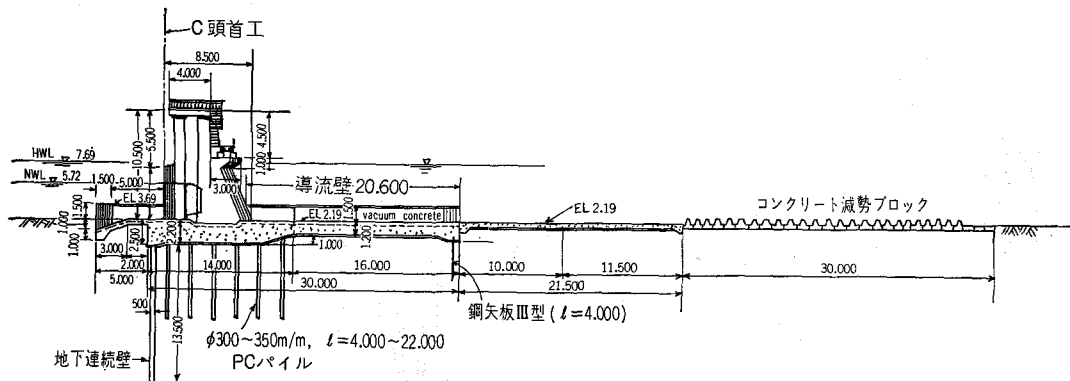
しかしその反面、地下連続壁工法については実のところ発注者である千葉県側においても施工経験が全くなく、またそれらの専門的知識を有する技術職員もいない実情から、この工法を実際現場で施工する場合に果して期待し得る成果をあげることができるかどうかという不安もあった。しかしながらわが国でも数少ない頭首工止水壁として、他に先がけて実施するには良い機会であり、

\* 千葉県農林部耕地課

\*\* 千葉県木更津土地改良事務所



図一 頭首工正面図及び地質性状図



図二 頭首工側面図

したがって施工能率、精度、経済性などについても一長一短がある。

しかもこれらの工法は、その施工権が開発又は導入し

又新しい技術を取り上げ、勇気をもって前進することこそ技術進歩の進でもあると信じ、本工法の採用に踏みきった。

地下連続壁は、壁のつくり方によって柱列式と壁式に大別されるが、壁式は柱列式(連続杭)に比べ、止水効果が大きく、かつ本体構造としての強度性に優れるという利点があるので、本堰では壁式地下連続壁を採用した。即ちこの連続壁は、水叩き上流端に深さ13.5m、厚き0.5mの鉄筋コンクリート地下壁を総幅154mにわたって構築するものである。

### 3. 地下連続壁工法の選定と工事発注の経過

地下連続壁工法の開発は、1950年イタリアにおけるダム工用しゃ水壁としてのイコス工法に端を発し、その後欧米各国でつぎつぎと新工法が開発され、わが国にも導入されて現在ではダムしゃ水壁工事に、又地下鉄側壁工事と多方面に数多く活用され、その有用性が広く認められている。現在わが国で施工されている工法は、イコス工法、エルゼ工法、OWS工法、アースウォール工法など数種類があるが、これらは連続壁のつくり方、掘削の方法、掘削土の排土方法などがそれぞれ異っており、

た施工業者にあるため、特定の工法を指定することは、特定の業者を指定することとなり、工事発注の段階で自由な施工業者の選択ができないなどの難点があったが、

たまたま昭和42年頃にKK利根ボーリングにおいて、BWロングウォールドリルという新しい型の掘削機が開発され、この掘削機を使用することによってどの施工業者でも自由に施工できるBW工法が出現した。

しかし、本頭首工工事の発注時点である44年頃においては、未だこのBW工法の実績は少なく、又開発されてから間もないため掘削機の汎用性がないなど、設計工法として採用するには若干の抵抗を感じたが、その能率性と経済性は、他の工法（イコス工法、エルゼ工法、OWS工法）との比較検討により、より一段と優れていることが明確であり、さらにまたこの工法が前述のようにどの施工業者でも自由に施工できるところにメリットがあるので、工事発注における設計工法としてBW工法を採用することとした。

工事発注は、地下連続壁工を含めた躯体工工事について、

昭和44年8月指名競争入札をおこないその結果、大成建設KKが請負うこととなったが、地下連続壁工法については、特に工法指定をせず発注したが、その後、施工計画協議の際に大成建設KKからイコス工法により施工したい旨の申し出があり、両者協議のすえ

- (1) イコス工法により施工しても、設計工法（BW工法）の変更はしない。
- (2) したがって請負金額の変更はしない。
- (3) 工期の変更は認められないので、施工能率の向上に努める。

などの申し合せによりイコス工法による施工を承認した。

#### 4. イコス・クラムシェル工法の施工概要

イコス工法には、ビット工法とクラムシェル工法の2

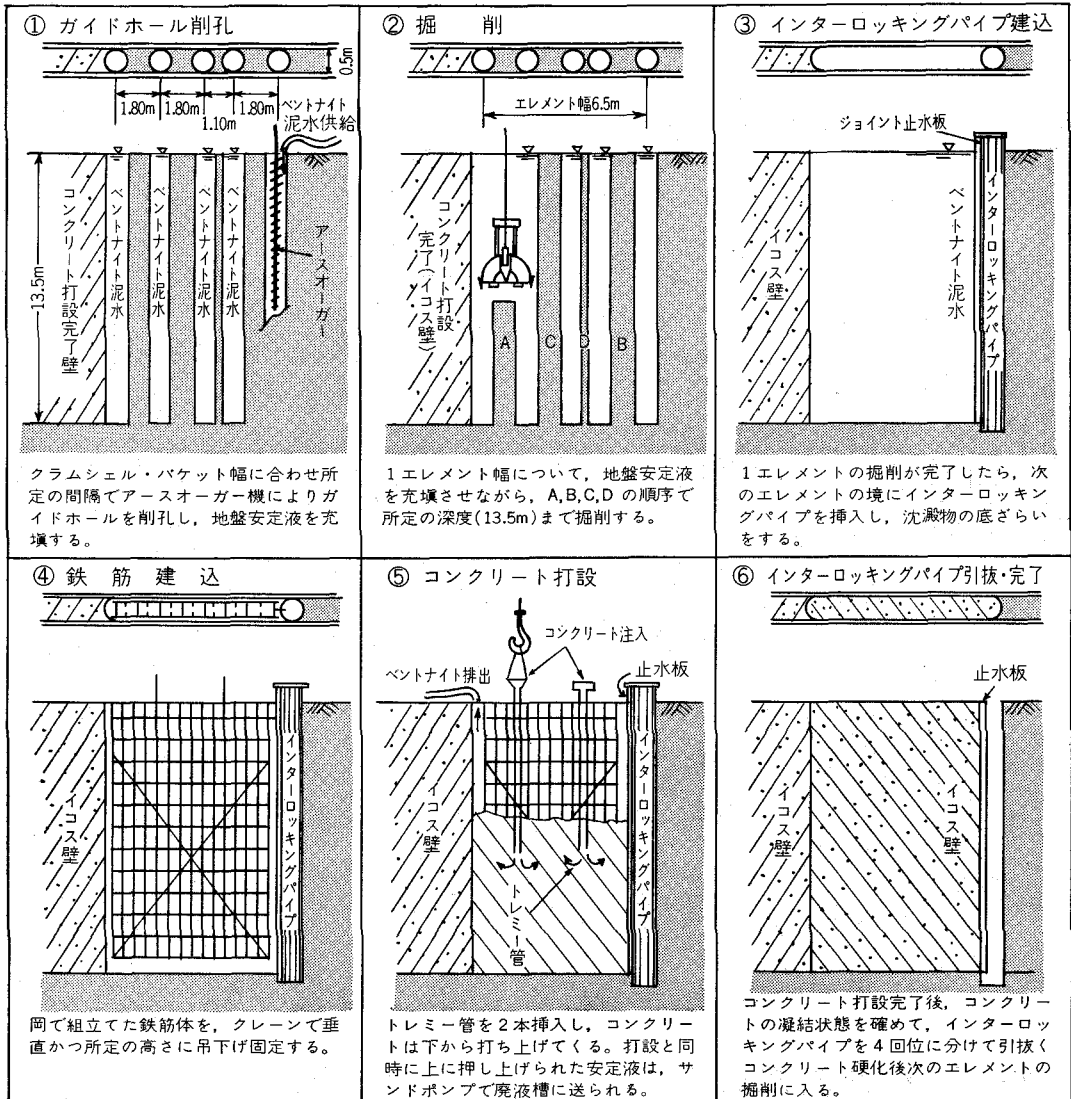


図-3 イコス・クラムシェル工法の施工概要



通りの工法があるが、前者はビットを回転させながら掘り進める方法であり、後者はクラムシェルバケットを用いてパーカッションによって掘削する方法である。

本工事では、クラムシェル工法によったか、それはビット工法に比べ

(1) 砂質土の掘削に適していること、

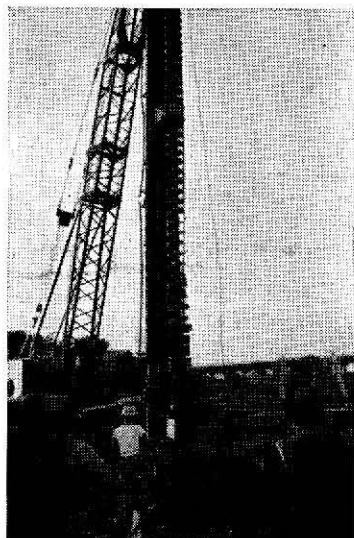


写真-1 ガイドホール削孔状況

(2) 1 エレメント(1 施工単位)の長さが大きくとれ、ジョイント数が減るので水密性に優れ、また力学的に連続した壁体がつくれること、

などの理由によるものである。ここでイコス・クラムシェル工法の施工概要を述べると図-3 に示すとおりである。

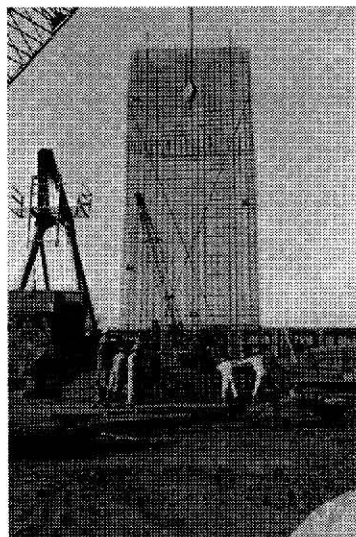


写真-3 鉄筋建込状況



写真-2 掘削状況

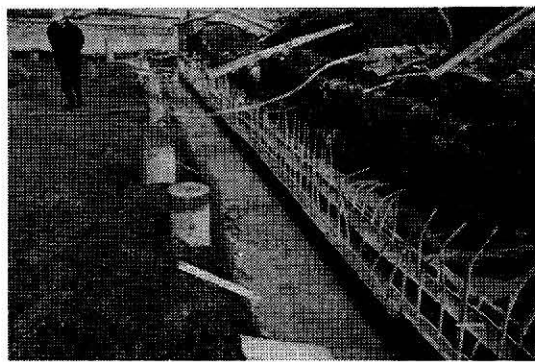


写真-4 コンクリート打設完了後の天端仕上げ状況

## 5. 地下連続壁の設計、施工上の問題点

本工事では、表-1 に示すとおり3ケ年間で総計2,055 m<sup>2</sup> を施工したが、初年度の44年度においては河川伏流水の影響を受け、掘削面の崩壊をひき起し作業上に重大な支障をきたすなど、苦い経験を味わったが、45、46年度は、それらの施工経験を生かし局所に施工技術の改良をおこなって順調に工事の完了をすることができた。

そこで、これらの施工経験をもとに本工法における設計、施工上の問題点についてふれてみたい。

### 5.1 地盤安定液の調査と品質管理

地下連続壁工法における工事施工上の絶対要件は、地

表-1 施工量と規模

施工年度	幅 (m)	深度 (m)	厚 (m)	施工量 (m <sup>2</sup> )	エレメント数	標準エレメント長さ (m)
44	62.5	14.0	0.5	848	13	5.0
45	40.0	13.5	0.5	540	9	4.6
46	51.5	13.5	0.5	667	9	6.5
計	154.0			2,055	31	

盤崩壊の防止にある。

地盤安定液は、この目的のために使用されるものであるが、そのためにはその土質に適応した調合と十分な管理、調整が必要であり、それが完全になされている限り掘削面の崩壊防止は完全であるといえる。

ベントナイトを主剤とする安定液の作用は、

- ① 土層中へのベントナイト液の浸透
- ② ベントナイトの脱水
- ③ マッドケーキの形成

の順序で孔壁に付着し、不透水性を増加させながら、土圧および水圧に対抗して壁面を保護するものである。

したがって、そのためには安定液の液圧が土粒子間隙内の圧力よりも大きいこと、および安定液圧 > 土液 + 水圧、であることが必要である。

本工事における安定液の配合は、まずベントナイト液の比重が、壁面に加わる土圧および水圧に対抗できるだけのものでなければならないものとして、必要な比重の最小限度を求め、これよりベントナイト量を算出した。

(図-4参照)又本堰の地質性状は、中間に崩壊性が高いと予想される貝殻を含む層があるので、CMCを適量添加してその安定性を高めることが必要であり、更に又CMCを使用した場合、粘性が非常に高くなり掘削能率の低下と同時に、コンクリート打設にも悪影響を及ぼす

恐れがあるので、粘性降下剤のニトロフミン酸塩を適量添加して、その配合比を決定した。

本工事における地盤安定液の配合と実績使用量は、表-2に示すとおりである。

表中、44年度の実績使用量が多いのは、河川伏流水による安定液の希釈および壁面崩壊に伴う作業期間の延長によるためである。またバライトを使用したのは、壁面崩壊時に比重を高めるためのもので、通常順調な工事のときには使用していない。

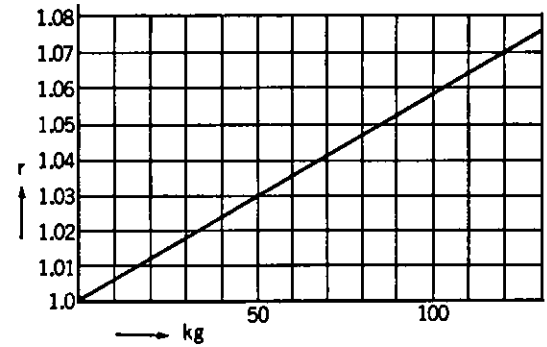


図-4 水1kl当りベントナイト配合量と比重相関図

表-2 地盤安定液の配合と実績使用量

種別 品名	水1m <sup>3</sup> 当り添加量		壁面1m <sup>2</sup> 当り実績使用量			摘 要
	理論配合	実績配合	44年度	45年度	46年度	
ベントナイト	100 kg	90 kg	75.7 kg/m <sup>2</sup>	57.7 kg/m <sup>2</sup>	60.1 kg/m <sup>2</sup>	3カ年間の平均転用回数は1.5~2.0回、比重測定値は、計算値1.06に対し平均1.10であった。
C. M. C	2	0.5	1.30	1.32	1.09	
ニトロフミン酸塩	2	—	—	—	—	
バライト	—	—	12.8	—	—	

(注) C.M.C カルボキシ、メチルセルローズ；粘性を高めるための添加剤

地盤安定液は、工事期間中を通じて繰り返し転用しながら使用するものであるが、機能低下を防止し安全な工事を約束するため、常にその品質管理には万全を期すことが必要である。すなわち、その比重、粘性、およびPHの測定を常時おこない液の劣化防止につとめることが肝要である。

### 5.2 エレメント長さ

1エレメント(1施工単位)長さのとり方は、本工法の施工上における能率と安全性に大きく影響する要因である。すなわち完全な地下壁を構築するためには、施工場所の地質の性状、湧水の有無など現場条件を十分調査し、さらに掘削機の作業能力、掘削の方法など施工上の

特質を十分把握したうえで、エレメント割を決定することがポイントである。

しかも本工事のように頭首止水壁として利用する場合には、より止水効果を高めるため、エレメント長さをできる限り大きくとり、ジョイント部を少くすることが効果的であるが、反面あまり大きくとり過ぎると掘削に要する時間やコンクリート打設に要する時間が大きくなり、それだけ壁面の崩壊をおこす危険度が大きくなるわけであり、したがってこれらを総合的に検討して安全かつ確実に施工し得る適切なエレメント長さを決定することが重要である。

本工事の施工実績では、標準エレメントの長さを表一

1に示すとおり、4.6~6.5mとし総エレメント数は31である。施工年度によりエレメントの長さが異なるのは、各年度における施工場所の現場条件が異っていたこと、および前年度の施工実績を十分勘案したことなどによるものであるが、46年度におけるエレメント割こそ、本堰の設計に基づく正規のものであり、最終年度にして設計どおりの満足いく施工ができたといえる。

本工事の施工実績から考察すると、1エレメントの長さは、前述のように現場の条件の施工規模などにより異なるものではあるが、6.5m~7.0m程度が最大限の長さとして判断される。

### 5.3 ジョイント工法

地下連続壁工法の弱点は、各エレメント間のジョイント部にある。特に本壁として利用する場合には、横筋の連結が不可能であり、強度上の問題が生じるわけであるが、現在のところいずれの工法とも完全な解決はなされていない。

本堰におけるジョイントの問題点は、強度上の問題よりもむしろ頭首止水壁としての止水効果を十分発揮し得るか否かの点にある。

一般に地下連続壁の構築後のジョイント部は、ベントナイトマッドケーキ（ベントナイトと土の微粒子が練り混った粘状のもの）が付着しているため、止水に対して特別のジョイントを使用しなくとも、施工が完全ならばそれ自体で止水効果を有するものであるが、そのためには、コンクリート打設時におけるスライムの除去や打設方法などに高度の施工技術が要求され、かつ壁面の崩壊を生じさせない十分な現場管理が要求される。

したがってこのジョイント部の問題は、それらの施工技術の巧拙によって大きく左右されることとなるので、本工事においては、これらの点を十分考慮のうえ止水効果をより完全に発揮させるため、ジョイント部にセメント・ベントナイト注入法と止水板継手工法の2工法を試験的に実施してみた。

その概要を述べると次のとおりである。

#### (1) セメント・ベントナイト注入法

本工法は、44、45年度にジョイント部の止水補強を目的として実施したものである。

地下壁コンクリート打設完了後に、その打継目の前面にジェットポンプによりベントナイト懸濁液を先端ノズルより噴出させながら所定の深度(13.5m)まで貫入し、その後グラウトポンプでセメント・ベントナイト混合モルタル（配合2：1）を注入しながら引抜く工法である。

本工法は、コンクリート打設時にジョイント部のスライムが除去されずに残っていて、コンクリートが地下壁のすみずみまで完全にゆきわたらなかつた場合の補強対策として実施したもので、結果的にはあくまで止水補強

としての域を脱していなかったものと思われる。

#### (2) 止水板継手工法

本工法は、46年度に完全止水を目的として実施したものである。止水板継手による工法は、施工上に難点があることなどから完全な工法は近年まで開発されていなかったが、45年末にT社の発案によりこれらの難点を解消する工法が開発されたのを機会に、本工事においても試験的に実施してみた。

その施工法は、図-5に示すとおりである。

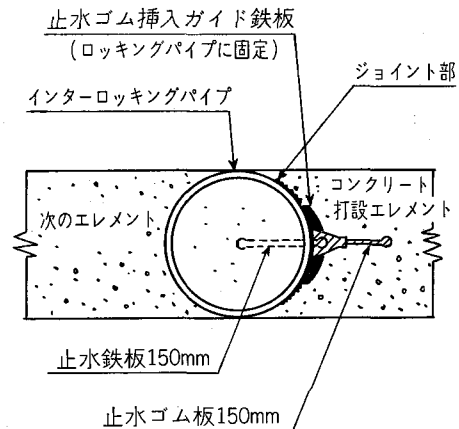


図-5 止水板継手平面図

#### 施工順序

- ① 止水ゴム板をセットしたインターロッキングパイプを挿入する。
- ② コンクリート打設完了後、ロッキングパイプを引抜く。
- ③ 次のエレメントのコンクリート打設前に、止水鉄板をゴム止水板の穴に挿入し、コンクリートを打設する。

本工法は、止水鉄板のセッティングに若干の労力と時間を要したが、入念に施工をおこなえば止水は完全であり、極めて効果的な工法といえる。

### 5.4 ウェルポイントの併行実施

本工事は、河川の半川締切内で施工したものであるが、44年度施工の締切側第2エレメントが、河川伏流水の影響を受け、地盤安定液が希釈されたため壁面の崩壊をひきおこし作業困難となった。そのためCMCやバライトの添加量を増し、安定液の粘性と比重を高めて機能回復をはかり、また劣化すると直ちに新しく調合して入れかえるなど液の管理、調整につとめたが、容易に良結果が得られず、最終的にはウェルポイントを壁心に沿って併行実施し、湧水排除と地下水低下をはかり安定液の希釈を防止して、所定の工事をおこなうことができた。

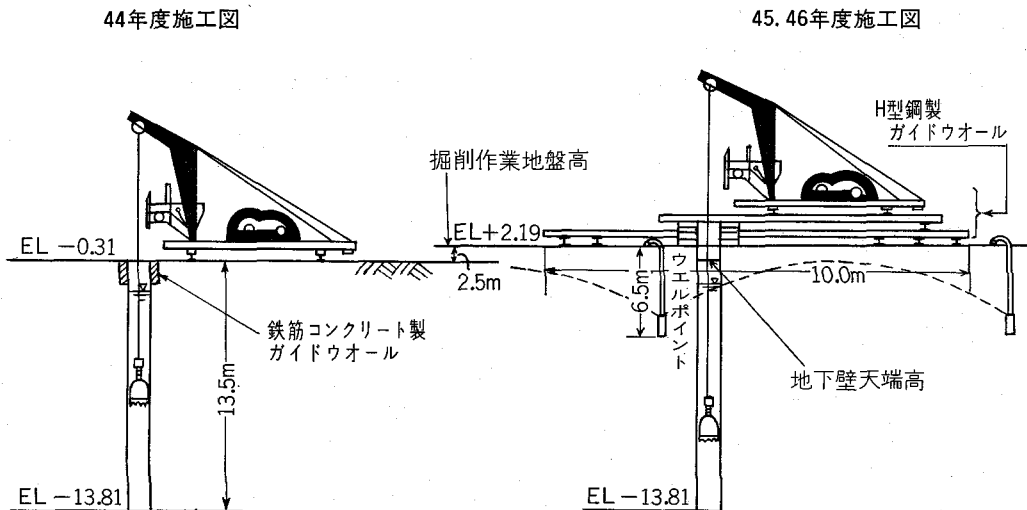
本堰のように、河川の半川締切内でしかも砂質土等に施工する場合には、被圧地下水や伏流水の影響を多分に受けるので、ウェルポイントを実施するなど水処理対策を講じる必要がある。

45年度以降は、ウエルポイントを実施することにより極めて良結果を得ている。

### 5.5 作業地盤高とガイドウォールの改善

一般にこの種の工法は、掘削作業地盤高を地下壁天端高として、これに鉄筋コンクリートのガイドウォールを

併置して施工するのが通例であるが、壁面の崩壊を防止するためには、地盤安定液の圧力ができるだけ大きいことがより有利であるから、本工事では作業地盤高を、地下壁天端高より2.5m高い地盤(現況河川敷高)とした。そのため、掘削作業量が(2.5m×施工幅)だけ増える



図一六 作業地盤高と掘削関連図

結果となったが、こうした対策を講じることにより掘削に対する安全性を高め、かつコンクリート打設の際に落差を大きくとれるので施工能率が良くなるなど、より安全確実で能率的施工が期待できる。

こうした工事においては、経済性よりむしろ安全性を優先させることが必要であろう。

又ガイドウォールは、掘削ガイドとして掘削位置を明確にし、施工精度を保持すること、あるいは測定基準となる、などの役割を果す目的で設置するものであるが、コンクリート打設および破砕に要する時間的ロスが大きいので、本工事ではH型鋼を加工、製作した独自のものを

を使用した。

これらの作業地盤高とガイドウォールに対する改善処置は、44年度における施工経験からその欠陥防止対策として講じられたもので、これらを改善することによって、45、46年度とも極めて良結果を得ている。

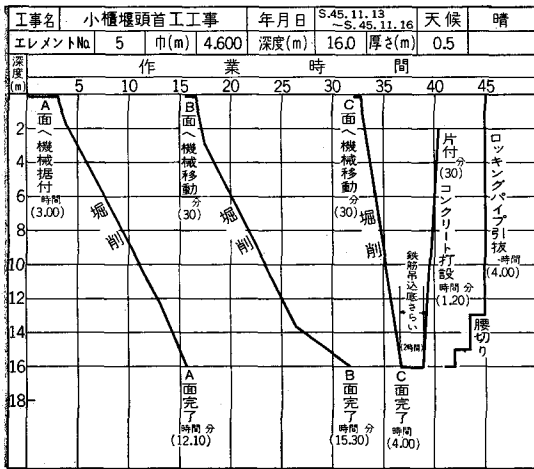
### 6. 施工実績

本工事におけるイコス工法の施工実績は、表一3に示すとおりである。また45年度工事の1エレメント当りの施工実績ダイアグラムは、図一7に示す。

表一3 標準1エレメント当り施工実績表

施工年度	標準エレメント寸法			実績作業時間 (hr)							1時間当作業量 (m <sup>2</sup> /hr)	コンクリート打設量		
	幅 (m)	深度 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	檣移動	掘削	整備修理	コンクリート打設	手待	その他	計		設計量 (m <sup>3</sup> )	実施量 (m <sup>3</sup> )	割増率 (%)
44	5.0	14.0	70.0	4.99	22.03	0.27	7.45	3.19	16.39	54.32	1.29	35.0	38.8(+)	10.9
45	4.6	13.5	62.1	2.95	28.04	1.67	6.29	0.47	3.66	43.08	1.44	31.1	31.4(+)	1.0
46	6.5	13.5	87.8	4.09	45.1	3.35	11.66	2.32	10.70	77.22	1.14	43.9	48.4(+)	11.0

- 注 1) 本表は、各年度毎の実績作業時間を標準1エレメント当りに換算したものである。  
 2) コンクリート打設時間には、準備、鉄筋吊込、コンクリート打設、インターロッキングパイプ引抜き時間を含むものである。  
 3) 本表には、アースオーガー機によるガイドウォール削孔作業は含まれていない。  
 4) 3ヶ年全体の平均1時間当作業量は1.27m<sup>2</sup>/hr、平均コンクリート割増率は9.9%である。



図一7 1エレメント当り施工実績ダイアグラム

以下作業能力、コンクリート損失量、施工費等についての施工実績を工事経過と合わせて報告する。

### 6.1 作業能力

表一3に示すとおり、1時間当り作業量は3ヶ年を通して1.14~1.44m<sup>2</sup>/hrであり、その平均値は1.27m<sup>2</sup>/hrであった。44年度は、前述のように第2エレメントにおいて壁面の崩壊というアクシデントがあったが、全体的には土質も中間層に腐植土を挟んだ粘性土が数m存在し、平均N値も30以下であったので、作業能力は、平均値に近い結果となっている。

46年度は、1.14m<sup>2</sup>/hr]と能率が低下しているが、これは当該個所の土質が床版面下5m程度でN値50以上の固結砂層となっており、地下壁最下部(深度13.5m付近)では、N値100以上という極めて硬い土質であったこと、さらに第7、8、9のエレメントにおいて深さ7~9m付近にシルト層砂土が局部的に挟んでいたため、若干の壁面崩壊があり、壁孔下部に砂が沈澱したためこの区間の掘削および底さらいに要する時間が比較的大きかったことが主な理由である。

また45年度は、44、46年度の中間程度の硬さを有する砂質層で、N値は平均50程度であり施工も極めて順調であったため、作業能力も1.44m<sup>2</sup>/hrで最高を示している。土質や現場条件によって異なるものではあるが、イコス工法ではこの値が最大値に近いのではあるまいか。

一方他の工法との比較であるが、設計工法であるBW工法は、その作業能力を3.73m<sup>2</sup>/hrとして積算している。またエルゼ工法においては、最近の施工実績として日新ダム地下しや水壁工事の実績が報告されているが、これによると総事業量928m<sup>2</sup>における平均作業能力は、2.03m<sup>2</sup>/hrで、本工事のイコス工法の1.27m<sup>2</sup>/hrに対し約6割増の施工能率を示している。

もちろんこれらは、その現場条件や土質が異なっているので正確な比較とはならないが、今後この種の工法を採用される場合には、貴重な参考データとなり得ると思う。

### 6.2 コンクリート損失量

コンクリート打設時における損失量は、地下壁構築の出来上りの良悪を示すパラメーターといえる。

設計寸法どおりの深さ、厚さに構築することは極めてむずかしく、もし壁面崩壊を起せばそれだけコンクリート損失量が大きくなるわけである。

一般にこの種の工法においては、平均損失量は10~15%が標準であり、本工事の平均損失量は9%であった。これは、設計損失量10%とほぼ同値の結果となっている。

また使用したコンクリートは、レデーミクストコンクリートB種で、その示方配合表一4は表に示す。

### 6.3 ガイドホール削孔実績

アースオーガー機によるガイドホール削孔実績は、45、46年度において平均作業能力4.95m<sup>2</sup>/hr(φ500mm)、歩歩掛0.18人/mである。

クラムシェル工法において、このガイドホールの施工は掘削を容易ならしめ、かつ能率的で極めて有効であった。

### 6.4 施工費

イコス工法の施工費を、以上のような施工実績にもとづき積算すると、表一5に示すとおりである。

本表は、イコス工法と設計工法であるBW工法との工事費を比較したものであるが、これによるとイコス工法は、BW工法に比べ17%の工事費増となっている。

この最大の理由は、やはり掘削作業能力が小さいことによるものである。なおイコス工法における労務構成は掘削からコンクリート打設完了までの一連作業工程を通して、機械工2名、運転工2名、土工2名の計6名であ

表一4 コンクリートの示方配合表

粗骨材の最大寸法(mm)	スランブの範囲(cm)	空気量の範囲(%)	単位水量(kg/m <sup>3</sup> )	単位セメント量(kg/m <sup>3</sup> )	水セメント比W/C(%)	絶対細骨材率(%)	単 位 細 骨 材(kg/m <sup>3</sup> )	単 位 粗 骨 材(kg/m <sup>3</sup> )	A E 剤(cc/m <sup>3</sup> )	設計強度(kg/cm <sup>2</sup> )
25	20±1.5	4±1	183	305	60	45	819	1,020	122	200

った。

表一5 イコス工法とBW工法工事費比較表

種 目	イコス工法 設計額	BW工法 設計額
直接工事費	7,083,000	6,367,000
(1)掘削	2,929,000	1,870,000
(2)コンクリート打設	4,154,000	4,497,000
機械損料	4,132,000	3,033,000
共通仮設費	2,626,000	2,360,000
現場経費	939,000	870,000
一般管理費	1,370,000	1,200,000
計	16,150,000	13,830,000
m <sup>2</sup> 当工事費	24,200	20,740
全体工事費	49,700,000	42,600,000
比 率	1.17	1.00

注1. 本工事費は、46年度施工の 667m<sup>2</sup> について積算したものである。

2. 全体工事費は、46年度における m<sup>2</sup> 当単価を全体工事量 2,055m<sup>2</sup> に乗じて算出した概算工事費である。

## む す び

農業土木分野における地下連続壁工法の活用は、現在のところダム工事用しや水壁や本例のような頭首止水壁としてのごく限られた範囲での活用であり、その実施例も極めて少ない現状にある。もちろんその活用にあたっては、コストや適用性の問題はあるが、今後は掘削機の開発が進むにつれ施工能率の向上とともに、ますますその適用範囲も拡大されるので、その利用の可能性は十分に秘められており、大いに注目すべき工法であると思う。

本堰における工事施工は、結果的には順調に完了することができたが、なお多くの設計、施工上における検討課題が残されていると思う。今後この種の工法を採用される方々にとって、少しでも参考に資するところがあればと思ひ報告した次第である。

最後に、本工法を採用するに当たり種々ご指導くださった農林省関係各位および工事期間中特にご協力いただいた大成建設KKの各位に深く感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 連続地下壁工法 (積算資料 No.455)
- 2) 日新ダムの地下しき水壁の施行について (水と土, 第7号)

農業土木技術者のための

# プログラミングの数学

— 数値解析, 統計解析, 最適計画入門 —

「やさしいプログラミング」の姉妹編  
第1編 数値解析・第2編 統計解析・第3編 最適計画の手法

農林省農地局設計課監修  
農業土木技術連盟発行

B5判 頒価 1,200円 (送料無料)

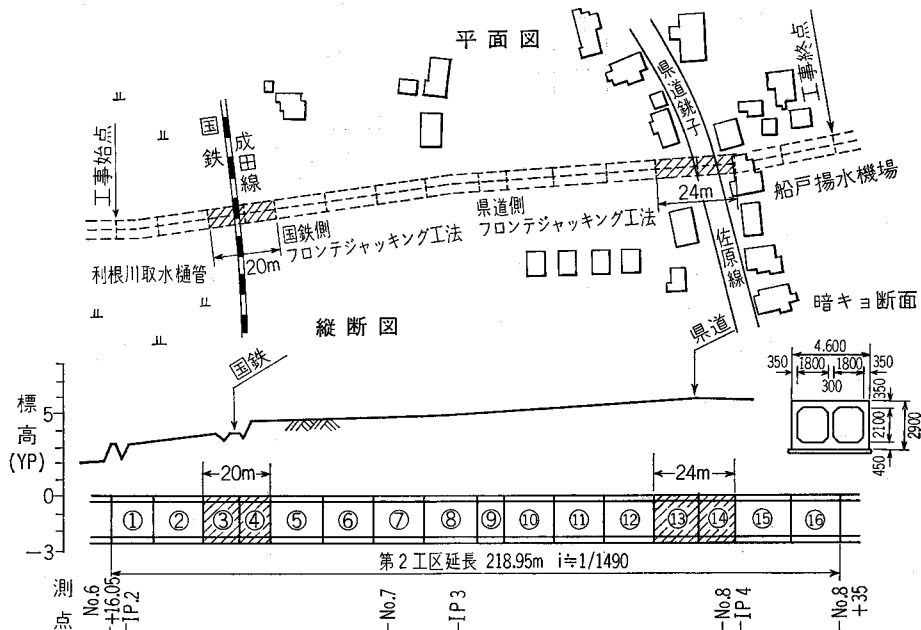
10冊以上一括申込みは 1割引 学生は 1割引

# フロンテジャッキング工法による暗キヨの施工について

田窪 久夫 森川 正雄 木村 陽一\*

## 目 次

1. まえがき	63	4. C.C.P工法によるグラウト	67
2. 工法の比較	63	5. 施工上の問題点	70
3. 函体のけん引	65	6. まとめ	71



図一 導水路第2工区工事概要図

## 1. まえがき

この工事は北総東部用水建設所が施工する導水路工事の一部であって構造物の規模は内空断面高1.8m×幅2.1m×2連の暗キヨ全延長約530mである。導水路が国鉄および県道下を横断する箇所について種々の施工方法が考えられたが基ソ地盤、交通量、民家の密集状況および工事の安全性を勘案のうえフロンテジャッキング工法(当工区は相互けん引法)によることとした。この工法は横断路線の上下流に設けたピット内であらかじめ造った暗キヨ本体(函体)を綱引きの原理で双方の函体が互に相手の反力壁となり合ってけん引し函体を所定の位置に据付けけるものである。

本文はこの工法の概要および主にグラウトを中心とした施工上の問題点を紹介する。

## 2. 工法の比較

地中に水路を築造する工法としては、オープンカット工法、トンネル工法、シールド工法などが一般に採用されている。工法の選択は、工費および技術的見地より判定するのは勿論であるが、特に工事の安全を配慮のうえ決定しなければならない。工法の選択に当り考えられる判定要素は次のとおりである。

### (a) 土質状態

図一2のとおり国鉄側は上層3mを除いて中層は深さ約10mのシルトおよびシルト質砂となり、下層は細砂から中砂となっており構造物を築造するのは地下4~6mの中層である。また中層のN値は概ね2~4,  $k=3 \times 10^{-4}$  cm/sである。県道側の土質は上層3mを除いて中層は深さ約9mの中砂となり下層は中砂と細砂の互層となっている。構造物を築造する中層のN値は概ね20~28,

\* 水資源開発公社北総東部用水建設所

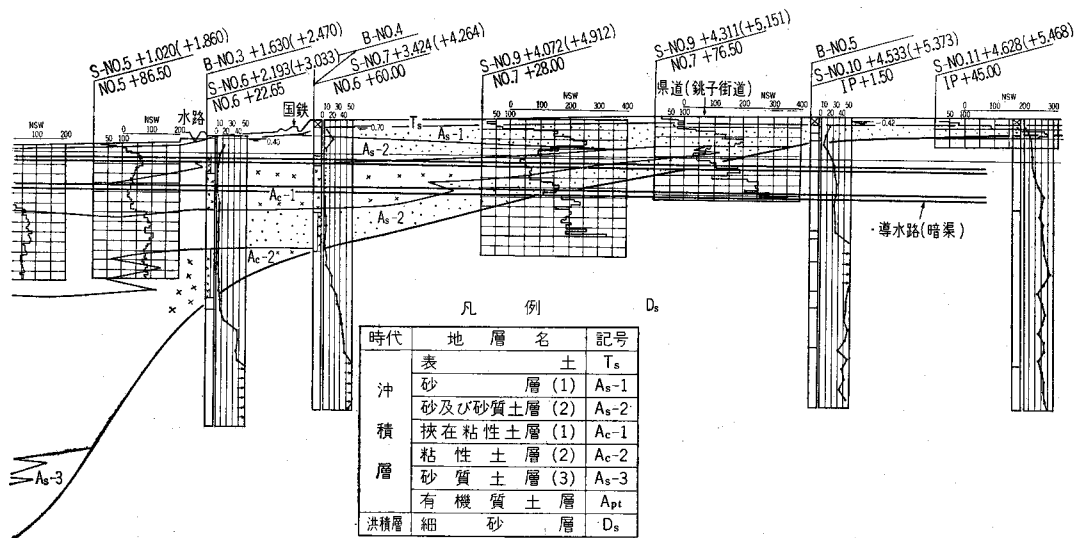


図-2 地質縦断面図

$k=3 \times 10^{-3}$  cm/s である。

(b) 地下水位

国鉄側は地下0.7m, 県道側は地下0.45mと非常に浅く地下水賦存量は大きい。

(c) 土かぶり

国鉄側は土かぶり高3.7mでシルトおよび細砂である。県道側は土かぶり高5.7mで粗砂および細砂である。

(d) 構造物の形状および断面積

暗キョ内空断面幅1.8m×高2.1m×2連, 外郭幅4.6m×高2.9mの長方形とし, 断面積は内空7.56m<sup>2</sup>, 外郭13.34m<sup>2</sup>とする。

(e) 施工場所の地理的条件

国鉄付近は路線横断箇所から上流側は地盤軟弱な水田, 下流側は畑および民家となっている。県道付近は路線横断箇所の上流とも民家に囲われている。また地勢はいずれも概ね平坦である。

これらの要素より各工法について次のとおり検討した。

(1) オープンカット工法

掘削高さは国鉄側で6.5m, 県道側で8.2m程度であり, 仮土留工および掘削も割合容易であると思われるが, 本工法は鉄道および県道の迂回が前提条件である。

鉄道の迂回路線となる用地は地盤軟弱であり, 迂回路線基盤の造成に多大の工費を要し, 県道の迂回路となる用地は民家が密集しており家屋移転補償費が大となるため, いずれもオープンカット工法は不経済である。

(2) トンネル工法

この暗キョをトンネルで施工する場合に断面形状は  $2r=1.6$  m 程度の馬テイ形断面が考えられ掘削断面直径は  $D_e=4.0$  m 程度となる。トンネルの最小かぶり高さは

土砂トンネルの場合  $1.5D_e \sim 3.0e$  と規程※されているので土かぶり高6m未満の本工区では施工の安全性からみてトンネル工法はのぞましくない。

※水路トンネル設計基準

水資源開発公団(昭和46年4月)

(3) シールド工法その他

路線横断箇所の上下流に設けたピット内から構造物を地中にけん引または押し込む工法にはシールド工法, 推管工法, フロンテジャッキング工法などが考えられる。

押管工法は有効径  $D=2.5$  m が限度と思われるので2本を必要とし,  $D2.4$  m × 2本を併設する場合の純間隔は  $D$  以上がのぞましく全施工幅は約8m, ピット掘削幅は約10mとなり工費はピット掘削に係る仮設費等を除き直接工事費で国鉄側330千円/m, 県道側390千円/m程度となる。

シールド工法で施工する場合有効径  $D=3.1$  m となり所要土かぶり高  $D$  以上は確保できるので施工可能であるが施工延長が短いため工費が割高で得策とは言えない。

フロンテジャッキング工法は標準函体と同断面の函体を相互けん引方式によって所定の位置に据付けるのでピット施工には発進台のほか特別な施設を設けないので施工容易である。工費はピット掘削およびグラウト関係を除き450千円/m程度となる。

上記検討のとおりフロンテジャッキング工法は推管工法に比べ若干直接工事費が大きくなるが, 推管工法の施工幅が大きくなることに伴うピット掘削における仮土留工およびトランジション工に係る工費の増加ならびに県道, 国鉄各路線の管理者から特に要望もあり近年国鉄で多く採用されているフロンテジャッキング工法によるこ



ととした。

### 3. 函体のけん引

#### 3-1 けん引機構

##### (1) 刃口

函体の前面に装着し函体の地山進入と切羽維持を目的に設けるものであり鋼鉄製とする。板厚はあまり厚いと刃先抵抗が大となり薄いと土圧により変形する恐れがあるので12~16mm程度の鉄板に補強リブを付するのが普通である。

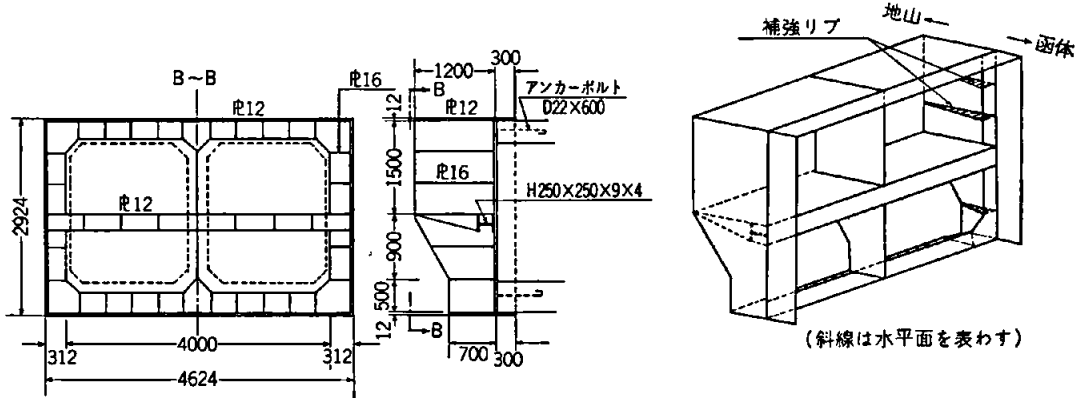
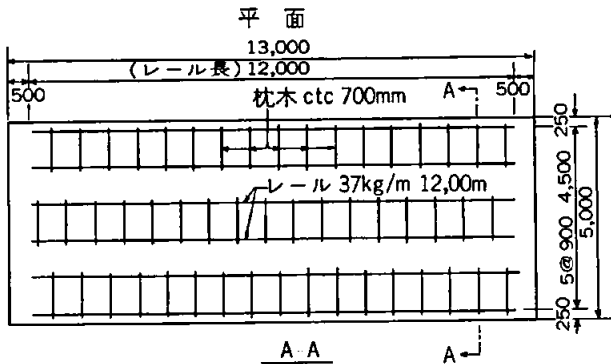


図-3 刃口詳細図

##### (2) 発進台

港湾工事等のケーソン製作におけるスリップウェイに相当するものでありけん引の際の方向性を維持するため

レールを布設する。なお函体との絶縁はベニヤ板を用いる。



発進台寸法表

発進台番号	幅	長さ	レール延長	枕木本数	摘要
No.1	5.0m	13.0m	72m	51本	
No.2	"	11.0	60m	42	
No.3	"	15.0	84m	60	
No.4	"	13.0	72m	51	

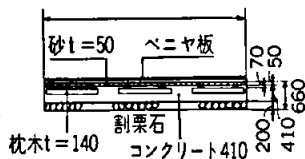


図-4 発進台

##### (3) フロンテジャッキおよび油圧装置

函体を進行させる場合のけん引力となるものである。フロンテジャッキの設備箇数は他の実施例を参考として次のとおり決定した。

$$N = \frac{R_1 + R_2}{t}$$

N : 設備箇数……………(台)

R<sub>1</sub> : 刃先の抵抗……………(ton)=10ton/m とする。

R<sub>2</sub> : 壁周辺の抵抗……………(ton)=3ton/m<sup>2</sup> とする。

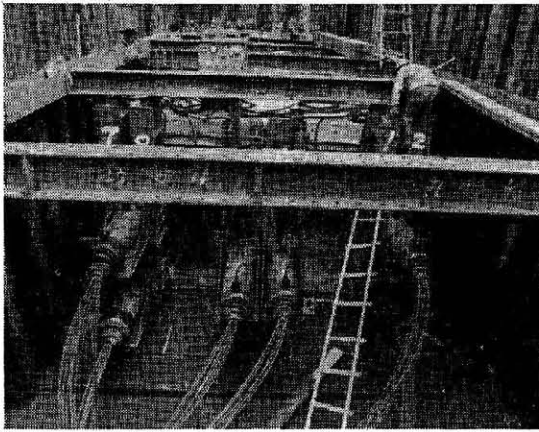
t : ジャッキ 1 台当り能力……………(ton)=110ton とする。

$$R_1 = 10 \times (4.65 + 1.50 + 1.50) = 10 \times 7.65 = 76.5 \text{ (ton)}$$

$$R_2 = 3 \times (4.65 + 2.90) \times 2 \times 12 = 3 \times 15.1 \times 12 = 543.6 \text{ (ton)}$$

$$N = \frac{76.5 + 543.6}{110} = \frac{620.1}{110} = 5.6$$

上記計算より 150ton × 6 台 とする。



写真一 1 ジャッキ装置 (上部の箱はジャッキ操作用油圧ポンプ)

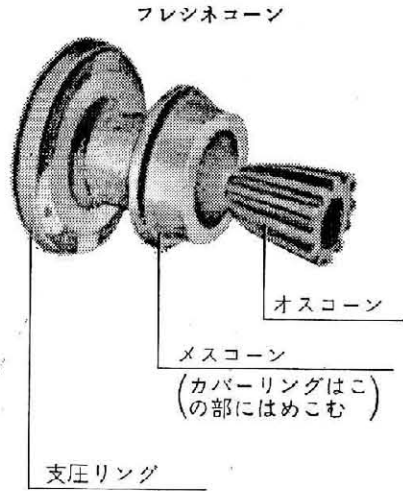
なお油圧装置は、モータ7.5kw、圧力500kg/cm<sup>2</sup>、吐出量8.5l/min、油量300lとする。

(4) PC鋼線ケーブルおよびフレシネコーン

ケーブルはケーブル孔により地山を挟んで双方の函体を一体となるよう連結するものであり、コーンは受台またはジャッキを通してケーブルを函体に固定させる。

ケーブルの太さは7mm×7本より=12.4mm/本、

12.4mm×12本=1ケーブルとし、長さは函体両端距離に5mの余裕をとり国鉄側48m、県道側53mとする。



(5) フェースジャッキ

函体内を掘削する場合に切羽の土留めを目的にフェースジャッキを設備する。ジャッキ取り付け位置は函体の側壁内面6箇所とし、大きさは30ton能力とする。

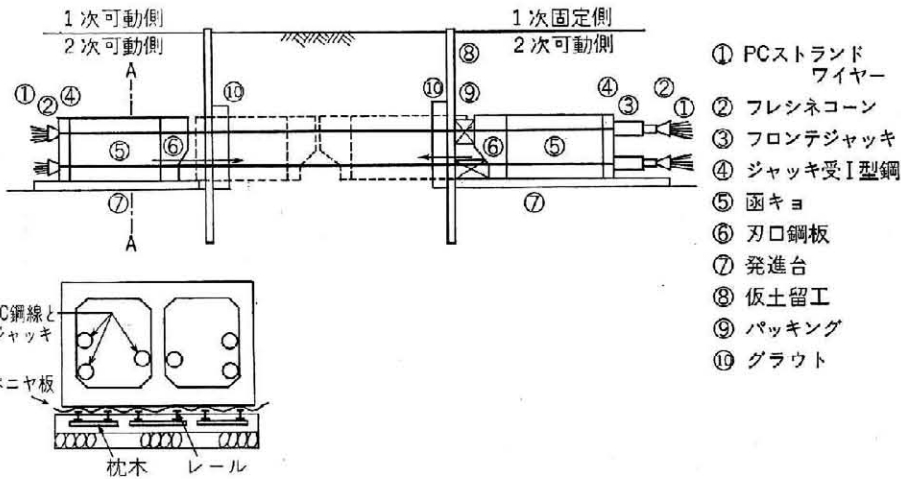


図-5 フロンテジャッキング工法概略図 (相互けん引法)

3-2 施工順序

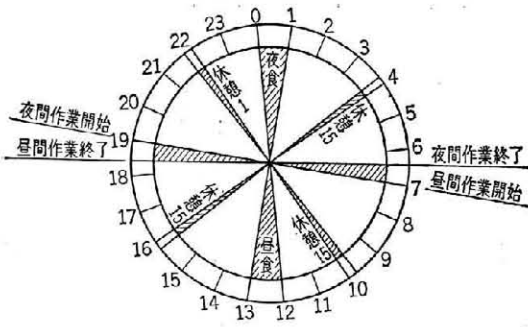
施工順序は各現場の施工条件によって異なり一般的なものではないが当工区の場合次のとおりである。

- (a) ピット仮土留工として県道側はH鋼クイ、国鉄側は鋼矢板をそれぞれ打込む。
- (b) 函体の進入口地山を補強するためC.C.P工法による鉛直グラウトを行なう。
- (c) 切バリ、横矢板を取付けながらピットを掘削する。

- (d) 函体発進台コンクリートを打設する。
- (e) 函体けん引の際の周辺地山崩落防止および湧水止めのためのC.C.P工法による水平グラウトを行なう。ただし県道側は地盤が良好であるので省略し国鉄側のみとする。
- (f) 函体をけん引するケーブル用の孔を水平ボーリングでせん孔する。
- (g) 進入部に刃口を取付けた函体コンクリートを発進台上で打設する。

- (h) 第1次けん引側函体の後部にコーン受台を取付け、反対側函体の後部にジャッキ受台を取付け、P Cケーブルによって2箇の函体、ジャッキ、受台などを一体となるよう連結する。
- (i) 刃口面が接する周辺の土留工を補強した後補強材内面の土留矢板等を切捨て進入部を開口する。
- (j) ジャッキを働かせて30~40cm程度刃口を地中に進入させ刃口内を掘削する。
- (k) けん引と刃口内掘削を繰返しながら函体をドッキング位置まで進入させる。
- (l) (h)~(k)の作業に準じて第2次けん引側函体をドッキング位置まで進入させる。
- (m) ケーブル、コーン、ジャッキなどを取外し刃口内の補強リブを切断し刃口内部も函体と同じ配筋をする。
- (n) 刃口の鉄板を外型枠として利用し、内型枠を組立てた後コンクリートポンプによってドッキング部分のコンクリートを打設する。
- (o) 両体をけん引した後の発進台上に標準区間と同じ両体を施工し完了する。

### 3-3 施工時間および1日作業量



図一六 1日作業時間

けん引作業は1日実働20時間2交代とし、サイクルタイムおよび労務配置は下記を標準とする。

表一 けん引サイクルタイム

けん引準備	15min
けん引	30
切羽仮土留	45
掘削	120
切羽仮土留撤去	20
ベルコン段取替その他	10
計	240

1日作業量は1サイクル当りの進行長0.4mであるので、 $1,200 \times \frac{1}{240} \times 0.4 = 2.00(m)$ となる。

表一2 労務配置

名 称	世話役	特 殊 作 業 員	普 通 作 業 員	技 工
けん引指揮	1人			1人
油圧ポンプ運転 (フロンテジャッキ, フェースジャッキ兼任)		1		
フロンテジャッキ操作		3		
フェースジャッキ "		2		
コーン着脱 (反力側)			2	
コーン着脱 (ジャッキ側)			2	
検 測 測 量				1
同上補助			1	
保安 列車見張り			1	
事故防止専任者	1			
計	2	6	6	1

## 4. C.C.P工法によるグラウト

### 4-1 施工概要

当工区におけるグラウトは刃口進入部を補強する鉛直グラウトおよび函体周辺からの湧水を防止する水平グラウトであるが、限定された小区域のグラウトを施工するのに有効なC.C.P工法によることとした。

C.C.Pとは Chemical Churning Pil (or Pattern) の頭文字で、薬液で地盤を攪拌してできるクイ又は領域と言う意味である。この工法は所定の深さまで施工したボーリング孔に超高压 (ポンプ吐出圧250kg/cm<sup>2</sup>以上) の薬液を送液するとノズル先端が自動的に縮まり横方向の特殊バルブが開いて薬液のゼットが噴出するので地盤が粉碎、攪乱されて薬液と混合する。この場合ロッドが回転運動をしているのでゼットの飛距離を半径とした柱状の薬液で空隙が孔こんされ改良土となるものである。



写真一2 超高压ポンプ

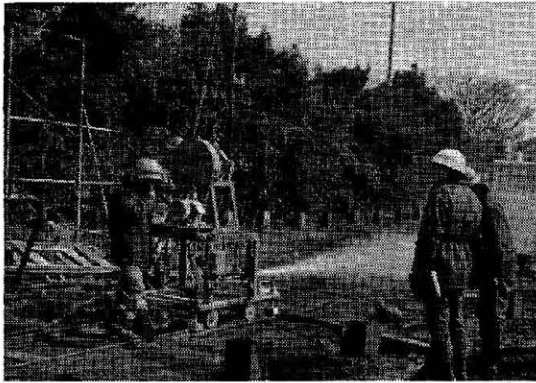
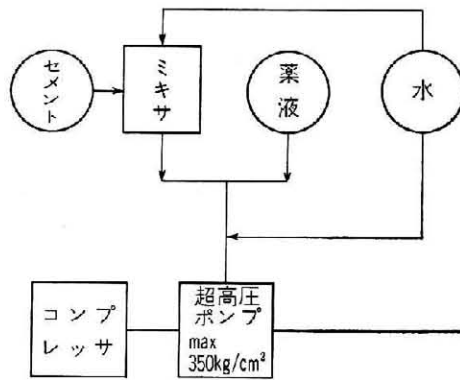


写真-3 横喷射テスト

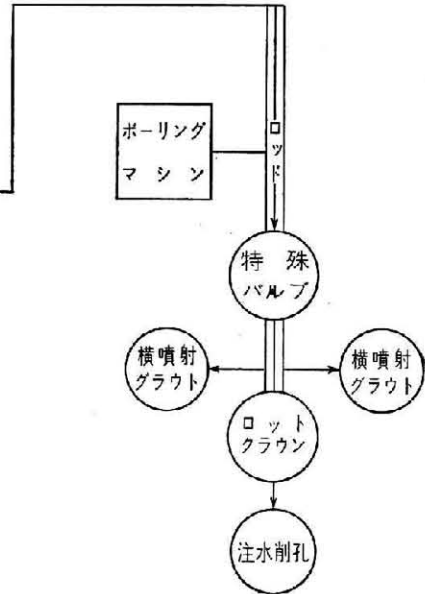


図-7 C.C.P.フローシート

#### 4-2 グラウト量の算出および配合

$$q_L = q_1 \times L \dots\dots\dots (\ell)$$

$q_L$ : 1本当り混入量.....( $\ell$ )  
 $q_1$ : 1m当り ".....( $\ell/m$ )  
 $L$ : 1本当り施工延長.....(m)

$$q_1 = \pi/4 D^2 \times n \times \alpha \times (1 + \beta) \times 1,000 \dots\dots\dots (\ell)$$

$D$ : C.C.P.有効径.....(m)  
 $n$ : 間ゲキ率  
 $\alpha$ : 充てん率  
 $\beta$ : 損失率

	(県道側)	(国鉄側)
$D =$	0.5m	0.6m
$n =$	46%	58%
$\alpha =$	70%	
$\beta =$	10%	
$L =$	5.0m	5.0m及び9m

$$q_1 = 0.785 \times 0.5^2 \times 0.46 \times 0.70 \times (1 + 0.10) \times 1,000 = 69.5 \ell/m \dots\dots\dots (\text{県道側})$$

$$= 0.785 \times 0.6^2 \times 0.58 \times 0.70 \times (1 + 0.10) \times 1,000 = 126.0 \ell/m \dots\dots\dots (\text{国鉄側})$$

$$q_L = 69.5 \times 5 = 347.5 \ell \dots\dots\dots (\text{県道側})$$

$$= 126.0 \times 5 = 630.0 \ell \dots\dots (\text{国鉄側鉛直グラウト})$$

$$= 126.0 \times 9 = 1,134.0 \ell \dots\dots (\text{国鉄側水平グラウト})$$

表-3 C.C.P.注入液の配合

水	早強セメント	日東 S S 30R
1,000 $\ell$	750~380 kg	7.6~3.8 $\ell$

(注) 現地の試験施工により下限までの量に1部変更する。

#### 4-3 グラウト施工時間および労務

(1) 施工時間

$$t = \frac{q_1}{q_m}$$

$t$ : 1m当り施工時間..... (min/m)

$q_1$ : 1m当り混入量.....( $\ell/m$ )

$q_m$ : ポンプ 200kg/cm<sup>2</sup> における

吐出量.....( $\ell/min$ )

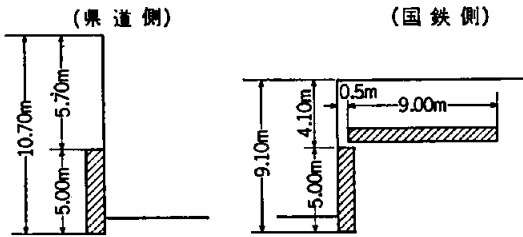
$t = 69.5/20 = 3.5 \text{min/m}$      $126/20 = 6.3 \text{min/m}$

掘進時間算出

県道側

日進 7m

掘進時間  $8 \times \frac{1}{2} = 4 \text{hr}$



		県道側	国鉄側	
土質		砂質土	粘性土	
施工延長	ボーリング	10.7m	(鉛直) 9.10m	(水平) 9.50
	グラウト	5.0	5.00	9.00

図-8 C.C.P.施工延長

1時間当り掘進量  $\frac{7}{4} = 1.75\text{m/hr}$

1本当り掘進時間  $\frac{10.7}{1.75} \times 60 = 367\text{min/本}$

国鉄側鉛直グラウト

日進 8 m

1時間当り掘進量  $\frac{8}{4} = 2\text{m/hr}$

1本当り掘進時間  $\frac{9.1}{2} \times 60 = 273\text{min/本} \dots$  鉛直

国鉄側水平グラウト

日進  $8\text{m} \times 0.85 = 6.8\text{m}$

1時間当り掘進量  $\frac{6.8}{4} = 1.7\text{m/hr}$

1本当り掘進時間  $\frac{9.5}{1.7} \times 60 = 335\text{min/本} \dots$  水平

グラウト時間算出

県道側  $3.5 \times 5 = 17.5 \div 18\text{min}$

国鉄側鉛直  $6.3 \times 5 = 31.5 \div 32\text{min}$

// 水平  $6.3 \times 9 = 56.7 \div 57\text{min}$

(2) 労務

表-4 C.C.P.のサイクルタイム

作業名	県道側	国鉄側	
		鉛直	水平
	min	min	min
機械据付	20	20	40
掘進	367	273	335
グラウト	18	32	57
機械洗滌等	10	10	10
作業準備後片付	60	60	30
計	475	395	472

$\div 7.9\text{hr/本} \quad \div 6.6\text{hr/本} \quad 7.9\text{hr/本}$

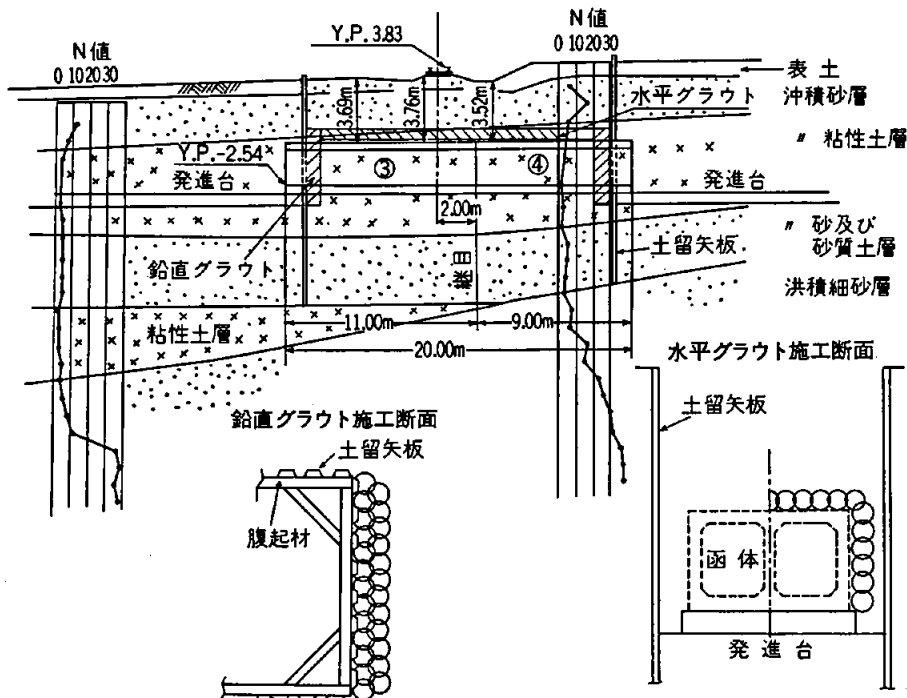


図-9 国鉄側フロンテジャッキング工法及びグラウト工概略図

表—5 C.C.Pにおける労務配置

作 業 区 分	職 種	員 数
班 長	技 師	1人
グラウト調合 ポンプ庄およびCCP管理	技師補	2
ボーリングマシン 高圧ポンプ グラウトミキサ	各機器操作 特殊 作業員	2
全般の機械操作および管理	機械工	1
手元、材料小運搬現場内排水等	普 通 作業員	2

## 5. 施工上の問題点

### 5-1 C.C.Pの施工

C.C.Pは当初有効径600mm、中心間隔500mmとし配合は水1,000ℓ、早強セメント750kg、日東SS30R7.6ℓと計画したが、近傍の類似地盤で試験施工をしたところ有効径は300~600mm程度となり、改良地盤としては過大と思われる100~200kg/cm<sup>2</sup>の圧縮強度を示したので当初計画と大きな開きがあった県道側を次のとおり変更のうえ施工した。

中心間隔500mmを400mmに減じ、注入液の配合を水1,000ℓ、早強セメント380kg、日東SS30R3.8ℓとして実施したにもかかわらずC.C.Pはピックハンマを使用しなければ掘削できない程度の硬さとなった。C.C.Pによる鉛直グラウトは刃口進入の際の土留矢板切断時に切羽が崩れない程度であれば十分である。県道側の改良地盤が予想以上に硬くなった原因は上下流の標準函体施工のためウエルポイント排水を長期間実施したので地山が脱水乾燥状態となったことによるものと思われる。国鉄側は粘性土でウエルポイントの効果が少ないまた急激な地下水排除は国鉄軌道に影響を及ぼす恐れがあるので特に注意を払い施工した結果、概ね所期の効果を得ることができた。国鉄側の水平グラウトによる地盤変化は



写真—4 C.C.P試験施工

軌道付近で最大70mmの隆起が検出されたが保線担当員をあらかじめ要請配置していたので列車運行に支障を及ぼすようなことはなかった。



写真—5 ピックハンマによるC.C.P掘削

### 5-2 函体のけん引

函体のけん引に当って特に事故防止をはかり次の点を考慮した。

- (a) けん引中は国鉄および県道路線上ならびにけん引作業員が見渡せる箇所に監視員を配置する。
- (b) けん引中またはPC鋼線緊張中は函体内外の縦断方向に検測員を除いて他の作業員が立入らないようにする。
- (c) 切羽には必ずフエースジャッキをあてノリ崩れを防止する。
- (d) 刃口内部の掘削は刃口が十分に地中に進入した後開始し先掘りは行なわない。
- (e) 1回のけん引距離は40cm以内とする。

#### (1) 切羽の崩れ

以上の注意にもかかわらず県道側のスパンNo.13では切羽面が崩れ、空洞現象を生じた。すなわち刃口進入部のC.C.Pを取除いて刃口を地山に進入させようとしたが前述のとおりウエルポイント排水により地山が脱水乾燥し粘着性を減じていたため僅かの衝撃でノリが崩れたものと思われる。刃口上段を地山に進入することにより切羽を自立させフエースジャッキも動かせることができるので刃口前面に30~50cm程度のノリ崩れがあるまま上段掘削を止め下段掘削により刃口下部を前進させ刃口全面を切羽に接するよう試みたが下部掘削の進行に伴ない上段からのノリ崩れが続行し遂に前面上部に空洞が生じたものである。

ノリ崩れを防ぐ方法として刃口形状改良、または先行矢板工法が考えられたがこの土質では期待できないので地山に粘着性を与えるグラウトを施工することとした。空洞は地上からボーリングによって土砂をてん充し、グラウト範囲は刃口を土中に進入させる必要最少距離3mとした。また注入液はベントナイト、水ガラス系、アク



リルアマイド系の3種類で試験施工をした結果アクリルアマイド系(日東S S30R)10%液とした。

この応急措置により刃口の地中進入は成功したかにみえたが3mのグラウト区間を過ぎると再び切羽面の崩れが始まり空洞現象となる恐れが生じたので、県道下は残り全区間にグラウトを行ない施工の安全を計った。

## (2) 方向性

けん引の際における方向性については国鉄側はトラブルは殆んどなかったがそれでも上下最大40mm、左右最大100mmのズレを生じた。ズレに伴う部材厚減少の対応策としてドッキング部のコンクリートは鉄筋量の増加によって処置した。県道側は前述のとおりノリ崩れがあ

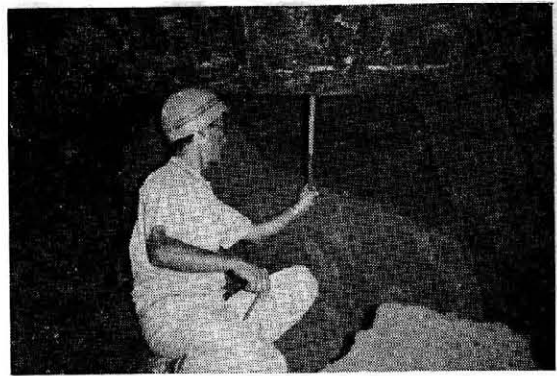


写真-6 切羽面の空洞

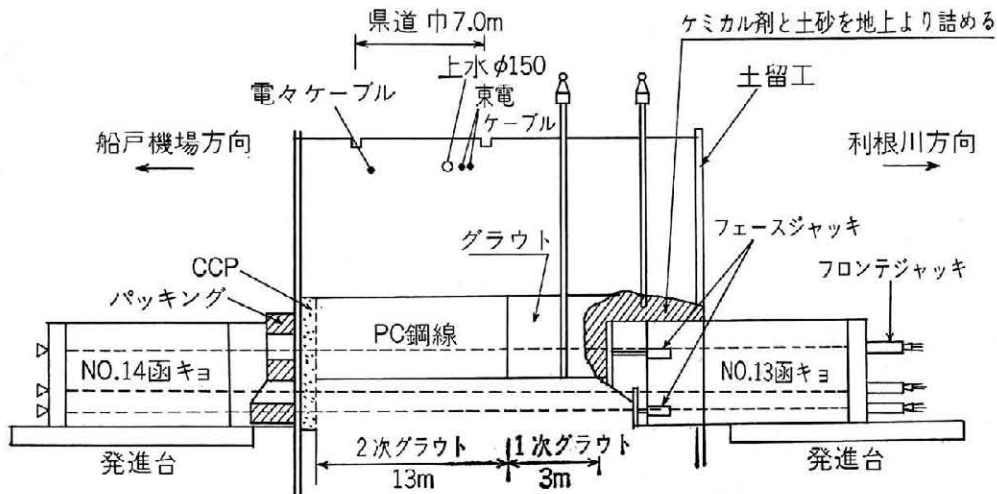
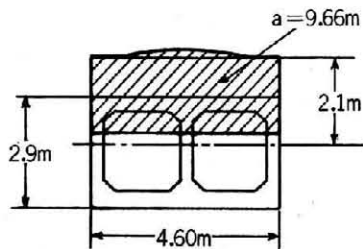


図-10 県道下グラウト図



グラウト部標準断面

り幾度も方向修正を試みたが、ジャッキ150ton×6台は両体けん引用として最大能力を使用される区間が長いのでジャッキ1台～3台を止めて方向を修正することが困難で上下110mm、左右40mmのズレは免れなかった。・国鉄側は土かぶり高が少いためけん引による軌道の沈下または隆起が予想されたので列車の徐行運転、けん引前後の検測等を実施したが最大30mm程度の沈下に留まった。

## 6. まとめ

フロントジャッキング工法は安全施工と工期短縮が特徴であるが、水路暗キョとしてはこのほか方向性を期待する場が多い。けん引による方向性は発進台、水平ケーブル孔、刃口形状、土質およびけん引技術などによって左右されるがこの中最も大きな影響を及ぼすのは土質と思われる。当工区の実施例から推察すればN値の最大限度は25程度で均等な土質がのぞましく、グラウトを併用する場合は地下水処理前後の試験グラウトが必要である。

次に設計施工にあたって特に土質に関連して注意すべき点をあげると次のとおりである。

### (a) ジャッキ台数

ジャッキの最大能力は所要けん引力に50～80%程度の余裕をもたせるとともに、ジャッキ台数もできる限り8台設備して方向修正に対応しなければならない。

### (b) 発進台の基礎処理と構造

特に軟弱地盤では発進台の不等沈下がけん引の方向性に大きく影響するので、基礎処理には充分注意を払うとともに、けん引開始時は予想外のけん引力がかかるため

函体と発進台の絶縁方法にも注意を払うべきである。

(c) 刃口の設計、製作

刃口形状、鋼板の厚さ、補強リブの間隔形状および函体とのアンカー方法等は学理的方法のみでは決め難いので、過去の施工例等を充分研究し無理のない様なものとしなければならない。

(d) 函体の構造

フロンテジャッキ受台と函体ツマの部分との接触部にはかなりの力が集中するので部材厚、配筋等もこれに充

分耐えられるように配慮しなければならない。

当公団の水路工においては始めて施工する工法であり期待されながらも良い成績があがらずまたまとめも拙いまま公表する次第であるが今後実施される場合に多少とも参考となれば幸である。

おわりに資料を提供された東鉄工業株式会社に誌上を借りて謝意を表わしたい。

(47. 9. 11)

土地改良事業および災害復旧事業等で施工される水路の

設計積算業務の合理化を可能にする。

# 『鉄筋コンクリートフリーム標準設計』

農林省農地局制定〔昭和45年10月7日付45農地D第945号（設）農地局長通達〕

全国農業土木技術連盟発行

A3判 オフセット印刷 86頁・表紙ビニール張  
バインダー綴  
頒価 3,000円（送料無料）

### 目次

1. 概要
2. 適用上の留意事項
3. 適用除外
4. 設計条件
5. 適用方法
6. 適用例
7. 水理計算図表

### 附図表

- 標準設計諸元一覧表 ( $\sigma_{ca}=70kg/cm^2$ )
- 標準設計諸元一覧表 ( $\sigma_{ca}=60kg/cm^2$ )
- 標準設計記載例図面
- 水理計算図表
- 標準設計図面

3. 載荷重の大きさと計画水路内幅の値を知れば、表により該当する図面を選定することができる。
4. 自動車荷重、盛土荷重等の載荷重の計算が簡単である。
5. 材料の数量計算が簡単である。

### 概要

1. 対象水路：現場施工の長方形鉄筋コンクリート水路
2. 対象範囲：水路壁高……50cm～125cm（5cm間隔）  
水路内幅……水路壁高の2倍
3. 図化枚数：66枚
4. 設計条件：鉄筋の許容引張応力度（SD30）  
 $\sigma_{sa}=1800kg/cm^2$   
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{sa}=70kg/cm^2$ （60kg/cm<sup>2</sup>の場合も適用可能）  
土砂（地下水位より上）の単位重量  
1.8t/m<sup>3</sup>（1.6t/m<sup>3</sup>の場合も適用可能）

### 特長

1. 煩雑な曲げモーメント計算、鉄筋量の計算、および製図が下要である。
2. 66枚の図面で約1,400ケースを網羅している。

申込先 全国農業土木技術連盟

〒105 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館内  
電話 03 (434) 5 4 0 7  
振替口座東京 5 4 1 7 1



## エ コ ロ ジ ー 1

上 床 一 義\*

## 目 次

- |                                   |                        |
|-----------------------------------|------------------------|
| 1. まえがき.....(73)                  | 5. 社会変化とエコロジー.....(77) |
| 2. 「環境(Environment)」とは何か.....(74) | 6. エコロジー概論.....(次 講)   |
| 3. 環境とエコロジー.....(74)              | 7. エコロジーの応用.....( // ) |
| 4. ローマ・クラブについて.....(74)           |                        |

## 1. まえがき

「エコロジー (Ecology)」という術語に「生態学」という訳語を与えたのは、生物学者三好学であり、1895年(明治時代中期)のことであった。一方、エコロジーはドイツの生物学者 E. Haeckel が1866年に生物の Haushalt (家計) の学という意味で造語したものである。したがって、他の学問分野にくらべてその歴史は浅い。もともとエコロジーは生命と環境との関係を扱う一科学部門であった\*\*。しかし、最近エコロジーが脚光を浴びてきた背景には、科学技術の発達によって人間が自然を征服した結果、自然の均衡が破壊され、人間自身に対して複雑な問題が投げかけられているという事実がある。人間がある環境を不適正に管理していることから生ずる危険を、ジョージ・パーキンズ・マーシュ\*\*\*は早くも1864年に彼の大作「人間のたたらきによる大地の改変」において明らかにしている。彼は、気候や土壌や地形が生物群集自身の協力的行為と一体となっている姿を描きつつ、この自然を無計画に開発することによる均衡の破壊をおそれていた。

アメリカにおいて、エコロジー分野での本格的な研究は19世紀末にはじまり、その結果20世紀初頭において天然資源を保存しようという運動がおこなわれた。この運動は主として山林関係についてであるが、森林資源の乱ばつによるかんばつ、洪水、土壌侵食等に対する防護策として、乱ばつされた裸地に植被を回復させようとするものであった。また、最近においては1962年アメリカの生物学者レーチエル・ルイーズ・カーソン女史がその著書「Silent Spring」\*\*\*\*のなかで、農薬による自然破壊すなわちエコシステム\*\*\*\*\*の破壊を次のように訴えて

いる。「この地上に生命が誕生して以来、生命と環境という二つのものが、たがいに力を及ぼしあいながら、生命の歴史をおこなしてきた。といっても、たいいて環境のほうが、植物、動物の形態や習性をつくりあげてきた。地球が誕生してから過ぎ去った時の流れを見渡しても、生物が環境をかえるという逆の力は、ごく小さなものにすぎない。だが、20世紀というわずかのあいだに、人間という一族が、おそるべき力を手に入れて、自然をかえようとしている。ただ自然の秩序をかきみだすのではない。いままででない新しい力——質のちがう暴力で自然が破壊されてゆく。ここ25年の動きをみれば、そういわざるを得ない。」エコシステムにおける自然の輪廻は、自然界にいままでなかったような化学物質がそこに介入したため、中断することも起りうる彼女主張しているのである。

エコロジーはこのような環境の病理現象に対するアプローチとして可能なかぎりの科学的制御を試みようとするものであるが、最近人間社会の社会病理に対するアプローチとしても取り入れられつつある。現代の世界の人口の急激な成長、技術の進歩による人間社会の加速度的変化等に人間が適応していけるかどうかという問題を構造的にとりあげようとするものである。すなわち、エコシステムのなかに、植物や動物といっしょに人間をも含めて過去のもろもろのあやまちをもとに戻し、人間と環境とのあいだの合理的で、満足がゆき、かつ持続性のある関係を確立することをめざすものである。ともあれ、人類が自然過程の峻厳な諸パターンに順応しそこねたあの大量の絶滅種(恐竜等)の仲間入りをしようというのでなかったら、人間社会は生物群集が何百年もの歳月を生き抜くことを可能にしてきた自然の安定系を手本とする必要がある。

エコロジーの概論を述べる前に、まずエコロジーが対象としている「環境」についての概念を述べ、つぎにエコロジー的アプローチを必要とするような自然、社会の諸現象について述べてみよう。

\* 経済企画庁システム分析調査室

\*\* エコロジーに関する詳しい記述は次講にゆずり、本講ではエコロジー的なアプローチを必要とするようになった背景について述べる。

\*\*\* アメリカの大旅行家で、生物生態学の草分けともいべき人。

\*\*\*\* 邦訳は青樹稔「生と死の妙薬」新潮社

\*\*\*\*\* 生活の場における生物、いっかえると主体となる生物とその環境とを統一してみた一つの系で、エコロジーはこの系を研究の対象としている。

## 2. 「環境 (Environment)」とは何か

広辞苑によると、「環境とは、生活体をとりにまき、それと一定の接触を保つところの外界である」と記述されている。われわれが環境汚染問題を組織的に解明しようと試みる場合、「環境」とは、ごく一般的には、われわれがそのなかで生存してゆくもの、すなわち生物学でいう Biosphere (生物圏あるいは生態圏などと翻訳されている) であると規定してよいであろう。そして、環境汚染問題にアプローチする場合、「環境」をつぎの2つの機能をもつものとして認識するのが便利である。

すなわち、「環境」はまず第1に、水、大気、日光等、われわれ人間を含めた生物の存在を支えるための物質またはエネルギーを供給してくれるという基本的な機能をもっている。第2に、これとともに重要な機能は「環境」がもっている自浄力と移送力である。この自浄力とは、多くの生物にとって有害な汚染物質を自然に分解して無害な物質に変えてしまう作用であり、移送力とは、この有害な汚染物質を生物に関係のないところまで運び去ってしまう作用である。

これら2つの機能としての環境は通常無限にあるが、それがたまたま有限の場合は、第1の機能として使い果してしまえば、第2の機能としては使えず、第2の機能として使い果してしまえば第1の機能としては使えないという関係にある。たとえば、水という環境を、上流で排出する家庭污水や工場排水等の自浄力、移送力として使い果してしまえば、下流ではそのまま呑み水としては使えなくなり、逆に下流で呑み水として使おうとすれば、上流で自浄力、移送力として使うことは差し控えなければならない。

ここで、環境汚染問題とは、われわれ人間の生存を支えている基盤である環境が人間活動の結果発生する汚染物質によって汚されて、上記のような環境本来の機能を有効に果せなくなる結果、われわれ人間の生存にとってマイナスの影響をおよぼす現象である、と定義することができるであろう。

## 3. 環境とエコロジー

1960年代においてわが国は経済の飛躍的な高度成長をとげた。しかし、1970年代にはいつて、この高度成長の副作用としていわゆる「公害」問題が大きくクローズアップされてきた。自動車の排気ガスによる鉛公害や光化学スモッグ、阿賀野川の水銀汚染、水俣病、BHC等の農薬が残留する食品……かぞえあげればきりが無いほどの環境の病理現象が発生している。

このような環境汚染の深刻化と環境問題の認識の高まりを背景として、わが国でも昭和46年7月1日に環境庁が発足し、環境問題への本格的な対応がはじまった。こ

れは、環境問題については、本質的にその解決のためには行政的な強制、介入が必要であるという認識が一般化したことのあらわれであろう。環境問題を、水、大気、自然などの環境資源を人間のためにいかに最適に利用するかという問題と考えれば、その解決のためにはこれまで自由財として扱われ、その使用にあたって代価の支払いを必要としなかった環境財をめぐる取引について、環境財の使用基準の明示とそれを破った際の罰則、使用料の徴収などの行政的な介入が必要となる。

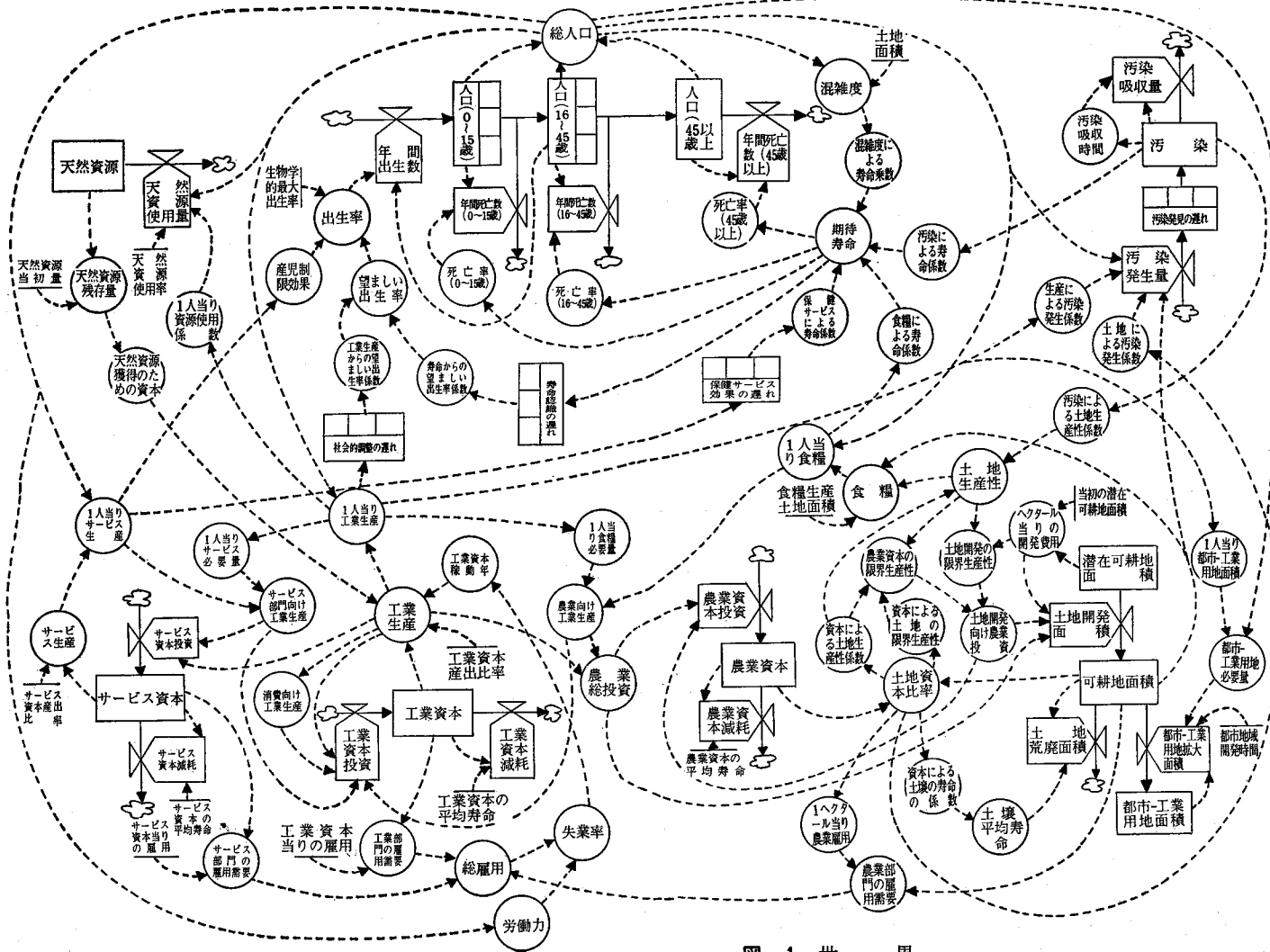
環境問題と関連する分野は広い範囲にわたっている。生産活動、消費活動などの人間活動全般が環境に悪影響をおよぼす原因となりうるが、環境汚染のメカニズムの究明、対策の立案において広い分野の専門家、いわゆるインターディシプリナリーな知識を結集しなければならない。人間をとりにまき複雑で多面的な環境とのかかわり合いを追求するエコロジーは、とくに重要な学問分野として認識されはじめたのである。国民福祉向上のためには経済開発を進展させ物質的に豊かになることも必要であるが、われわれをとりにまき環境を整備保全して健康な生活を送ることが何よりも大切である。しかし、経済開発と環境保全とはしばしば相矛盾することがあり、健全な国土づくりにおいて両者のバランスを保つことが緊要である。エコロジーは、その基礎をなす学問として位置づけられよう。

このような環境問題は、わが国などの先進国のみでなく全世界において危惧の念が広まり、本年5月にはストックホルムで人間環境会議が開かれるにいたった。そのキャッチフレーズにいう「Only one earth」は、事態の緊急性をよくあらわしている。このほかに、環境問題をあつかう学術会議等において、さまざまな警告が発せられている。なかでも、元マサチューセッツ工科大学教授 D・L・メドウズらを中心とするグループは、地球の将来について興味ある予測をおこなっている。その概略をつぎに述べることにしたい。

## 4. ローマ・クラブについて

ローマクラブは1968年にイタリアのアウレリオ・ベッツェイ氏\*の提唱によって発足した国際的な民間団体で、発足の機縁となった会議の開催地がローマであったためこの地名をもって呼ばれることとなった。このクラブは、世界各国の科学者、経済学者、教育者、経営者などで構成され、現在の会員は25カ国、約70名である。このクラブの目的を、イタリアの雑誌「Successo」(1970年6月号)はその序文で「今日、解決できないような錯綜した問題が多数存在しており、人類は一連の絶望的危機に落とし入れられようとしている。もしも人類がこれら

\* イタリアコンサルタント Italconconsult 理事、オリベッティ社副社長、フィアット経営委員、プエンスアイレス・コルドバ協同フィアット社長



世界モデルの全体が、システム・ダイナミックスの正式な用語を用いた流れ図によって示されている。レベル、あるいは直接はかれる物理量は長方形 □ で示され、このレベルに影響するレートは弁 (バルブ) ⊗ によって示される。レートの方程式に作用する補助変数は円 ○ で示され、時間遅れは長方形内の区画 □□ によってあらわされる。人口、財貨、貨幣等の実際の流れは実線の矢印 → で、因果関係は点線の矢印 - - - で示される。雲形 ☁ はモデルの行動に対して重要でないような発生源や終端をあらわしている。図-1 世界モデル (デニス・L・メドゥズ他著 大来佐武郎訳「成長の限界」より)

図-1 世界

諸問題を十分かつ根本的に解決することができなかったならば、彼らは自らの失敗に対し高価な代償を払い、1つの伝説を残して発展を停止してしまうこととなる。今や、最大の関心を払うべきことは、自然をその本来の状態に戻すことである。」とし、これら世界的規模の問題を解決するための斬新なアプローチをおこなっている。そのための計画は、「人類の危機プロジェクト」とよばれ、1970年の夏過ぎに開始され、本年5月その第1段階の作業報告書「成長の限界」が発表された。本報告書において、人間社会の相互に関連しあう問題として、人口、食糧、工業生産、汚染、天然資源の消費の五つに焦点をあわせ、それらの間の相互関連を説明する世界モデルを用いて、人類社会の来たるべき危機を予測分析している。(図-1を参照)そのなかの2, 3の例をここにあげてみよう。

### (1) 食糧について

食糧生産に必要な基本的資源は土地であるが、地球上の潜在的農業適地は約32億ヘクタールであると推定し、そのほぼ半分にあたる最も肥沃で手をつけやすい状態にある土地が利用されているとしている。残りの半分を利用するには巨額の資本支出が要求されるが、もしすべての耕作可能地を開拓し、そこから可能なかぎりの食糧を生産したならば、どれだけ的人口を養うのだろうか。

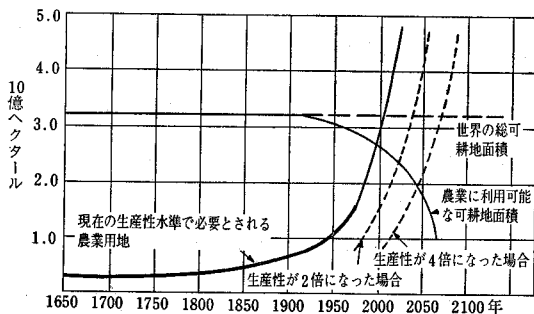


図-2 可耕地面積

2図の下から上に向かう線は、現在の世界的平均値である1人当たり0.4ヘクタールの耕地面積と、現在の世界の人口成長率2.1%を前提として、必要耕地面積の推移を描いたものであり、上側の線は、可耕地面積を示したものである(工業化、都市化によって可耕地面積が減るため右下りとなっている。それがなかった場合が水平の点線で示される)。この図によると、たとえ現在の生

産性が4倍になっても西暦2000年を過ぎて数十年たてば、絶望的な土地不足がやってくることを示している。

### (2) 天然資源について

次表は重要な鉱物・燃料資源が、現在の年間使用量成長を持続させた場合どれほどもつかという年数をあらわしている。

表-1 天然資源の残存年数

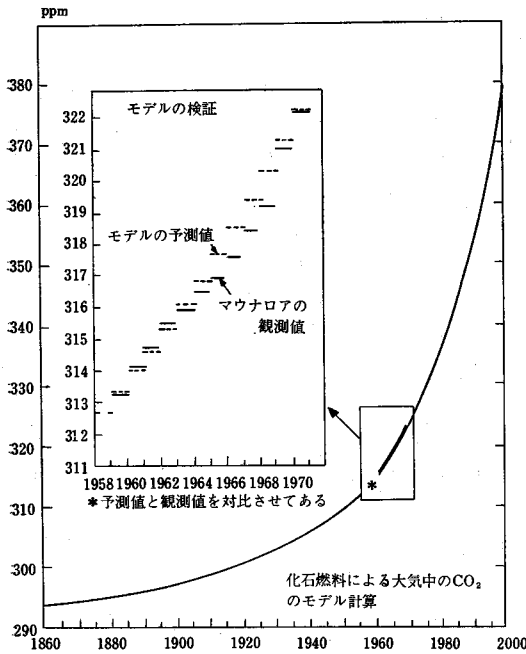
資源	使用量の成長率(年平均%)	残存年数	残存年数(現有埋蔵量が5倍にふえた場合)
アルミニウム	6.4	31	55
クローム	2.6	95	154
石炭	4.1	111	150
銅	4.6	21	48
鉄	1.8	93	173
石油	3.9	20	50
ニッケル	3.4	53	96
天然ガス	4.7	22	49

このなかで、埋蔵量の寿命が最も長い天然資源の一つであるクロームを例にとっても、もし毎年の使用量が現在のまま一定であれば残存埋蔵量は直線的に減少し、420年間もつが、もし毎年の使用量が現在の年2.6%の成長率で幾何級数的に増加するならば、95年で使い尽してしまうだろう。そして、もしも現に知られている埋蔵量の5倍の埋蔵量があったとしても、幾何級数的成長の仮定のもとで、クローム鉱が利用可能なのは154年間であろう、と予測している。さらに、このような資源の埋蔵量にしても、その消費量にしても、地球上に平均的に分布しているわけではないから、将来複雑な経済的あるいは政治的問題が発生することを示唆している。

### (3) 汚染について

地球から掘り出された金属や燃料は、それが使用され廃棄された後、どうなるか。それらの構成原子は、再配列され、結局、薄められ、使用不可能な形態で、われわれの地球の空気、土、水の中にまき散らされる。自然のエコシステムは、人間活動からの排出物の多くを吸収し、他の生命体に有用な、少なくとも無害な物質に再処理することができるが、廃出物の量が多すぎる場合、自然の吸収機構は飽和してしまう。たとえば、化石燃料の使用(燃焼)により、大気中の炭酸ガス濃度は年約0.2%づつ上昇していると計算され、その影響による気象学的異変をも懸念している。

さらに、汚染物質の放出と、それが有害な形で発現するまでには大きなタイム・ラグがある。たとえば、DDT使用量を2000年にゼロになるように、いまから使用量を減らしはじめても、魚体内のDDTは20年しないと現在の水準にはもどらない、と述べ、将来の結果を予想し



ハワイのマウナロアで1958年以来観測されてきた大気中のCO<sub>2</sub>濃度は、しだいに増加してきている。現在、年平均1.5ppmずつ増加している。大気圏、生物圏、海洋の間で交換されるCO<sub>2</sub>を含めて計算すると、2000年までにCO<sub>2</sub>濃度は380ppmに達するものと予測される。これは1860年までのCO<sub>2</sub>濃度から見て30%の増加となる。この大気中のCO<sub>2</sub>の幾何級数的増加の原因は、人間の化石燃料の使用の増大によるものである。

資料—Lester Machta, "The Role of the Oceans and Biosphere in the Carbon Dioxide Cycle." Paper presented at Nobel Symposium 20 "The Changing Chemistry of the Oceans," Öreborg, Sweden, August 1971.

図—3 大気中の炭酸ガス濃度

た対策が必要であることを強調している。

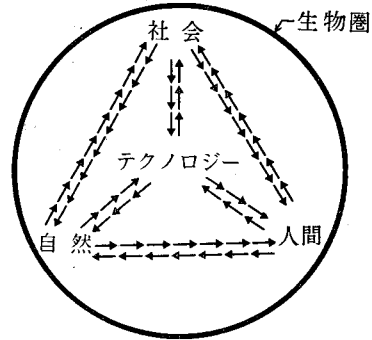
以上に述べたようなローマ・クラブの「人類の危機」プロジェクトは、テクノロジーによる無制限な経済成長にメスを加え、安定した均衡状態の世界システムをめざしたものととして、すぐれてエコロジカルなアプローチであるといえよう。

### 5. 社会変化とエコロジー

前に述べたローマ・クラブの発起人の1人であるアウレリオ・ベッチエイは、イタリアの雑誌「Successo」(1970年2月号)のなかで、「われわれはどこにいるのか?、どこにいこうとしているのか?」という、きわめて意味深い論文を発表している。そのなかで、彼は、「われわれの社会にかつてなかったような混乱を招いている複雑多岐な無数の問題をひき起こした主要な原因は、テクノロジー(知識の応用)が制御不可能となり、かつすべてを圧倒してしまうほどに進歩したことである。」とし、われわれの地球上における生活を文明的かつ聡明な方法で組み立てるためには、現代が空間的、時間的、シ

ステム的に全く新しい時代であること、すなわち世界環境が長期にわたり絶え間なく変化する相互関係下におかっていることを率直に考慮した新しいアプローチを採用することである、と述べている。

われわれの地球は、「人間」、「社会」、「自然」、「テクノロジー」が相互に作用している巨大システムとしてとらえられよう。(図—4)



図—4 エリッヒ・ヤンツ\*による生物圏(OEC) 1969年発行の「計画の展開」

このシステムのなかで、テクノロジーの発展は人類にとって有益な結果をもたらしてきた。すなわち、工業先進国では、物財やサービスの生産能力は莫大なものとなり、いまや、欠乏の危険の時代は過去のものとなってしまった。しかし同時に、テクノロジーの発展の結果、われわれの周囲の万事を変化させ、おそらくわれわれの内面のすべてをも変えてしまうようなこの技術革新は、過去のいかなる時代とも比較にならないほどに急速であり、われわれの適応能力を超越した速度をもっている。このような危機に際して、テクノロジーをコントロールすることも必要であろう。なぜならば、われわれの生存は、「人間」、「社会」、「自然」、「テクノロジー」間の相互システムのなかに、新たな平衡を再確立できるか否かにかかっているからである。テクノロジーが惹起したマイナスの効果には環境汚染の問題は言うにおよばず、社会的、心理学的な面にも及んでいる。近代産業や機械技術文明の進展は、人間が主に都市社会を舞台に開花させた人間能力の粋ともいべきものでありながら、そこに形成された人間生活の足場や環境は、人間を疎外し社会を解体化や疾病化に導くというのは、まことに痛烈な皮肉というほかはない。

つぎに、上に述べてきたように、テクノロジーの発展にもなる加速度的な社会変化について具体的に述べてみよう。

考古学の研究によれば、天地創造は100億年も昔であるとされており、人類の出現はこの長い歴史からみて比較的新しく、ピテカントロプス・エレクトス(ジャワで

\* 予測、計画、組織を相互に関連づけた分野で著名な学者の1人。

70年前に発見された直立猿人のこと)とシナントロプス・ペキネンシス(その後北京で発見されたもの)の状態からみて50万~100万年ぐらい昔と推定されている。それから長い長い石器時代が続き、人間の情報活動のはじめといえる象形文字が使われたのは数千年前のことである。そして技術の開花したルネサンス時代の三大発明のひとつ、活版印刷の誕生が18世紀の中葉、つまり、つい200年前である。つづいて電話の発明が1876年で約100年前、ラジオが1920年で約50年前、テレビとコンピュータは第2次大戦直後のこと、通信衛星による世界的な交信は数年前に開発された。このようにコミュニケーション手段の発達を振り返ってみると、技術の進歩は加速度的に増大していることがわかる。要するに社会的変化の割合が激しくなったといえよう。

また、D・S・ハラシーは「未来への九つの道」という書物のなかで、発明発見の激増に焦点をあわせながら、この変化の加速度化現象をつぎのように比喻で述べている。「文明の夜明けから1945年にいたるまでの技術進歩をグラフにすると、その曲線の高さ4インチの図表を必要とする。ところが1945年から1960年までの技術進

歩を同じグラフで示すには、実に13階建ての高層ビルと同じ高さの図表があることになる。」その変動のスピード化は、文明がやがて制御不能におちいるのではないかという不安をもっているのである。さらにA・メフラーはその著書「Future Shock」のなかで、「発見、応用、影響、発見、われわれはここに変化の一連の連鎖反応、つまり人間社会の発展において、急上昇してゆく加速度の長いカーブを見る。この加速的推進力は、もはや、どれほど相像力を働かせても「正常」だとはいえないレベルに達している。産業社会の正常な制度では、もうそれを押えることができず、その影響がわれわれの時代の社会制度を根本からゆり動かしている」と述べている。

人間がこのような激しい変化に襲われたとき、どうすれば未来の変化に適応でき、どんなときに適応できないのか。この間に答えるためには、あらゆる学問分野を結集した、いわゆるインターディシプリナーな研究が必要となる。その頂点に、自然の摂理にかかわるエコロジーの発展が意味づけられよう。

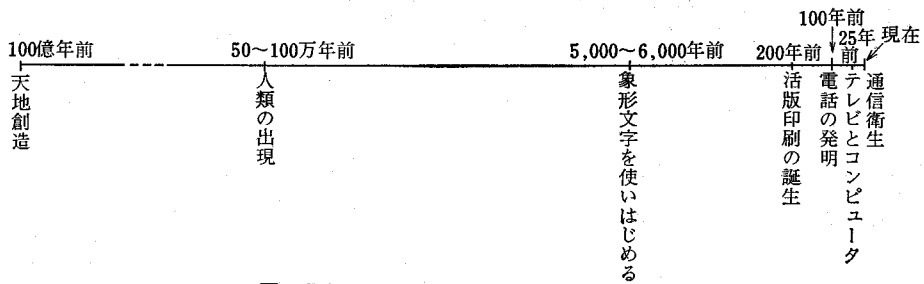


図-5

## やさしいプログラミング

B5判 220頁 頒価 ¥600

豊富な例題とわかりやすい解説  
だれでもわかるプログラミング独修書。  
(農林省農地局設計課監修)

申込先

(〒105) 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館内  
全国農業土木技術連盟  
振替口座 東京 54171 (電 03 (434) 5407)

会

告

農業土木技術研究会役員

会 長 山本 純 農地局建設部長  
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授  
 理 事 岡部 三郎 農地局設計課長  
 " 長 高連 " 技術課長  
 " 木村 幸雄 農地局調査官  
 " 茶谷 仁 農業土木試験場土地改良部長  
 " 井上 弘 茨城県農地部長  
 " 宮城 好弘 水資源開発公団第二工務部長  
 " 伊藤 茂松 農業土木事業協会専務理事  
 " 永田 正董 土地改良建設協会専務理事  
 " 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役  
 " 小川 孝 鹿島建設株式会社技師長  
 " 内藤 正 大豊建設株式会社常務取締役  
 監 事 馬場 博 関東農政局建設部長  
 " 岡本 勇 日本農業土木コンサルタンツ理事  
 常任顧問 杉田 栄司 農地局参事官  
 " 住吉 勇三 全国農業土木技術連盟委員長  
 顧 問 井元 光一 水資源開発公団理事  
 " 小川 泰恵 八郎瀧新農村建設事業団理事  
 " 梶木 又三 参議院議員  
 " 金子 良 日本大学教授  
 " 小林 国司 参議院議員  
 " 作間 虔二 日本農業土木コンサルタンツ理事  
 " 佐々木四郎 水資源開発公団理事  
 " 重政 庸徳  
 " 清野 保 愛知工業大学顧問  
 " 高月 豊一 京都大学名誉教授  
 " 田町 正誉 九州大学名誉教授  
 " 田村徳一郎 明治大学教授  
 " 中川 一郎 衆議院議員  
 " 野知 浩之 日本農業土木コンサルタンツ顧問  
 参 与 福田 仁志 東京大学名誉教授  
 " 山崎平八郎 衆議院議員  
 " 須恵 務 東北農政局設計課長  
 " 泉 敏郎 関東農政局設計課長  
 " 青木 誠 北陸農政局設計課長  
 " 中川 稔 東海農政局設計課長

参 与 金津 昭二 近畿農政局設計課長  
 " 島岡 俊輔 中四国農政局設計課長  
 " 高田 徳博 九州農政局設計課長  
 " 吉富 和男 北海道開発局土地改良課長  
 " 菅野 直之 北海道農業水利課長  
 " 山下 潔 青森県土地改良第一課長  
 " 清水 孝純 岩手県耕地建設課長  
 " 国広 安彦 宮城県耕地課長  
 " 入江 義雄 秋田県耕地整備課長  
 " 末松 雄祐 山形県耕地課長  
 " 佐藤 英明 福島県耕地課長  
 " 松村 進 茨城県農地建設課長  
 " 高橋 秀男 栃木県土地改良課長  
 " 小島 洸 群馬県耕地開発課長  
 " 雨宮 堯郎 埼玉県農業水利課長  
 " 宮地 寛 千葉県耕地課長  
 " 仲田 真己 東京都農地課長  
 " 飯塚 晴信 神奈川県耕地課長  
 " 薬袋 茂雄 山梨県耕地課長  
 " 秋山 光 長野県耕地第二課長  
 " 山田 卓郎 静岡県県営企画課長  
 " 須藤良太郎 新潟県農地建設課長  
 " 鍋田 実 富山県耕地課長  
 " 嘉藤章太郎 石川県耕地課長  
 " 吉川 汎 福井県耕地課長  
 " 木村 英夫 岐阜県農地計画課長  
 " 勝又 謙 愛知県耕地課長  
 " 渡辺 靖六 三重県耕地課長  
 " 北村 良碩 滋賀県建設課長  
 " 片山 啓二 京都府耕地課長  
 " 吉岡 孝信 大阪府耕地課長  
 " 藤本 理 兵庫県耕地課長  
 " 窪田 博 奈良県耕地課長  
 " 小川 力也 和歌山県耕地課長  
 " 坂根 勇 鳥取県耕地課長  
 " 村田 稔尚 島根県耕地課長  
 " 村上 澄雄 岡山県耕地課長  
 " 二井岡 広 広島県耕地課長  
 " 中村 源三 山口県耕地課長  
 " 平井 公雄 徳島県耕地課長  
 " 杉平 鉄雄 香川県土地改良課長  
 " 白井 俊昭 愛媛県耕地課長  
 " 戸梶 敏彦 高知県耕地課長  
 " 田中 善市 福岡県農地計画課長  
 " 天ヶ瀬理弥 佐賀県土地改良第一課長  
 " 宮本 安一 長崎県耕地課長  
 " 山中 寅吉 熊本県耕地第一課長  
 " 森田 実 宮崎県耕地課長

参 与	森田 克美	大分県耕地課長	大 分	梅林建設株式会社	1 口
"	百元 和夫	鹿児島県耕地課長	東 京	技研興業株式会社	"
幹 事	石川 明	水資源開発公団第一工務部工務課長	東 京	久保田建設株式会社	"
"	柴田己千夫	農地局かんがい排水課課長補佐	"	五洋建設株式会社	"
"	白滝 山二	東京農工大学助教授	大 分	㈱ 後 藤 組	"
"	黒須 靖	農地局開墾建設課々長補佐	"	㈱ 佐 藤 組	"
"	高野 郁夫	農地開発機械公団事業課長	東 京	豊水産業株式会社	"
"	武田 健策	水資源開発公団第二工務部設計課長	愛 知	塩 谷 組	"
"	中川 吉弘	関東農政局建設部設計課設計官	東 京	世紀建設株式会社	"
"	山瀬 俊一	農地局防災課課長補佐 (災害班担当)	東 京	田中建設株式会社	"
"	湯浅 満之	農地局技術課課長補佐	青 森	㈱ 武井工業所	"
常任幹事	八木 直樹	農地局設計課課長補佐	東 京	㈱ 田原製作所	"
"	内藤 克美	農地局かんがい排水課課長補佐	香 川	大成建設㈱高松支店	"
"	中西 一継	農地局設計課設計官	大 分	高山総合工業株式会社	"
"	伊藤祿太郎	全国農業土木技術連盟事務局長	東 京	中央開発株式会社	"
編 集 委 員	木村 幸雄	農地局調査官	岡 山	中国土木株式会社	"
編 集 委 員	幹事及常任幹事		香 川	㈱チェリーコンサルタント	"
			東 京	帝国ヒューム管株式会社	"
			"	東急建設株式会社	"
			秋 田	東邦技術株式会社	"
			東 京	東京索道株式会社	"
			"	(有)東洋測量設計	"
			"	㈱土木測器センター	"

賛 助 会 員

(五十音順)

東 京	㈱ 荏原製作所	3 口	茨 城	中川ヒューム管工業株式会社	"
"	㈱ 大 林 組	"	新 潟	新潟コンクリート工業株式会社	"
"	鹿島建設株式会社	"	東 京	日本舗道株式会社	"
"	㈱ 熊 谷 組	"	"	日本技術開発株式会社	"
"	久保田鉄工株式会社	"	"	日本海上工事株式会社	"
"	佐藤工業株式会社	"	"	日本国土開発株式会社	"
愛 知	㈱三祐コンサルタントインターナショナル	"	"	日本プレスコンクリート工業株式会社	"
東 京	大成建設株式会社	"	"	日本エタニットパイプ株式会社	"
"	㈱電業社機械製作所	"	"	日曹マスタービルダーズ株式会社	"
大 阪	㈱西島製作所	"	"	日兼特殊工業株式会社	"
東 京	西松建設株式会社	"	"	パシフィックコンサルタンツ株式会社	"
"	(財)日本農業土木コンサルタンツ	"	"	羽田コンクリート工業株式会社	"
"	㈱ 間 組	"	福 岡	藤増総合化学研究所	"
"	㈱ 日立製作所	"	東 京	㈱ 圓井製作所	"
"	㈱ 青 木 建 設	2 口	"	㈱ 丸島水門製作所	"
"	株木建設株式会社	"	石 川	真柄建設株式会社	"
大 阪	㈱ 奥 村 組	"	東 京	水資源開発公団	"
東 京	勝村建設株式会社	"	京 都	山品建設株式会社	"
大 阪	㈱栗本鉄工所	"	愛 知	若鈴コンサルタンツ株式会社	"
東 京	三幸建設株式会社	"	東 京	I N A 新土木研究所	"
"	住友建設株式会社	"	福 岡	新日本コンクリート株式会社	"
"	大豊建設株式会社	"	茨 城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	"
"	前田建設工業株式会社	"			70社 107口
山 形	前田製管株式会社	1 口			
東 京	旭コンクリート工業株式会社	"			



農業土木技術研究会会員数

47.10末現在

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					賛助会員					
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数				
北海道	411	359	5	88	863	—	—	近畿	滋賀	76	37	—	2	115	—	—			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手	187	43	1	0	231		1	1	京都	55	58	6	32	151	1	1	
		城田	112	36	2	2	152		—	—	大阪	52	19	6	49	126	3	8	
		形島	123	87	7	16	233		—	—	奈良	96	33	3	4	136	—	—	
			205	73	0	20	298		1	1	和歌山	64	29	—	2	95	—	—	
			154	35	1	5	195		1	1	計	65	28	—	1	94	—	—	
北	計	161	52	0	1	214	—		—	計	408	204	15	90	717	4	9		
関東	茨城 群馬 栃木 群馬 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	茨城	125	46	—	6	177		2	2	中国・四国	鳥取	68	10	2	—	80	—	—
		群馬	79	30	5	7	121		1	1		島根	38	20	8	1	67	—	—
		栃木	79	21	—	—	100		—	—		岡山	64	101	4	4	173	—	—
		群馬	71	19	—	13	103	—	—	広島		31	—	—	—	31	—	—	
		千葉	105	56	—	4	165	—	—	山口		59	—	—	—	59	—	—	
		東京	1	227	15	260	503	47	78	徳島		36	28	—	—	64	—	—	
		神奈川	54	35	—	21	110	—	—	香取		59	81	4	4	148	2	2	
		山梨	3	17	—	1	21	—	—	愛媛		37	9	4	6	56	—	—	
		長野	141	17	4	2	164	—	—	高知		23	2	1	1	27	—	—	
		静岡	170	35	—	1	206	—	—	計		415	251	23	16	705	2	2	
北陸	計	828	503	24	315	1,670	50	81	九州	福岡	103	49	13	35	200	2	2		
東	新潟 富山 石川 福井	新潟	323	128	2	12	465	1		1	佐賀	110	29	3	4	146	—	—	
		富山	157	13	1	3	174	—		—	長崎	22	7	—	1	30	—	—	
		石川	101	106	—	4	211	1		1	熊本	146	93	—	5	244	—	—	
		福井	130	11	—	—	141	—		—	大分	187	26	—	—	213	4	4	
北陸	計	711	258	3	19	991	2	2		宮崎	89	11	1	—	101	—	—		
東	岐阜 愛知 三重	岐阜	82	29	5	6	122	—	—	鹿児島	118	23	1	—	142	—	—		
		愛知	92	170	1	98	361	3	3	沖縄	4	1	2	1	8	—	—		
		三重	51	56	1	1	109	—	—	計	779	239	20	46	1,084	6	6		
東	計	225	255	7	105	592	3	3	内地計	4,719	2,395	108	723	7,945					
海道	計	225	255	7	105	592	3	3	外国	25	—	—	—	25					
合	計	4,744	2,395	108	723	7,970	70	107											

編集後記

今後の土地改良に関係の深い2つの計画が農林省から発表された。その1つは、57年度を目標年次とした「農産物需給の展望と生産目標の試算」であり、もう1つは、48年度を初年度とした10カ年間の「土地改良長期計画」である。新しい土地改良長期計画は、今後、各省との折衝等を経たうえ、来春、閣議決定される予定とのことである。

前者によれば、今後の農業の生産構成は大きく変化し、57年度における全体に占める比重は、米が38%から24%に落ち、これに代って畜産が22%から31%へ大きく伸び、野菜、果実、畜産の3部門で58%を占めると予想

している。したがって、農用地面積も水稲が218万haと65万ha減少、これに代わって野菜、果実、飼料作物が増え全体としては耕地521万ha(58万ha減少)、草地63万ha(40万ha増加)となる。

これに対し、土地改良長期計画は、農業の基盤整備、農村環境の整備を積極的に進め、57年度には機械化農業を実施できる面積を全体の80%(現在16%)に高めようとするもので総事業費は13兆5800億円と第1次計画(40~49年度)に比べ約5倍の規模となっている。

ここ数年、我々農業土木界も米の生産調整を始めとして、仕事を進めていくうえでどちらかと言えば暗い面が多かったが、これらの計画が柱となり、長期的観点に立った農政が進められるよう期待するものである。(中川)

水と土 第11号

発行所 東京都港区新橋5-34-4  
 発行人  
 印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

昭和47年11月30日発行  
 農業土木会館内 TEL(436)1960  
 振替口座 東京 2891  
 農業土木技術研究会  
 TEL(953)4461(代表)  
 一世印刷株式会社

# 投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること  
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内, 農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
  - ① 表 題
  - ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
  - ③ 氏名, 勤務先, 職名
  - ④ 連絡先 (TEL)
  - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙 (300字) 65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付), 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字 (3単位ごとに, を入れる) を使用のこと
- 5 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し, それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し, 写真, 図, 表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが, B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。  
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き, とくに数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと,  
たとえば  
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字  
O(オー)と0(ゼロ)                      a(エー)と $\alpha$ (アルファ)  
r(アール)と $\gamma$ (ガンマー)              k(ケイ)と $\kappa$ (カッパ)  
w(ダブリュー)と $\omega$ (オメガ)          x(エックス)と $\chi$ (カイ)  
l(イチ)とl(エル)                      g(ジー)とq(キュー)  
E(イー)と $\epsilon$ (イプシロン)              v(バイ)と $\nu$ (ウブシロン)  
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと  
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し, 末尾に文献名, 引用ページなどを記載すること
- 11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は, 実費を著者が負担する。