

水と土

第 22 号

昭和50年 9 月号

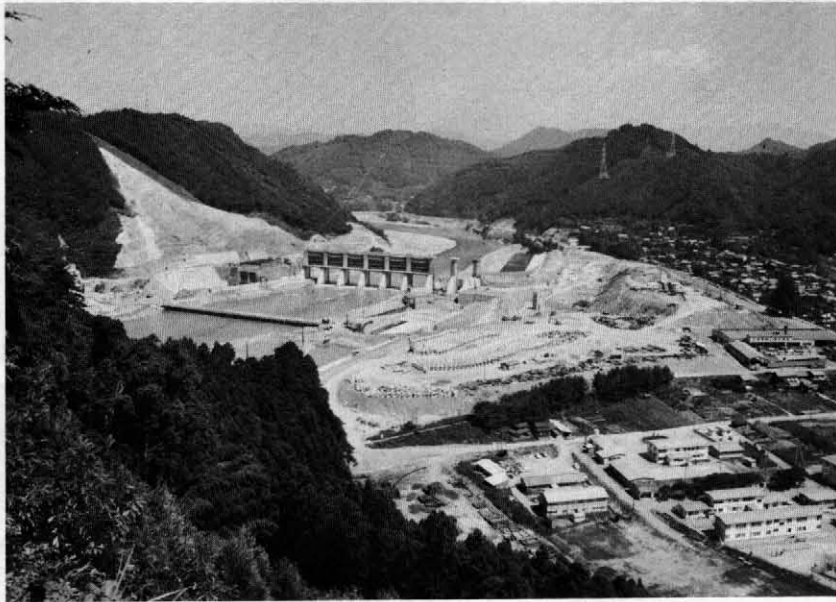
農業土木技術研究会

ふな きら 船 明 ダ ム

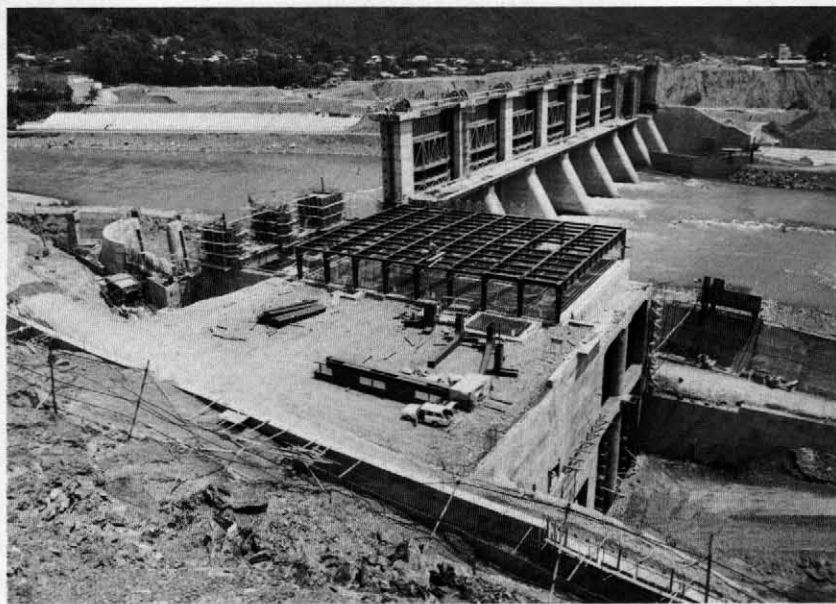


上流側よりダム地点の全景

船明ダムは、堤高22.5m、堤長220m、洪水吐20m×15m×9門の重力式コンクリートダムで国営かんがい排水事業天竜川下流地区並びに静岡県の中遠上・工水の取水と最大出力32,000KWの発電を行う目的で、電源開発株式会社で施工されているものである。



下流側よりダム地点展望



右岸下流（取入）側より

水と土

目次

グラビヤ

船明ダム

報 文

ダム放流がある場合の低水流出解析について

小 口 恭 徳……(1)

防災事業について

棚 池 橋 田 正 治……(7)

農地海岸における侵食対策について

植 田 昌 明……(22)

銚子ダムの余水吐と放水路について

桑 野 定 美
戒 能 保 治
久 武 智 利 讓 勝……(35)

溪流取水工の水理設計について

川 合 亨
加 藤 敬……(50)

線形化法による管網計算

福 間 順
為 井 司
三 浦 新 梧
服 部 真 郎
神 谷 利 弘……(57)

逆サイホン型小分水工の水理に関する二、三の検討

前 川 勝 朗
及 川 富 美
西 脇 田 実 彦
遠 田 実 雄……(67)

近畿地方における設計CBR値について

林 原 稔 徹……(72)

Rock材, Transition 材料の粒度分布とセン断強度の
関係について

山 崎 芳 夫
増 田 明 徳
樋 渡 信……(77)

軟弱地盤上のサイホン式取入工について

青 木 登
横 山 正 夫
晶 山 信 雄
吉 永 健 治……(84)

講 座

DEMOS-Eによる工事費積算システムについて (3)

黒 川 義 孝
小 沢 勇……(99)

会 告・編集後記

… (107)

No. 22

1975

September

ダム放流がある場合の低水流出解析について

小 口 恭 徳*

目 次

まえがき.....(1)	3-3 タンクモデル法と他の流出モデル との比較.....(3)
1. 流域の概況.....(1)	4. タンクモデル法の応用とその考察.....(3)
2. 解析上の問題点.....(1)	4-1 ダム放流を考慮したタンクモデル.....(3)
3. タンクモデル法の概要.....(2)	4-2 解析結果.....(4)
3-1 直列タンクモデルと流出現象の対応.....(2)	5. 結び.....(5)
3-2 直列タンクモデル法による流出計算 の特徴.....(3)	

まえがき

経済の高度発展、人口の著しい都市集中等により水需要の増加と偏在化をきたし、河川表流水は資源としての価値を高めつつある。その結果河川水の水資源としての効率的利用及びダム、河口堰等による水資源の大規模開発が進められているが、特にダム計画に際してはその工事規模及び周辺住民に与える影響の大きさからしてダム容量は最適ダム放流計画も含めトータル的な水利計画のもとに決定されなければならない。その為にはダム放流条件を考慮した長期間の河川流況の解明が必須の条件となる。現在迫川上流地域の用水不足に対処するため、農林省において二迫川、長崎川上流地点にダム計画があるが、今回各ダムの最適容量を決定する第1段階として栗駒、花山ダムからの放流を考慮した迫川流域の流況特性

を従来のタンクモデル法を一部修正することにより把握することを試みたのでその概要をここに紹介する。

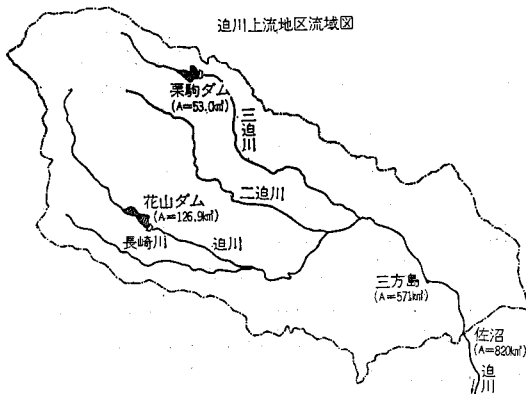
1 流域の概況

迫川(三迫川、二迫川、迫川)は、その源を鳴瀬川と北上川流域にはさまれた宮城県栗原郡栗駒町の山地栗駒山に発し、宮城県内を南東流下して途中若柳町附近で3川が合流した後、宮城県桃生郡桃生町で旧北上川に合流し石巻湾に流れ込む流域面積(佐沼橋地点)820 km²の一級河川である。流域内の標高は佐沼地点で5 m程度であり、最高は栗駒山の1,620 mである。流域の80%近くは山地であるが、各河川沿の沖積地を利用して約12,000 haの水田があり、稲作がかなり盛んである。

河床勾配は中流部の若柳合流地点附近を境にして下流側は1/400~1/600、上流側は1/150~1/200と、かなり急勾配になっている。また三迫川及び迫川上流地点にはそれぞれ流域面積53.0 km²、126.9 km²をもつ多目的の栗駒ダム、花山ダムがあり、かんがい期間にはその放流量は農業用水として寄与している。両ダムと佐沼橋区間には大小100個所余の農業用水の取水施設があり、約23.0 m³/sが取水されている。しかしその取水、配水組織は複雑に交錯している。

2 解析上の問題点

現況における各取水地点での流況把握及び荒砥沢、長崎ダムの最適ダム容量を決定する上での主たる課題は次の2点である。まず第1点は対象流域が迫川、二迫川、三迫川の3河川からなっており、前記したように三迫川、迫川上流地点に栗駒ダム、花山ダムがあり、その支配面積がかなり大きいこと。しかも両ダムの放流量はかんが



* パシフィックコンサルタンツ株式会社

いに供されており、放流実績によるとかんがい期のダム調整流量が大きい。すなわち、農業用水のダムへの依存度はきわめて高い。したがって、現況での各取水地点における流況把握はダム放流という農業用水の組織形態下でなされなければならない。次は、荒砥沢、長崎ダムの最適容量を決定するにはダム完成後の計画放流量を時系列変数として与え、各取水地点での流況を解明し、水需給をバランスさせるというシュミレーションが必要となる。以上の点とも、問題はいかにダム放流という要素を加味した流況特性を解明するかという点に帰着される。

3 タンクモデルの概要

流出解析とは流域に雨がいくら降ったら、河川にどのくらいの水が出てくるかを時系列的に算出する技術である。すなわち、流域を一つの単位として、これへのインプットからアウトプットへ変換する応答関数を明らかにすることである。変換手法としては、次のようなものがある。

- ① 統計的に応答関数を求めて計算する方法：単位関数法、流出関数法
- ② 流域貯留量を媒介変数として計算する方法：貯留関数法、タンクモデル法
- ③ 流域をいくつかの傾斜面の集合と考え、各傾斜面の雨水を水理学的流水として追跡する計算法：特性曲線法、低水を主対象とした長期間の流出計算法としては
 - ①、②の応用が多いようで、わが国では、菅原のタンクモデル、竹内、水野らの貯留モデル、石原、高棹らや富士岡、丸山らによる Wiener 流統計的単位図法や白石らによる重回帰単位図法などの試みがある。しかし、ここでは前記したようにダム放流が流出特性の大きな一要因となっているとともに農業用水としてのウェイトの高い流域への適応性という点から、タンクモデル法を探りあげ、このモデルの特徴、このモデルの流出成分と流出現象との対応性及び他の流出計算法との比較について述べる。

3-1 直列のタンクモデルと流出現象との対応¹⁾

タンクモデルは、流域をいくつかの貯留型の仮想容器の一組み合せに置き換えて考えるパラメトリックモデルの一種である。そのもっとも代表的なものは図-1に示すようにタンクを直列に並べた直列貯留型モデルであり、各タンクの右側の孔は流出を表わし、底の孔は浸透を表わす。降雨は最上タンクに注入され、浸透水はすぐ下段のタンクに注入させる。各孔からの流出量 $q(t)$ 及び浸透量 $i(t)$ は、各流出孔上の貯留高に比例するものとして計算される。すなわち図-2においては、

$$q(t) = \lambda_1 \{h(t) - H\} \dots\dots\dots(1)$$

$$i(t) = \lambda_0 h(t) \dots\dots\dots(2)$$

一方連続の式は

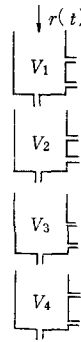


図-1

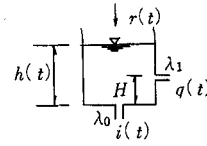


図-2

$$\frac{dh}{dt} = r(t) - q(t) - i(t) \dots\dots\dots(3)$$

で表わされる。

後述するように1つのタンクからの流出は基本的には指数低減を表わしており、直列のタンクモデルからの流出量は固有の低減特性を持ついくつかのタンクからの流出量の和で表わされる、次に流域の物理現象に対応させて考えると、まず流域に降雨があると地表に達した雨水は初めに土壌表層を濡らしていき、表層にある程度以上の雨水を含むと水道を伝わって表面流となる。図-1の V_1 の下側の流出孔が底面より上方に付いているのはこの初期損失に対応している。さらに降雨が続くと表面流出は増大する。特にピーク流量付近のヒドログラフ急増部は V_1 の上側の流出孔からの流出で表わす(表面流出)。一方、表層に含まれている雨水は絶えず重力水として下方に浸透していく。このときの移動速度は表層の飽和度及び下層の浸透能の制約を受け指数低減を示すことが知られている²⁾。それは V_1 の底面についている孔(以下浸透孔という)に対応する。表層から浸透していった雨水は山腹から湧き出すものと山の裾から湧き出すものが考えられるが³⁾、低水流出を考える場合には V_2 からの流出に対応する(中間流出)。さらに深く浸透していった雨水は安定した流水として低濁水時にゆるやかに流出してくる。特に浅層地下水面に達した雨水の流出は非常に安定したものとなる。これが V_3, V_4 からの流出に対応している(地下水流出または基底流出)このように考えることによって、流域からの流出量は各タンクからの流出量の合計とすることができる。

農業用水の取水は流出量の合計から差し引くことであり、水田から浸透して河川へ還元される水はその流出過程から V_3 に(減水深-蒸発散量分)を注入してやることで近似的に対応させることができる。また、蒸発散量については、日本のように湿潤で草木に被われた地帯においては、干天が続いても可能蒸発散量に近い値が蒸発散していると仮定できる⁴⁾。このことは最上段のタンク貯留高から蒸発散量を差し引き、不足するときにはその下のタンクから差し引くことが可能であることを意味す

る。春先の雪どけについては、積雪の垂直温度分布、表層の土壌水分の状態などの把握が困難なため、基底流出への補給分がどの程度であるかはむずかしいが、融雪量は、気温 $t^{\circ}\text{C}$ ($t > 0$) のときの雨量を p 、雨の温度も $t^{\circ}\text{C}$ とすれば、氷の融解潜熱 80cal/g を考慮して次式で与えられる。

$$\text{融雪量} = m \cdot t + (1/80) \cdot p \cdot t \quad m: \text{定数} (=5 \sim 6)$$

この融雪量と降雨量を第1タンクに注入することにより、春先の雪どけは主に気温と雨によるという自然現象に対応する。

3-2 直列タンクモデル法による低水流出計算の特徴⁶⁾

直列タンクモデル法には次のような特徴がある。

(i)初期損失及び損失高が降雨履歴によって変化する現象をモデルの中に含んでいる(最上タンクの流出孔の位置)。

(ii)降雨量が大きくなると流出量が加速度的に大きくなるという非線型の性質を持っている(各タンクの複数個の流出孔による)。

(iii)各タンクからの流出はそれぞれ固有の低減曲線を示し、低減部の低減係数が時間とともに変化するという非線型性を有し、流出はその各タンクからの流出成分の和として簡単に表わされる(タンクの組み合わせ)。

(iv)降雨強度が大きいと流出量が大きくなり、強度が小さいと大部分が下方に浸透して、ゆっくり流出するようになっている(貯留型モデルの直列配置)。

(v)雨水が各タンクを通過して下方に移動する間に自動的に時間遅れを与えるので各タンクの流出成分の時間遅れが自然に生ずる(貯留型モデルの直列配置)。

(vi)このモデルの最大の欠点は数学的手法で各タンクの定数を定めることがむずかしいので、試行錯誤を勘と経験を頼りに繰り返しながら求めなければならない点にある。

(vii)単位流量図法、ないし(流出関数法)、貯留関数法などとの共通の特徴を持ち、その特徴が集約されている。

3-3 タンクモデル法と他の流出モデルとの比較⁶⁾

ここでタンクモデル法と単位図法、流出関数法及び貯留関数法との比較を簡単に記す。

(i)指数関数形の単位図とタンクモデル

よく知られているように、図-2において $H=0$ 、 $\lambda_0=0$ 、としたタンクの場合には流出量 $q(t)$ は、

$$q(t) = \lambda_1 h(t) \dots \dots \dots (4)$$

又雨 $r(t)$ が連続的に降っている場合のタンク水量の変化は、

$$\frac{dh}{dt} = r(t) - q(t) \dots \dots \dots (5)$$

(4)と(5)式を連立して解くと周知の次式が得られる。

$$q(t) = \int_0^{\infty} r(t-\tau) \lambda e^{-\lambda \tau} d\tau \dots \dots \dots (6)$$

これは単位図法の一つの表現にはほかならない。

(ii)直列タンクと流出関数

側方流出孔のない同じ寸法のタンクを直列に n 段並べた場合の流出はよく知られたように

$$q_n = \frac{1}{t_0} \cdot \frac{1}{\Gamma(n)} \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right)^{n-1} \cdot e^{-t/t_0} \dots \dots (7)$$

となるが、これは Edson 型ないし Nash 型の流出関数ないし瞬間単位図法にはほかならない。

(iii)タンクモデルと貯留関数

貯留関数とは流出量 $q(t)$ と流域の貯留量 $S(t)$ との間に

$$S(t) = Kq(t) \dots \dots \dots (8)$$

$$r(t) - q(t) = -\frac{dS}{dt} \dots \dots \dots (9)$$

の関係を仮定したものであるが、タンクの側方流出孔を複数個にすることにより、(8)式を折線近似したことになる。

4 タンクモデル法の応用とその考察

上流においてダム放流がある場合の基準地点での河川流量算定の一方法として、タンクモデルを採用するにいたった考え方を述べる。すなわち、迫川三方島、佐沼地点の流量とその流域内の気象資料(栗駒、岩崎、細倉、花山、築館、若柳の6ヶ所)及び花山ダム、栗駒ダムの放流実績、農業用水の取水実績を使って行った解析をもとに概説する。

4-1 ダム放流を考慮したタンクモデル

ダム放流下での基準地点流量は残流域からの流出量とダム放流量との陰関数となる。両成分の分離は定量的にはむずかしいが概念的には(1)式のように表現されよう。

$$Q_n(t) = P_{ni}(t) + q_{ni}(t) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $Q_n(t)$: 基準地点での流量

$P_{ni}(t)$: ダム流域を除く残流域の基準地点での流量。

$q_{ni}(t)$: ダム放流量 $q_i(t)$ が基準地点に到達したときの放流量

一般に利水を主体としたダムにおける調整流量(ダム自流量と放流量の差)はかんがい期の連続無降雨時に大きく、降雨時には小さい。但し、洪水時は除く。迫川上流地区においても、この傾向は同じであることが栗駒、花山ダムの実績データより確認された。このことは無降雨時のダム放流量の多くは農業用水として利用されていることに他ならない。

したがって、河道に放流された水は途中の取水施設において取水されるが、一部は下流の用水として、付近の地下水との交換現象を生じながら河道を流下する。取水された水は用水組織を経て、水田に導かれ、一部は蒸発

散として失われ、他の一部は畦畔等から近くの排水路へ浸出して直接河川に戻るか、あるいは、用水路に流入し復水として利用される。残りは浸透地下水となり、地下水面に達し、飽和浸透流となって低水時の河道に流出する。

このように考えると、 $P_{ni}(t)$ はダム流域を除く残流域からの流出量を表わすから、通常の直列4段のタンクモデルで表現でき、一方 $q_{ni}(t)$ はダム放流量 $q_i(t)$ を水田主体流域へかんがい期取水日における降雨量としての扱いが許されるであろう。現実には水田地帯のみへの降雨量同等であっても、派出解析は残流域全域を一まとめとして行うから、 $q_i(t)$ を残流域全域への降雨量として扱わざるを得ない。

ただこの置換降雨量は高水時の降雨量とは性格を異にするから、これを考慮するため第1段タンク最下部に流出孔を設けたモデルを考える。すなわち図-3である。

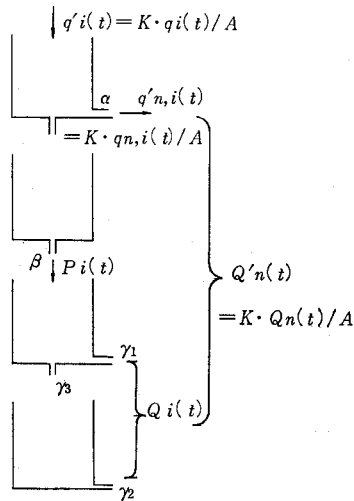


図-3

ここに

$Q'n(t)$: 基準地点流出高 (mm/日/km²)

K : 時間換算係数

A : ダム流域を除く残流域面積 (km²)

$q'_i(t)$: 残流域に対するダム放流高 (mm/日/km²)

$q_i(t)$: ダム放流量 (m³/sec)

$q'_{ni}(t)$: 基準地点における表面流出高成分 (mm/日/km²)

$q_{ni}(t)$: 基準地点における表面流出量成分 (m³/sec)

$P_i(t)$: ダム放流量の浸透降下成分 (mm/日/km²)

α, β, γ : 各タンクの流出孔及び浸透孔の乗数

$Q_i(t)$: 基準地点における基底流出高成分 (mm/日/km²)

4-2 解析結果

迫川上流地区の低水流出解析には上述の考察結果にも

とずき図-10のような貯留型直列4段タンクを用いて、解析を行った。

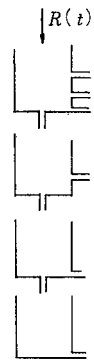


図-4

今回の解析で、従来のタンクモデル法を修正した主な点は下記の3点である。

(i) 第1タンクの最下段の流出孔の高さを零とし、その乗数を思い切って小さくした (図-9 参照)

(ii) ダム放流量を残流域の降雨に換算し第1タンクに注入した。換算方法は次の通りである。

いま $\gamma'(t)$: 流域平均降水量 (mm/day)

$\gamma(t)$: 高度別変化及び季別変化等を考慮した計算降水量 (mm/day)

$R'(t)$: ダム放流量の残流域換算降雨高 (mm/day)

$R(t)$: 第1タンクに注入する降雨量 (mm/day)

と定義し

$$\gamma(t) = \gamma'(t) \times (1 + C_m l_i)$$

C_m : 高度別変化定数

l_i : 季別変化定数

$$R'(t) = K \cdot q_i(t) / A$$

$q_i(t)$: ダム放流量 (m³/sec)

K : 時間換算係数

A : 残流域面積 (km²)

但し $q_i(t)$ は計算当日の放流量とする

とすれば、 $R(t)$ は下記のようなになる。

(i) 日平均気温が0°Cより高い場合

その地帯の気温が零度以上であれば、降水は降雨とし積雪があれば融雪が発生する。

$$R(t) = \gamma(t) + R'(t) + \gamma_\alpha(t)$$

ただし、 $\gamma_\alpha(t) + R'(t)$ の場合は、 $\alpha\gamma(t) = R_s(t)$ とする。

$\gamma_\alpha(t)$: 融雪量

$R_s(t)$: 雪積深

(ii) 日平均気温が0°C以下の場合

気温が零度以下の場合、降水は降雪とし、その分だけ積雪深が増加し、融雪は発生しない。

$$R(t) = R'(t) + \gamma_\alpha(t)$$

$$\gamma_\alpha(t) = 0$$

$$R_s(t) = R_s(t-1) + \gamma(t) - \gamma_\alpha(t)$$

$$R_s(t-1): \text{前日の積雪深。}$$

(iii) 降雨量がなく、前日の第1タンクの貯留高が零の場合の流域蒸発散量は第2タンクから差し引き始める。これはダム放流は河道にされ、河道からの蒸発は流域からの蒸発散量と比較した場合無視されることを考慮した。

以上のようなモデルの修正により、佐沼、三方島地点において、10数回の試算の結果、図-5、6に示すような定数解析結果及びハイドログラフを得た。

— JISSOKU
- - - KEISAN

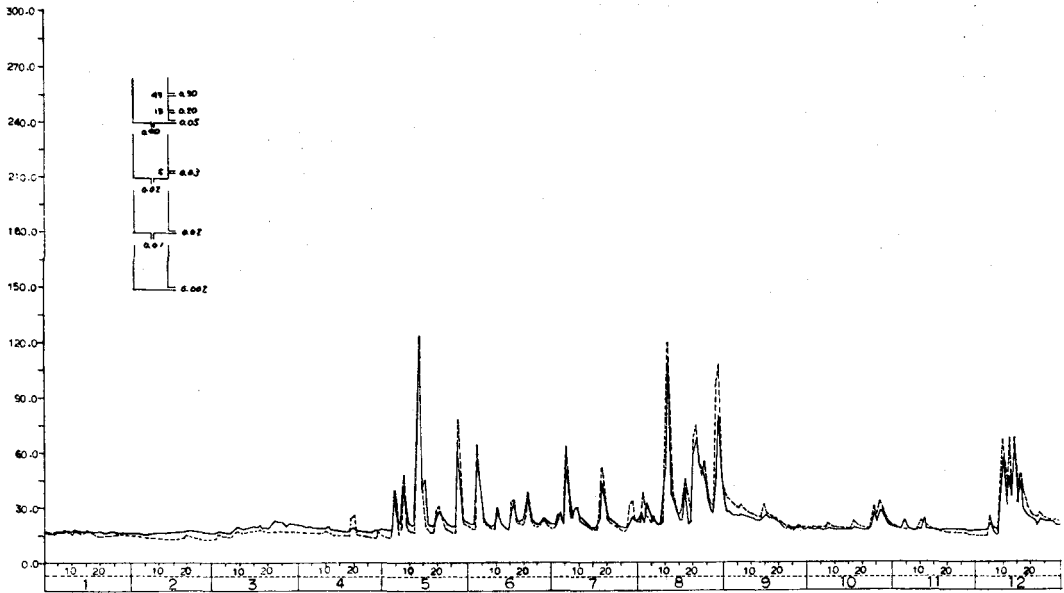


図-5

— JISSOKU
- - - KEISAN

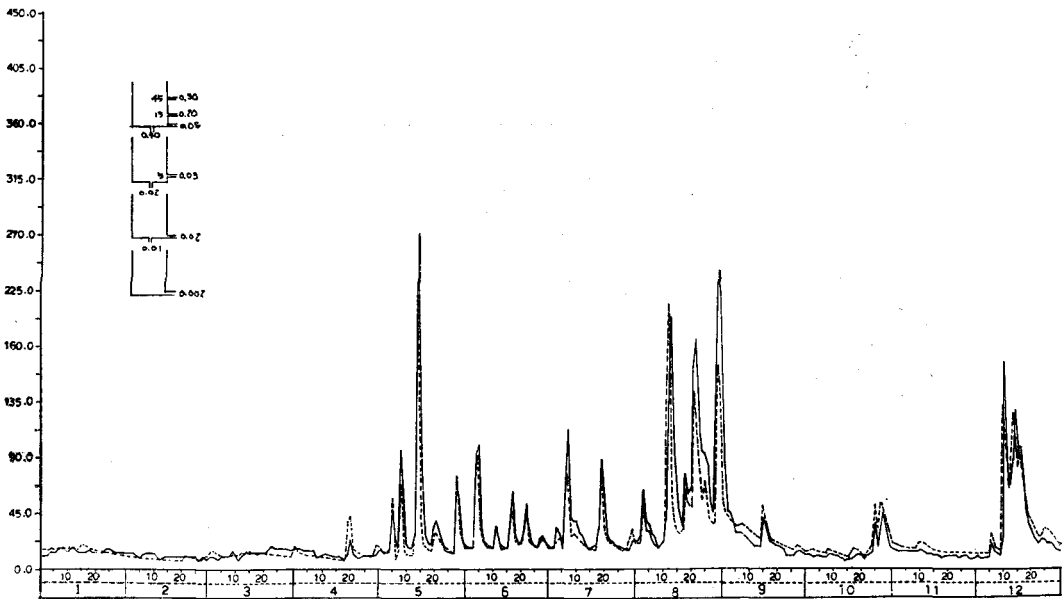


図-6

実測値との検証結果は、図-5、6からもわかるように、両地点ともヒドログラフは実測値とかなりよく合っており、相対誤差は15%以内になった。特にかんがい期（5月～8月）における精度はより高い結果を得た。このことは、今回の解析ではダム放流量の大部分が農業用水として利用されているという前提でタンクモデル法

を修正している点からも当然といえる。なお当流域の融雪期は3月下旬から4月下旬であるが、この融雪量の多くは花山ダム、栗駒ダムに一旦貯留され、5月の代かき期に大量に利用されている実際の現象を捉えている。

5 結 び

かなり大胆な仮定による解析方法ではあるが、低水時においてダム放流が時系列的になされた場合の下流地点における流量把握は一応可能と思われる。ただし、非かんがい期及び多降雨時のダム放流をどのように把握するかが今後の大きな課題と思われる。

参 考 文 献

- 1)菅原正己：「流出モデルについて」科学技術庁資源調査会報告書第47号，昭和44年1月
- 2)金子良：「土壌と水」農業水文学 共立出版 昭和48年3月
- 3)青木佑久：「山地流域における洪水流出の追跡」土木研究所報告143号の2 昭和46年10月
- 4)PENMAN H. L. "Evaporation an Introductory Survey" Neth, Jour, Agri Sci 4 1~43 1956
- 5)建設省水文研究会編「流出計算例題集Ⅱ」全日本建設技術協会 昭和46年5月
- 6)木下武雄「各種の流出モデルの比較」1972年度水工学に関する夏期研修会講義集

NEWJEC

土木，建築，電気，機械の
総合コンサルタント



株式
会社

新日本技術コンサルタント

取締役社長 松 本 栄 治

専務取締役
工学博士 丸 山 二 郎

常務取締役
工学博士 田 中 治 雄

プロジェクト長 長 野 秀二郎

プロジェクト長 溝 口 旦 元

土木第3部長 松 井 豊

本 社	大阪市南区長堀橋筋1-3	丸善石油ビル	TEL 245-4901
東 京 支 社	東京都渋谷区広尾5-4-12	ダイヘン大成ビル	TEL 442-7433
名古屋事務所	名古屋市中村区林道町4-24	八 栄 ビ ル	TEL 581-7935
仙台事務所	仙台市片平1-2-10	清 香 ビ ル	TEL 62-1591

防災事業について

棚橋 正治* 池田 一朝**

目 次

1. はじめに……………(7)	(1) 農地関係防災の必要性……………(10)
2. 災害とは……………(7)	ア. 農地防災事業……………(10)
(1) 災害の本質……………(7)	イ. 農地保全事業……………(10)
(2) 開発と災害……………(8)	ウ. 公害対策事業……………(10)
(3) ダムと災害……………(8)	エ. 海岸保全事業……………(11)
(4) 集中豪雨……………(8)	(2) 農地関係防災事業の歴史……………(11)
(5) 災害の分類……………(8)	(3) 農地関係防災事業の分類と予算の経緯……………(12)
3. 防災とは……………(9)	(4) 県別実施状況……………(12)
(1) 防災の定義……………(9)	(5) 基盤整備予算と防災事業の経緯……………(12)
(2) 防災対策の基準……………(9)	(6) 防災事業の長期計画……………(12)
(3) 防災(一般)の今後……………(9)	(7) 防災事業の問題点と今後の方向……………(19)
4. 農地関係防災事業……………(10)	5. あとがき……………(21)

1 はじめに

50年度の政府予算案が4月3日国会で成立した。予算全体規模は、49年度に引き続き抑制的基調を貫いたとしているが、当然増経費の膨脹などのため、前年度当初比24.5%の大幅な伸びとなっている。景気抑制の方針に基づき、公共事業費は伸び率ゼロに抑えられた中で、農業基盤整備費は前年度比3.4%の伸びを確保し、農業については若干優遇した印象づけがなされた。石油ショック以来、インフレ傾向は高まる一方で、景気抑制政策は止むを得ないものであるが、世界の食糧事情の情勢の変化と日本の年々低下している食糧自給率の低さを考慮した場合、食糧確保の基盤となる農業基盤に注ぎ込む国の予算がこの程度では将来が案じられる思いがする。

第二次土地改良長期計画は48年に閣議決定され、2年を経過した現在達成率は16%に過ぎず今後の予算の伸びに期待されているところである。ところで、国土庁が発足して9ヶ月、一方では国土利用計画法に基づく国土利用計画、及び土地利用基準計画の作成準備が進められており、他方各種長期計画を昭和51年度から一斉にスタートさせる意図のもとに、新経済社会基本計画(仮称)、新々全国総合開発計画の作成準備が進められている。

農政審議会需給部会の報告(50.1.29)の中で、60年

度75%の総合自給率目標を掲げ、国内生産体制の整備を強調している。農林省においても、必ずしもこれに対応したものということではないが、近年の食糧情勢ほか諸情勢の動きに必ずしも農産物の需給見通しの再検討が行われようとしている。

したがって、これと関係の深い土地改良長期計画についても当然再検討が必要になってこよう。

ここでは、これらの動向にかんがみ、土地改良事業の一環である防災事業の実態、今後の防災事業等について一応の整理を試みたいと考えた次第である。

2 災害とは

(1) 災害の本質

防災対策のあり方を追求するためには、まず、災害(加害・被害)の実態を解き明す必要があると考え、若干災害について触れてみたい。

自然界はあるがままの姿で動的な平衡を保っているものである。災害というのは、人間活動の面からとらえるから災害となるのであって、自然界にとっては、それは自然なのである。したがって、人間が、人為的な力を加え、自然現象に対してある意味で逆って生活しようとするところに災害が発現する。日本のような狭い国では、自然に逆らわずに人間活動をしようとするならば、それは極く限られた範囲でしかできなくなるであろう。

日本は災害の多い国である。日本の置かれている地理

* 構造改善局防災課 課長

** 水資源開発公団第二工務部設計課 課長

的、気象的環境—地震・台風・洪水・豪雪・その他自然条件の変化のきびしさ—が災害をもたらすものであろうが、相変らず、災害が相次いで起り、しかもその態様が複雑かつ大型化しつつあり、貴重な人命と巨額の施設財産を失っている。

人類は、災害・事故・病気の絶滅を期して努力し続けてきた。しかし、それらの絶滅は非常に難しい。

病気については、長い歴史を通じての非常な努力と医学の進歩により克服されたものもあるが、次々と新しい病気が出現してくる。事故についても、時代の進展に伴って新型の事故が発生しており、今後も新しい事故が発生するかも知れない。

災害は、自然の暴威がその原因であるが、多分に人間の側の自然に対する対応が影響する場合があります、同じ程度の自然の加害力であっても、それを受ける対象の状況によって災害の程度と形態が異なってくることもある。わが国における水害の様相も、時代の進行とともに変化してきているが、その主な理由に国土の変貌の激しさがあげられる。

(2) 開発と災害

この20年間に日本の国土に加えられた開発の量は、相当な量にのぼっており、これらの開発は、国土の変貌をもたらしたが、災害の形態も大きく変換させることになるものである。

山林や草地でおおわれていた地表面が、相当の面積にわたって宅地と関連施設に一変する。山林の樹木が伐採されると、保水力が弱まり、流出率が増大し、降った雨が一挙に河道に集中することにもなり、遂には山津波や洪水を起す原因ともなる。

昭和30年に国土の7割近くを占めた森林は、徐々に減少しており、従前のような自然のままの状態は維持されなくなりつつある。都会地では、各種事業の過度とも言える程の急速な進展によって、周辺を含めて自然の破壊が行われている。一つの造成地が隣接地域に如何なる影響を及ぼすかがあまり検討されていないし、また、湿地帯として遊ばせておいた所とか畑として存在した土地に人が住むようになって排水量の増大を招き、更に以前は人が住まなかったような所を開発して住みついたりして災害のポテンシャルを引き上げ、人間生活が危険にさらされている状態がみられる。

国土が変貌すれば、同じ雨が降っても洪水の暴れ方は変わり、人間の住み方が変われば、水害の現れ方は変わる。開発地の災害防止のため、河川改修が必要になり、河川改修が上流または支流へ伸びてくると、今まで除々に下流へ流れ出ていた水も、一挙に下流へ突進することになる。また、曲りくねっていた河道を真直ぐに改修すれば洪水の力は更に拍車をかけられることになる。

つまり開発を進めれば治水事業の強化が必要になり、

治水事業が進めば洪水量が増大し、もし災害を受けると地域の被害は大きなものとなるわけである。

(3) ダムと災害

日本全国には治水・利水のダムが2,000以上存在している。河川をダムによって切り刻むことは新しい災害の要因になりかねない。ダムは水がたまり始めた日から土砂もたまり始めているのである。この土砂の堆積が上流の河床を上げ僅かな降雨でも上流一帯に洪水を起すことになる。

上流のダムは、急勾配の地にあり、容量も小さくて効率が悪く堆積が早いので早く消耗する。いずれにしてもある期間を経ればダムは埋没して使えなくなる消耗品なのである。アメリカのダムの耐用年数が平均50年であるのに対し、日本では平均20年、長くても年50で埋没すると言われている。

洪水制御のための治水ダムも、水資源開発のための利水ダムも埋没してしまえば、水は貯えられなくなり、雨水は鉄砲水となって、川をすべり落ちてくることになる。

アスワンハイダムは「世紀の愚拳」の評がある。水と沃土の供給停止、土壌中の有害塩分の蓄積、住血吸虫病の蔓延、病気による生産力の低下、東地中海の鱈漁業の打撃等があげられている。

ダムさえつくれば、治水・利水すべて解決とするダム万能主義に対する警告には耳を傾ける必要があるように思う。

(4) 集中豪雨

集中豪雨という用語は、以前は気象用語にはなかった。1950年代に生れたマスコミ造語である。昭和32年7月の日雨量1,109ミリと言う観測史上最大の降雨は、諫早市だけで500人を越える数の死者行方不明者を出した。しかし当時の報道に集中豪雨という用語は見当たらない。この言葉が初めて用いられたのは諫早豪雨の翌年、昭和33年7月1日付の朝日新聞の夕刊の記事「島根県浜田の集中豪雨は……」であるとされている。

最近では、台風に伴う豪雨と異なる局地的ないわゆる集中豪雨の多発が、開発に伴う環境の変化と相俟って、全国的に山くずれがけくずれ等による大被害が目立って起きている。この現象は、異常な自然現象とは言いがらも、日本経済の急生長と無関係であると言いつけるであろうか。

(5) 災害の分類

防災が、発生した災害の実態を詳細に調べ、再び同種の災害を起さないよう策す手段だとすれば、先ず、災害の分析から始めなければならないであろう。災害を定義づけてみると、気象、地変などの異常な現象及び人間の管理不備によって、国土、施設物件生物および社会秩序に好ましからぬ被害が発生する現象と言えよう。この災

害を分類するについて、見方によって次のようにいろいろの分類が考えられる。

1. 災害を惹起する原因による分類
2. 災害の発生する場所による分類
3. 被害対象の種類による分類
4. 被害現象の種類による分類
5. 直接または間接の区別による分類
6. 静的（緩慢）または動的（急激）の区別による分類
7. 行政官庁所管事項による分類

ここでは、原因を主体とする分類について細分類してみよう。

原因を主体とする分類

1. 自然災害（天災）
 - (1) 気象災害
 - ア. 風災 イ. 降雨（多雨，小雨） ウ. 雪災 エ. 酷寒災 オ. 酷暑災 カ. 霜災 キ. 雹災 ク. 雷災 ケ. 霧災 コ. 湿災
 - (2) 地変災害
 - ア. 病原菌 イ. 虫 ウ. 鳥 エ. 貝 オ. 獣
 2. 人為災害
 - (1) 都市公害
 - ア. 大気汚染 イ. 水質汚濁 ウ. 騒音 エ. 振動 オ. 汚物悪臭 カ. 地盤沈下 キ. 火災
 - (2) 産業災害
 - ア. 工場 イ. 鉱山 ウ. 土建現場 エ. 職業病，労働災害 オ. 放射線障害
 - (3) 交通災害
 - ア. 陸上 イ. 飛行機 ウ. 船舶
 - (4) 戦争災害
 - (5) 管理災害
 - ア. 調査粗漏 イ. 設計・計画のずさん ウ. 施工劣悪，エ. 管理の不備怠慢 オ. 行政処置の不当 カ. 流言ひ語 キ. 予報警報の間違い ク. 人間英知の不足
 - 農地・農業用施設災害の原因別分類をしてみると次のように分類される。
 1. 水に起因する災害
 - (1) 河川による災害
 - (2) 降雨の地表流下による災害
 2. 地震に起因する災害
 3. 地這りに起因する災害
 4. 風に起因する災害
 5. 干ばつに起因する災害
 6. その他の災害
 - (1) 地盤沈下による災害
 - (2) その他（火山噴出物）

3 防災とは

(1) 防災の定義

災害対策基本法第2条の定義によると、防災とは、災害を未然に防止し、災害が発生した場合における被害の拡大を防ぎ、及び災害の復旧を図ることをいうとある。

過去の各種災害に対して、国及び地方公共団体は、その都度復旧対策を講ずると共に、爾後の災害に備えて必要な防災対策を講じてきている。それにも拘らず災害はなくなるらない。

いまだかつてない記録破りの現象の発生、各種開発事業による施設の増加、開発の範囲が広がり無理と思われる開発の強行、維持管理の不備あるいは財政規模に限度があるため、災害復旧対策または防災対策に年月を要することなどがその原因に揚げられる。

災害を完全に防止して、被害を皆無にすることは最も望ましいことで、将来発生するであろう最大の現象を推定して対策を講ずればよい。しかし、これは現実問題として実行することは難かしい。そこで、どの程度の基準をもって対処すべきかという問題が生じてくる。

(2) 防災対策の基準

防災対策の基準については三つの考えがある。既往最大の災害規模を計画の基準とする考え方と、過去の実績から確率論的にある確率年に対応する災害規模を計画の基準とする考え方と、投資に対する経済的効率の高い規模をもって計画の基準とする考え方がある。いずれの場合も、絶対安全は期待できない。既往最大規模をもって基準とする方法は、記録更新の現象が発生する度に基準の改訂が必要になる。また、経済的に重要性の高くない地域に対しても画一的な基準をとることとなり問題がある。確率論的規模の場合は、少ない資料を基に推定したときの基準には信頼度に疑問が生ずる。また確率年をどう決めるかにも問題がある。経済的手法の場合は、ある程度の災害が、ある程度の期間において再発生することを是認するものであり、ある程度の損失はやむを得ないとする点に議論のあるところであるが、物的被害が災害の発生しない期間の便益との比較において少なければ合理的な基準と言える。

(3) 防災（一般）の今後

一般に、よく災害は忘れた頃にやってくると言われている。一個人、一地方にとってはそう言う感じで災害を受け止められているかも知れないが、国全体を考えてみれば毎年必ずやってくるものなのである。いつくるかわからない災害に備えるのではなく、確実にやってくるという気構えで体制を整えるべきである。土地利用が時代の政策、要請によって異なるとすれば、土地の容貌も変わってくるし、防災体制自体も時代ごとに変えて対応しなければならぬ。

これまでの高度経済成長政策下においては、自然に挑戦し、これを征服し、これを利用するという姿勢をとってきたために損失も多きかったが、今後安定成長を目指すとするならば、既に開発の進んだ地域と比較的開発の進んでいない地域を区分して、それぞれの地域に適したしかも自然に逆らわない土地利用を考えながら、地域単位にみた防災対策を樹て、摩擦のない自然と人間との共存関係を確立すべきであろう。

さらに、災害の発生が、国の経済なり社会構造にどれほどの影響を与えているのか、また、災害予防施策に対する経済的評価をどうみるのかの問題の検討があまりなされていないので、これらの研究を進め、総合的、計画的防災事業を進める必要がある。

4 農地関係防災事業

現在、構造改善局防災課では、予算項目によると農地防災事業、農地保全事業、公害対策事業、海岸保全施設整備事業を所管している。ここではこれらを総括して農地関係防災事業と言うことにする。

これらの事業は、農地および農業用施設の災害の発生を未然に防止し、又その被害を最小限に止め、農業生産の維持及び農業経営の安定を図り、あわせて国土の保全に資することを目的として行うものであってその対象及び性格により種々の事業があり、一定の基準に適合するものについては、土地改良法、海岸法、地すべり等防止法、農用地の土壌の汚染防止等に関する法律等に基づき国費の補助をもって計画的に実施をしている。

(1) 農地関係防災事業の必要性

ア 農地防災事業

農地に対する過剰浸水は、基本的には流域内の雨水流出量とその排除能力の不均衡によって生ずるものであるが、その原因となるものに、①集中豪雨などによる流出量の増加 ②高位部雨水流出量の低位部農地への集中 ③流域性状の変化 ④高水位継続時間の長大化 ⑤内水排除施設の老朽化などによる能力の低下などがあげられる。

これらの具体的対策として一つには、直接的に洪水量の調節を行うものがある。また、わが国には約28万ヶ所のかんがい用ため池が築造されており、これらのうち約75%が100年以上経過しているものといわれている。これらのため池の中には部分的に破損したり、全体に弱体化しているものがあり、このまま放置しておくため池自体は勿論、下流の諸施設までも被害を及ぼすおそれがある。ため池以外の用排水施設においても同じ事態が考えられる。この対策も必要である。また平地に於いて農業以外の開発等、立地条件の変化によって、従来の排水能力では湛水による農業被害を招くおそれのある地域が出現している。これに対しては強制排水が必要になって

くる。

イ 農地保全事業

わが国に於ける農地の土壌侵食に関する問題は、従来比較的閑却されていたが、急速に進められた開発開墾による耕地の拡張や、畑作物の生産力増強の必要から大きな関心をもたれるようになった。狭小なわが国の土地資源を合理的に活用し、国民食糧の安定的供給を確保するためにも、土地保全特に農地保全の問題は重要である。

日本の農地は、一般に諸外国に比べて土壌侵食が少ないといわれている。これは全耕地面積の約58%が水田であり、また耕地の区画が比較的小さいこと、有機物が多いこと、及び農業経営が集約的であることなどの理由によるものと考えられる。

しかし傾斜畑の状況を見ると、8°以上の傾斜地の畑地が全体の約43%を占めており、その多くは近畿、中国地方に分布している。また15°以上の急傾斜畑についてみると、東北日本では畑面積の約10%程度であるが、西南日本では30%余がそれである。この実態から適切な土壌侵食防止対策が望まれる。

さらに日本国土は地域的には特異な地質条件の地帯が分布している。地すべり地帯は勿論、シラス、ボラコラ、花崗岩風化土等特殊土壌地帯が存在する。

これらの地帯は台風、豪雨によって、特に頻繁に被害を蒙っている。度重なる災害によって農業経営は極度に圧迫され放置しておけば農業放棄に陥りかねない。この地帯の災害防除は農業振興上は勿論、国土保全、民生安定上重要性は極めて高いものである。

ウ 公害対策事業

かつて日本人は、自然を愛し、自然に対応して生きる民族であると自他ともに認めてきた。ところがその同じ日本人が自然破壊を促進させている。都市にとって川は捨て場になってしまい緑はだんだん失なわれて行く。水と土壌と大気の汚染は進むばかりである。水質汚濁による農業被害は面積的には、工場廃液によるものが最も多く次いで、鉱業廃水、鉱泉温泉の自然汚濁によるものとなっている。農作物が汚濁水によって物理的、化学的に損傷を受け収穫量が減少する。また用水路その他の農業用水利施設の耐用度の減少、維持管理費の増大となって現われるものがある。

最近問題になっていることに地盤沈下がある。わが国土は北東から南西に細長く延び、その中央に高峻な背梁山脈が走っていて平地は少なく大部分が海岸沿いに限られている。このためわずかの土地の沈降が起っても雨木の湛水あるいは海水の侵入の脅威にさらされることになる。土地の沈降の原因には地殻変動のような自然的なものと同様に産業の発展に伴って地下水の過剰揚水のような人為的なものがある。特に地下水の過剰揚水による沈下は、その沈下量が大きく地上物件に多大の影響を及ぼし

社会的問題を惹き起こしている。

農業用施設もその例にもれず、その効用の低下が著しい地区が各所に発生している。一方地下水を農業用水として利用している地域については、地盤沈下防止のため利用規制措置も考えられ、地下水にかわる水源を他に求めなければならなくなる。このための対策が待たれている。

エ 海岸保全事業

わが国の海岸線は国土の広さに比べて著しく長く、世界的に見てもその類は少ない。これはわが国が北海道、本州、四国および九州の四大島とこれを取りまく大小さまざまな島からなっており、しかも海岸線が非常に複雑なことに基因している。この海岸線の総延長は29,386kmで地球直径の約2倍に及ぶ。

これらの海岸線に沿ってわずかにひらけた平野に国民生活の大部分が営まれている。

近年、臨海地域への人口集中と資産の増大につれて、高潮、津浪、波浪による浸水被害、侵食による被害が大

きくなっている。国土保全、民生安定の見地から海岸保全施設の必要性は更に増大している。

現在、海岸保全を必要とする区域の延長は47年度末現在で14,277km（構改所管分1,854km）に及び海岸線総延長の約46%を占めているが、すでに指定された海岸保全区域は延長12,184（1,632）kmで海岸保全施設を有する区域の延長は7,956（1,137）kmであって総延長の約28%を占めるに過ぎず、また海岸保全施設を必要とする区域の6割に満たない状況である。

（2）農地関係防災事業の歴史

農地関係防災事業の実施については、構造改善局防災課において所管しているが、ここで若干歴史をたどってみる。

農林関係を所轄する省として農商務省が明治14年4月7日に設置され、その後、内部組織の分離統合があつて昭和20年8月26日に8内局と2外局の農林省が組織づけられた。当時、建設部関係は農政局に属していたが同年10月26日開拓局として組織替えがなされ、更に昭和24年

表-1 防災事業の発足年

発足年度	事業名	備考
22	防災ダム	
23	鉱毒対策、干害恒久（42年了）	
24		
25	シラス対策、急傾斜地対策、（補助海岸）干拓堤防補強	
26	（湖岸堤防）、温水施設、特殊土壌対策、地盤変動（26～40）	
27	鉱害復旧（43年から通産省所管特別会計）	
28	老朽ため池、地すべり対策、土壌侵食防止	
29		
30		
31		
32		
33	海岸保全施設整備、福井・石川特排水（42年了）、海岸調査	
34	土砂崩壊防止、新潟地域特殊排水、湖岸堤防、塩害対策（34のみ）	
35	直轄海岸保全施設整備	
36	大規模老朽ため池	
37	湛水防除	
38		
39		
40		
41		
42		
43	特殊農地保全整備	
44		
45	水質障害対策	
46	公害防除特別土地改良	
47	農地侵食防止	
48	用排水施設整備	
49	特殊地下壕	
40	地盤沈下対策	

6月1日農地局として全面的組織変更があつて現在の体制の基となった。災害復旧課が組織されたのは、この時である。昭和46年4月21日、同課は防災課に名称変更され現在に至っている。

災害復旧課発足当初は、災害復旧事業、防災事業の両方を技術補佐1名が総括担当していたが、後に防災班が設置され、更に45年4月には特殊防災班が新設され、逐次組織の拡充が図られた。防災事業で最も歴史の古いのは防災ダム事業で昭和22年度に発足している。農地防災事業は、戦後の国土の荒廃と、これに続く経済成長をもたらす急激な国土の開発と生活環境の破壊の中でその重要性が認識され、地域の特性、事象の変化に対応して逐次事業範囲の拡大が図られてきた。事業名及び発足年は表一のとおりである。各事業の内容についてはここでは省略するが、「農業基盤整備事業便覧」を参照されたい。

(3) 農地関係防災事業の分類と予算の推移

現行の防災事業は、対象物、対象地域、防災目的などによって種々の事業があり、複雑多岐にわたっている。これらを分類する場合、災害の分類と同様、見方によっていろいろの分類が考えられる。

ここでは、防災目的を主体とする分類を試みる。大分類として自然災害に対するものと、人為災害に対するものとに分け、更に小分類として前者を水、土、施設、海岸、それぞれの保全を目的とするものに分けてみた。一覧表を表一に示す。

表一 防災事業の分類

- 1 自然災害に対するもの
 - 1) 水に対する保全
 - ア 内水制御

防災ダム、湖岸堤防、湛水防除
新潟特排、福井石川特排、干害恒久、地盤変動
 - イ 水質保全

鉱毒対策、温水施設
 - 2) 土(基盤)に対する保全

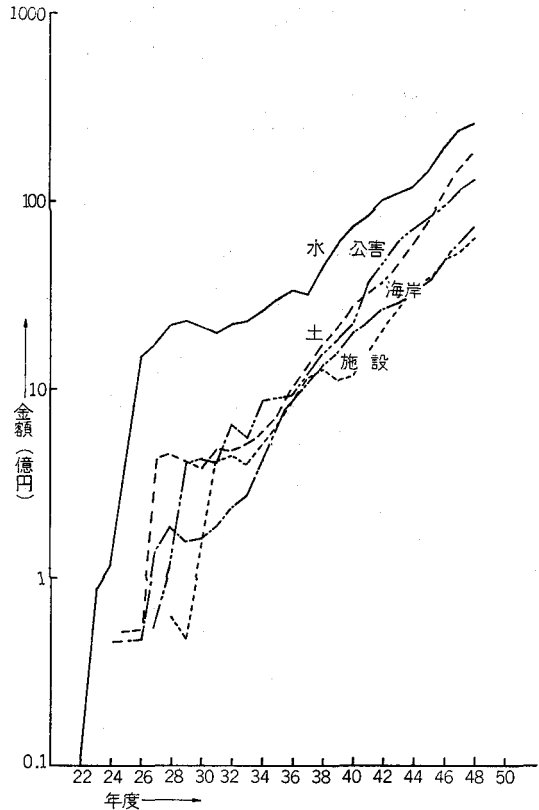
土砂崩壊、地すべり対策、急傾斜対策
シラス 特殊土壌、特殊農地保全、農地侵食防止、土壌侵食防止
 - 3) 施設の保全

老朽ため池、用排水施設整備
 - 4) 海岸保全

直轄海岸、補助海岸
- 2 人為災害に対するもの
 - 1) 公害対策

公害防除特別土地改良、鉱害復旧、特殊地下壕、水質障害

この分類に基づいて、昭和22年度からの事業費の推移を追ってみると図一及び表一のとおりである。



図一 防災事業の推移

水に対する保全事業が一貫して多額の投下になっていることが明瞭であり水を制することが重要であり要望も強いことを示している。参考までに、各事業の完了受益面積を表一に示す。

(4) 農地関係防災事業の各県別実施状況

各種農地防災事業の総額について、最近昭和45年度から昭和49年度までについて各県毎の集計数字を表一に示した。この表からある程度地域の傾向を知ることができる。総額については九州地域が多く、県別でみると、静岡、新潟、愛知、大阪、宮崎、鹿児島は大きい方の代表であろう。

(5) 農業基盤整備費及び防災事業費の推移

防災事業の位置づけを明確にするために、農業基盤整備費との対比を試みた。表一がその対比表である。この表の数字は国費額であるが、鉱害復旧事業は特殊であるので除外してある。

これで見ると、防災事業の伸びは、農業基盤の伸びとほぼ並行している。防災事業の農業基盤と農地海岸との合計に占める割合は漸次若干の伸びが伺える。

(6) 防災事業の長期計画

土地改良長期計画は、昭和39年の土地改良法改正によりその作成の法的根拠が与えられ、第一次の土地改良長

表-3 防 災 事 業 の 推 移

(単位:千円)

年度	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
事業種別											
[自然災害に対するもの]	4,787	85,124	116,615	545,108	1,597,098	2,304,694	2,876,658	2,922,888	2,783,345	3,107,051	3,384,684
水に対する保全	4,787	85,124	116,615	438,044	1,487,021	1,742,002	2,180,367	2,318,364	2,105,627	2,035,713	2,263,500
内水制御	4,787	84,624	87,000	324,130	1,418,997	1,623,358	2,093,211	2,243,788	2,029,196	1,988,193	2,213,664
防災ダム	4,787	63,333	47,000	165,787	225,676	344,654	700,724	726,403	682,860	746,511	786,850
湖岸堤防					21,000	57,500	64,619	70,900	71,960	88,025	89,157
湛水防除											
新瀉特排											
福井・石川特排											
干害恒久		21,291	40,000	158,343	93,094	121,943	119,240	78,152	132,568	72,000	92,890
地盤変動					1,079,227	1,099,261	1,208,628	1,368,333	1,141,808	1,081,657	1,244,767
水質保全		500	29,615	113,914	68,024	118,664	87,156	74,576	76,431	47,520	49,836
鉱毒対策		500	29,615	113,914	68,024	118,664	87,156	74,576	76,431	47,520	49,836
温水施設											
土(基盤)に対する保全				61,064	62,881	424,280	450,057	402,955	384,284	475,199	470,769
土砂崩壊											
地すべり対策							33,334	31,000	28,581	27,902	29,502
急傾斜対策			22,908	32,346	159,146	160,000	119,160	104,653	113,873	109,015	
シラス対策			38,156	23,735	185,134	160,953	147,355	137,365	188,207	181,372	
特殊土壌対策				6,800	80,000	77,170	79,400	59,401	80,081	85,744	
特殊農地保全											
農地侵食防止											
土壌侵食防止							18,600	26,040	54,284	65,136	65,136
施設の保全							60,860	47,409	133,394	410,027	420,030
老朽ため池							60,860	47,409	133,394	410,027	420,030
用排水施設整備											
海岸保全			46,000	47,196	138,392	185,374	154,160	160,040	186,112	230,385	
直轄海岸											
補助海岸			46,000	47,196	138,392	185,374	154,170	160,040	186,112	230,385	
[人為災害に対するもの]公害対策						58,539	119,390	399,148	421,555	399,003	650,978
公害防除特別土地改良						58,539	119,390	399,148	421,555	399,003	650,978
鉱害復旧											
特殊地下壕											
水質障害											
計	4,787	85,124	116,615	545,108	1,597,098	2,363,233	2,996,048	3,322,036	3,204,900	3,506,054	4,035,662

年度	33	34	35	36	37	38	39	40	41
事業種別									
〔自然災害に対するもの〕	3,460,390	4,064,421	4,976,814	6,077,812	6,775,570	8,763,026	10,728,856	13,258,333	15,284,092
水に対する保全	2,282,493	2,580,837	2,983,481	3,342,309	3,194,143	4,414,843	5,906,585	7,299,431	8,220,050
内水制御	2,228,923	2,414,567	2,912,366	3,276,447	3,127,991	4,357,923	5,842,787	7,167,541	7,966,505
防災ダム	834,237	930,794	1,008,043	1,059,211	1,222,200	1,433,717	1,916,297	2,535,827	3,451,628
湖岸堤防	64,105	55,694	66,002	98,000	127,790	166,128	209,516	206,734	211,000
湛水防除					136,137	826,995	1,525,487	1,923,435	2,332,318
新潟特排		55,669	264,628	376,303	477,000	653,435	781,899	1,095,655	1,300,000
福井・石川特排	40,000	77,120	216,600	300,000	340,000	387,320	430,508	431,036	402,927
干害恒久	83,140	84,645	104,396	136,829	164,916	249,556	298,444	307,452	268,632
地盤変動	1,207,441	1,210,645	1,252,697	1,306,104	659,948	640,772	680,636	667,402	
水質保全	53,570	166,270	71,115	65,862	66,152	56,920	63,798	131,890	253,545
鉱毒対策	53,570	166,270	71,115	65,862	66,152	56,920	63,798	124,652	178,581
温水施設								7,238	74,964
土(基盤)に対する保全	508,249	588,185	713,722	1,020,566	1,347,124	1,740,972	2,138,899	2,789,994	3,251,282
土砂崩壊		30,005	60,018	89,207	114,900	120,591	125,500	125,980	125,980
地すべり対策	67,050	104,367	169,054	312,290	460,759	676,921	876,932	1,229,677	1,497,957
急傾斜対策	118,832	133,003	148,735	174,069	221,732	310,556	390,102	488,590	565,359
シラス対策	177,891	180,650	194,265	253,305	316,588	395,738	484,088	663,331	794,930
特殊土壌対策	79,340	76,756	76,514	126,024	157,250	179,606	200,267	208,472	187,370
特殊農地保全									
農地侵食防止									
土壌侵食防止	65,136	63,404	65,136	65,671	75,895	57,560	62,010	73,944	79,686
施設の保全	399,075	492,765	637,107	844,374	1,140,200	1,277,237	1,109,172	1,172,513	1,526,299
老朽ため池	399,075	492,765	637,107	844,374	1,140,200	1,277,237	1,109,172	1,172,513	1,526,299
用排水施設整備									
海岸保全	270,573	402,634	642,504	870,563	1,094,103	1,329,974	1,574,200	1,996,395	2,286,461
直轄海岸	2,500	2,500	25,018	89,993	139,579	236,503	345,723	444,690	545,944
補助海岸	268,073	400,134	617,486	780,570	954,524	1,093,471	1,228,477	1,551,705	1,740,517
〔人為災害に対するもの〕公害対策	549,823	870,713	904,890	925,473	1,193,209	1,537,973	1,821,185	2,236,528	3,648,427
公害防除特別土地改良									
鉱害復旧	549,823	870,713	904,890	925,473	1,193,209	1,537,973	1,821,185	2,236,528	3,648,427
特殊地下水									
水質障害									
計	4,010,213	4,935,134	5,881,704	7,003,285	7,968,779	10,300,999	12,550,041	15,494,861	18,932,519

事業種別	年度							
	42	43	44	45	46	47	48	計
〔自然災害に対するもの〕	18,589,113	21,048,496	24,247,808	29,265,983	39,313,386	49,759,045	56,857,353	332,198,550
水に対する保全	9,999,510	10,927,991	11,751,317	14,051,992	18,794,366	23,515,590	25,554,765	196,596,887
内水制御	9,430,528	10,312,892	11,063,821	13,430,285	17,312,608	22,797,174	24,935,818	162,689,124
防災ダム	3,904,473	4,393,730	4,568,798	4,953,112	5,679,696	6,410,935	7,397,115	56,194,398
湖岸堤防	455,000	667,920	757,280	830,134	1,053,500	1,256,708	1,318,055	8,006,727
湛水防除	2,810,674	3,326,242	3,815,653	5,209,015	7,975,570	11,124,576	12,976,808	53,982,910
新漏特排	1,584,130	1,925,000	1,922,000	2,438,024	2,603,842	4,004,955	3,243,840	22,726,470
福井・石川特排	493,800							3,119,311
干害恒久	182,451							2,809,982
地盤変動								15,849,326
水質保全	568,982	615,099	687,496	621,707	1,481,758	718,416	618,947	6,907,763
鉍毒対策	312,978	303,881	331,454	330,083	340,176	421,449	522,675	4,075,852
温水施設	256,004	311,218	356,042	291,624	1,141,582	296,967	96,272	2,831,911
土(基盤)に対する保全	3,819,018	4,652,311	5,943,166	7,619,157	10,876,209	14,888,033	17,586,023	82,214,399
土砂崩壊	125,988	167,019	229,394	307,996	954,716	559,196	605,608	3,742,098
地すべり対策	1,830,274	2,226,993	2,896,304	3,630,510	4,670,945	6,103,517	7,575,784	34,479,653
急傾斜対策	592,296	685,131	751,819	989,426	1,397,648	2,048,667	2,645,471	12,482,537
シラス対策	968,480	1,200,572	1,436,540	1,658,901	2,080,728	2,745,556	3,082,816	17,696,656
特殊土壌対策	225,761	273,023	335,018	368,628	514,946	617,062	756,145	4,850,778
特殊農地保全		10,600	191,434	544,341	1,100,664	2,535,609	2,515,474	6,898,122
農地侵食防止						73,400	175,641	249,041
土壌侵食防止	76,219	88,973	102,657	119,355	156,562	205,026	229,084	1,815,514
施設の保全	2,078,916	2,643,594	3,299,907	3,872,334	4,786,764	5,265,679	6,355,981	37,973,637
老朽ため池	2,078,916	2,643,594	3,299,907	3,872,334	4,786,764	5,265,679	6,355,981	37,973,637
用排水施設整備								
海岸保全	2,691,669	2,824,600	3,253,418	3,722,500	4,856,047	6,089,743	7,360,584	42,413,627
直轄海岸	657,444	669,000	766,968	831,500	798,260	944,223	684,961	7,184,806
補助海岸	2,034,225	2,155,600	2,486,450	2,891,000	4,057,787	5,145,520	6,675,623	35,228,821
〔人為災害に対するもの〕公害対策	4,625,677	6,052,023	7,069,669	8,026,602	23,070	43,008	571,560	637,718
公害防除特別土地改良								
鉍害復旧	4,625,677	6,052,023	7,069,669	8,026,602	9,214,227	9,531,883	10,188,546	70,445,465
特殊地下壕								
水質障害						1,563,380	1,824,740	3,388,120
計	23,214,790	27,100,519	31,317,477	37,292,585	48,550,683	60,897,396	69,442,199	406,669,849

(注) 1. 22年から45年については事業費経過表(防災課45年版)から集計 2. 46年から48年については決算調査から集計

表-4 完了面積 上段()書き:地区数 下段:受益面積

事業種別	完了年度	32年度まで	33~35	36~40	41~45	45年度継続	計					
〔自然災害に対するもの〕												
水に対する保全												
内水制御												
防災ダム	(10)	3,870	(7)	3,011	(13)	11,085	(14)	6,933	(44)	16,339	(88)	41,238
湖岸堤防	26年度から		(26)	4,217	(10)	1,288	(13)	1,562	(31)	9,012	(80)	16,079
湛水防除	—	—	—	—	(27)	6,557	(59)	24,138	(107)	43,170	(193)	73,865
新潟特排	—	—	—	—	—	—	(2)	7,758	(3)	35,917	(5)	43,675
福井・石川特排	—	—	(18)	1,017	(16)	2,152	(13)	5,405	—	—	(47)	8,574
干害恒久	—	—	(2)	1,725	(8)	2,773	(5)	2,573	—	—	(15)	7,071
地盤変動												
水質保全												
鉱毒対策	(5)	3,576	(3)	4,720	(2)	922	(4)	918	(5)	6,394	(19)	16,530
温水施設	—	—	—	—	—	—	(14)	957	(9)	613	(23)	1,570
土(基盤)に対する保全												
土砂崩壊												
地すべり対策	(5)	247	(6)	250	(47)	1,992	(181)	8,544	(279)	19,239	(518)	30,272
急傾斜対策	(50)	3,197	(23)	2,118	(26)	2,602	(34)	2,710	(44)	3,229	(177)	13,856
シラス対策	(28)	6,072	(15)	5,140	(32)	3,901	(58)	8,772	(61)	5,502	(194)	29,387
特殊土じょう対策	(20)	1,202	(1)	85	(9)	1,126	(10)	3,776	(17)	6,209	(57)	12,398
特殊農地保全	—	—	—	—	—	—	—	—	(14)	4,017	(14)	4,017
農地侵食防止	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
土壌侵食防止	(4)	1,139	(5)	1,799	(12)	3,889	(6)	1,014	(5)	1,146	(32)	8,987
施設の保全												
老朽ため池	—	—	—	—	(20)	5,826	(68)	20,326	(48)	9,946	(136)	36,098
用排水施設整備												
海岸保全												
直轄海岸												
補助海岸	(102)	8,136	(35)	2,499	(145)	10,706	(181)	25,203	(142)	34,909	(605)	81,453
〔人為災害に対するもの〕												
公害対策												
公害防除特別土地改良												
鉱害復旧												
特殊地下壕												
水質障害												
計	(224)	27,439	(141)	26,581	(367)	54,819	(622)	120,589	(809)	195,642	(2,203)	425,070

表-5 防 災 事 業 (総括表)

(金額単位:千円)

地 方 名	45		46		47		48		49 事業費		
	地区数	事業費	地区数	事業費	地区数	事業費	地区数	事業費			
北 海 道	45	941,667	28	737,592	51	1,449,286	43	1,934,737	1,945,482		
東 北	青 岩 宮 秋 山 福 小	森 手 城 田 形 島 計	15	632,039	18	730,406	19	811,342	23	964,719	895,000
			18	629,438	18	695,772	20	629,412	16	860,544	794,480
			12	264,029	20	400,404	18	592,360	26	721,468	1,159,400
			11	396,400	13	633,444	13	523,436	14	480,776	505,400
			8	300,487	7	277,698	9	253,041	11	244,494	200,100
			30	471,708	26	652,954	31	853,434	32	1,078,388	1,221,540
94	2,694,101	102	3,390,678	110	3,663,025	122	4,350,389	4,775,920			
関 東	茨 栃 群 埼 千 東 神 山 長 静 小	城 木 馬 玉 葉 京 川 梨 野 岡 計	24	736,255	19	1,106,168	19	1,300,874	16	1,175,397	826,746
			4	147,150	3	189,982	4	181,823	3	226,800	206,000
			13	155,602	14	161,328	16	177,312	13	222,059	307,325
			1	4,164	1	19,032	—	—	1	7,280	35,800
			28	413,014	35	854,165	40	899,014	41	1,388,624	1,719,600
			4	27,248	4	27,352	4	20,800	2	21,216	4,400
			6	89,228	5	83,773	5	130,761	6	149,184	138,000
			19	197,166	14	335,038	11	462,944	15	502,212	468,860
			64	856,651	58	2,490,878	76	1,473,779	78	1,308,124	978,890
			30	1,614,936	35	2,333,460	46	3,367,224	55	3,428,260	3,214,760
			193	4,241,414	188	7,601,176	221	8,014,531	230	8,429,156	7,900,381
北 陸	新 富 石 福 小	濁 山 川 井 計	67	3,222,639	76	3,433,698	78	5,264,326	92	4,847,279	4,764,904
			14	320,941	17	358,918	23	466,058	31	364,883	380,450
			44	956,751	53	950,243	49	865,954	54	1,159,736	1,221,350
			12	296,281	14	325,425	15	502,275	16	639,322	518,512
			137	4,796,612	160	5,068,284	165	7,098,613	193	7,011,220	6,885,216
東 海	岐 愛 三 小	阜 知 重 計	33	763,906	29	1,108,437	33	1,617,605	40	1,598,155	1,334,900
			66	1,977,166	67	2,449,662	79	3,894,216	82	4,393,056	4,043,532
			29	605,458	31	773,290	29	1,120,920	32	1,438,524	1,403,210
			128	3,346,530	127	4,331,389	141	6,632,741	154	7,429,735	6,781,642
近 畿	滋 京 大 兵 奈 和 小	賀 都 阪 庫 良 山 計	7	50,525	4	124,040	4	120,414	4	104,084	73,900
			11	269,653	7	179,021	5	24,648	6	48,854	70,900
			42	660,074	37	878,682	32	918,712	34	1,117,838	737,314
			47	433,020	56	663,339	58	747,570	55	808,903	848,648
			14	85,823	10	86,707	12	155,684	21	231,310	171,788
			10	136,603	8	172,486	10	254,687	13	395,251	373,000
			131	1,635,698	122	2,104,274	121	2,221,715	133	2,706,240	2,275,550
中 国・四 国	鳥 島 岡 広 山 德 香 愛 高 小	取 根 山 島 口 島 川 媛 知 計	4	20,816	3	20,280	1	17,160	—	—	—
			56	664,105	72	1,003,250	74	1,186,046	72	1,504,540	1,179,400
			38	972,487	39	1,447,629	48	2,210,294	53	1,911,802	1,440,640
			45	689,510	46	798,579	45	858,534	35	880,728	757,428
			18	249,046	20	384,241	19	610,287	18	603,468	653,800
			30	397,895	30	557,168	32	872,432	38	891,194	869,360
			38	430,421	33	659,788	22	417,598	15	350,278	436,600
			62	709,383	67	989,232	68	1,349,974	80	1,735,696	1,819,810
			16	230,019	19	552,069	20	725,319	25	671,160	625,000
			307	4,363,682	329	6,412,236	329	8,247,644	336	8,548,866	7,782,028
九 州	福 佐 長 熊 大 宮 鹿 小	岡 賀 崎 本 分 崎 島 計	29	549,728	27	388,198	30	483,722	31	465,102	485,340
			40	349,665	47	567,228	47	889,102	43	786,352	834,350
			90	880,412	93	1,271,618	84	1,680,305	92	1,831,395	1,401,467
			40	991,340	37	1,602,077	36	1,824,402	44	2,038,284	2,084,628
			20	404,616	18	264,034	19	524,992	15	538,092	718,042
			51	1,164,541	51	1,408,769	64	2,100,907	83	2,191,917	2,330,479
			67	2,072,975	83	2,737,640	90	4,343,205	119	4,376,475	4,115,635
			337	6,413,277	356	8,239,564	370	11,846,635	427	12,272,617	11,969,941
			内 地 計	1,327	27,491,314	1,384	37,147,601	1,457	47,724,904	1,595	50,748,223
沖 繩	—	—	—	—	6	114,850	14	196,761	224,603		
総 計	1,372	28,432,981	1,412	37,885,193	1,514	49,339,040	1,652	52,879,621	50,540,763		

(注) 1. 海岸及び離島を含む

2. 45年度～48年度は決算調書から、49年度は当初割当額

表-6 予 算 経 緯 表 (国費)

年度	農業基盤(A)	対前年比	5ヶ年平均伸び率	農地海岸(B)	(A)+(B)	対前年比	防災関係事業総額(C)	対前年比	5ヶ年平均伸び率	(C)/(A)+(B)
22	3,130,706	%	%				4,787	%	%	
23	7,194,440	229.8					76,847	1,605.3		
24	6,878,827	95.6					79,000	102.8		
25	11,283,773	164.0					353,352	447.3		
26	14,041,416	124.4					879,607	248.9		
27	21,103,826	150.7					1,270,628	144.5		
28	26,389,924	125.1	112.8				1,597,925	125.8	149.5	
29	24,534,049	93.0					1,610,734	100.8		
30	22,863,534	93.2					1,552,491	96.4		
31	24,627,272	107.7					1,711,582	100.2		
32	26,768,653	108.7					1,866,144	109.0		
33	29,161,343	108.9	109.7	163,319	29,324,662	112.9	1,963,710	105.2	110.4	6.7
34	32,873,300	112.7		220,157	33,093,457	112.9	2,256,887	114.9		6.8
35	38,985,856	118.6		352,091	39,337,947	118.9	2,753,661	122.0		7.0
36	46,926,982	120.4		521,993	47,448,975	120.6	3,426,901	124.4		7.2
37	55,799,254	118.9		670,041	56,469,295	119.0	3,839,673	112.0		6.8
38	65,636,954	117.6	118.7	842,403	66,479,357	117.7	5,032,174	131.1	122.3	7.6
39	75,393,689	114.9		1,035,682	76,429,371	115.0	6,217,597	123.6		8.1
40	92,224,554	122.3		1,305,090	93,529,644	122.4	7,730,021	124.3		8.3
41	109,820,163	118.3		1,539,844	111,360,007	119.1	8,990,303	116.3		8.0
42	130,616,663	118.8		1,839,444	132,456,107	118.9	10,949,082	121.8		8.3
43	139,373,852	106.8	115.8	1,930,000	141,303,852	106.7	12,375,714	113.0	117.0	8.8
44	162,457,382	116.6		2,197,518	164,654,900	116.5	14,171,283	114.5		8.6
45	189,024,975	116.3		2,515,000	191,539,975	116.3	17,015,890	120.1		8.9
46	246,975,522	130.7		3,243,408	250,218,930	130.5	21,877,876	128.6		8.7
47	323,733,539	131.1		4,090,920	327,824,459	131.0	29,107,722	113.0		8.9
48	345,440,861	106.7	118.1	4,613,066	350,053,927	106.8	31,186,818	107.1	119.3	8.9
49	347,594,000	100.6		4,810,000	352,404,000	100.7	33,029,054	105.9		9.4
50	359,500,000	103.4		4,968,000	364,468,000	103.4	33,932,241	102.7		9.3

- (注) 1 農業基盤は49年度まで補正後、農地海岸は決算額。
 2 防災関係事業総額は事業費経過表(45年版から)集計。
 3 5ヶ年平均伸び率は当該5ヶ年の直前年度を初項として算出したもの。

期計画は、昭和41年3月25日に閣議決定された。同計画は昭和40年度から49年度までの10ヶ年間に、総額2兆6,000億円に相当する事業を行うものとされた。同計画の実績は著しい進歩をみ、昭和47年度をもって計画の事業量を消化するまでに至った。

事業量消化の見込みと同計画の作成の前提となった諸条件の変化もあって、新たな計画を作成することが必要となった。昭和48年度を初年度とする今後10ヶ年間の新土地改良長期計画がそれである。

新土地改良計画は、総額13兆円で第一次計画の約5倍で画期的な規模を持っている。

第一次長期計画においては防災事業は計画量を2,000億円とされ、40年から47年までの実績は1,868億円で約93%の達成率を示し、39年度を初項とすれば、表一7のとおり平均伸び率は19%であった。実績を基としたので当初予算ベースよりやや低めの値になっている。」

表一7 防災事業費平均伸び率

年 度	防災事業費	平均伸び率
(39)	(9,154,656)	
40	11,261,938	120.4 119.0
41	12,997,631	
42	15,897,444	
43	18,223,896	
44	20,994,390	
45	25,543,483	
46	34,480,409	
47	45,275,770	

(注) この場合の防災事業費には海岸事業費を含まない

第二次長期計画においては、同事業は継続事業の早期完了を図るほか、農用地総合整備事業、治山治水事業の進展に合わせて新規事業を実施していくこととし、これに要する計画期間内の事業費は約9,700億円とされている。この事業の設定のしかたとしては、従来の伸び率、治山治水事業の伸び率等を考慮して適正な伸び率(前期21.4%後期5.7%)で実施することとした。

国土庁では、各種(長期)計画の昭和51年一斉スタートを目指して、新経済社会基本計画(仮称)、新々全国総合開発計画の作成準備作業に入っている。一方農林省においても近年の農業をとりまく諸情勢に対応して、農産物の需給見通しについて検討がなされている現在、土地改良長期計画についても再検討が必要になってくる。

これらの動向を踏まえ、防災事業のあり方、想定される計画期間内の事業費総枠の設定、毎年の事業費の伸長率等、基本的事項の検討が求められる。なお、海岸保全施設整備事業は別に長期計画があって土地改良長期計画の対象になっていない。

今後の要防災総量の把握は調査による方法があるが、

各種防災事業の種目によっては総量が把握し難いものがある。年々新たに防災事業を要する事態が発生するものがそれである。

従って期間中計画量及び事業の年次計画総額をすべて期間中に事業化してしまうとするか、そのうちのある一定部分を計画量とするか、また年々発生分を過去の実績によって推定するか、別の推定方法をとるかによって、総量は異なってくる。

(7) 農地関係防災の問題点と今後の課題

近年の経済社会の急速な進展にともない、日本の国土は高度に利用開発され、都市およびその周辺は勿論、農村部への開発進出傾向も顕著である。開発が進めば進む程災害から保全さるべき対象は増大し、一旦災害が発生すればその被害規模は大型化することは前に述べたとおりである。

農地および農業用施設の災害復旧については、日本の農業が特殊な立場にあることから国庫補助制度が昭和25年から制度化されている。昭和25年以降の農地等の年災別決定事業費(この場合農地の保全に係る海岸保全施設の災害ならびに農業用施設災害関連事業及び海岸保全施設災害関連事業を含む)及び年度別割当事業費を年次別に追ってみると表一8のとおりである。この表でわかるように、必ずしも災害は減っているとは言えないし、また一定周期をもって、大災害が発生しているとも言えない。つまり災害発生にルールはないのである。年度割当事業費についても一定の傾向はつかめないが、大災害発生年は当然であるがその額は大きくなっている。

毎年、農地等の災害復旧を実施した一方防災事業を促進させているにも拘らず災害は何故減らないのであろうか。

災害の実態から次のようなことが言える。

ア. 中小河川の改修及び治山事業の遅れ。

近年の災害は、山間部の集中豪雨による山腹崩壊、土石流または中小河川の氾濫によるものが多く見られる。

イ. 土地改良事業、農地開発事業、構造改善事業等の実施により被災対象施設資産の増大。

ウ. 地域開発に伴う防災施設の不備、不十分。

エ. 経済効果小なる土地改良事業、防災事業の実施の遅れまたは不採択。

昭和42年から46年の農地、農業用施設災害査定額の工種別構成率をみると表一9のとおりである。この表の中で注目すべきことは、水路の被害が大きいことである。この水路は殆んどが排水路(用排兼用水路を含む)であってしかも未改修の中小普通河川が大部分である。公共土木事業から取り残され、また受益者負担までして排水改良事業をしようとする意欲もあまりないことなどが未改修の理由と考えられる。

また頭首工は中小河川に設置されたものが多く、農地

表-8 各年災害復旧事業費

(単位:百万円)

区分 年度	年災別決定事業費	年度別割当事業費	摘 要
24			1. 年災別決定事業費, 年度別割当事業費の内訳は下記の通りである。 (直轄代行, 農地・農業用施設, 海岸保全施設, 農業用施設関連, 海岸 保全関連, 伊勢湾高潮対策, チリ地震津波対策)
25	23,304	3,122	
26	31,229	8,064	2. 直轄を除いて事務費は含まない。
27	17,674	17,089	
28	66,453	26,374	
29	11,063	20,930	
30	4,268	16,400	
31	3,508	12,288	
32	8,163	10,728	
33	12,085	10,468	
34	42,961	16,003	
35	9,955	24,100	
36	32,525	24,733	
37	17,478	24,114	
38	22,424	24,322	
39	29,622	23,910	
40	34,389	27,195	
41	28,788	33,142	
42	49,924	95,691	
43	18,828	38,254	
44	24,000	31,094	
45	19,851	25,061	
46	40,292	28,649	
47	112,220	67,224	
48	17,181	62,711	
49	79,726		

表-9 災害査定額工種別構成

工 種	構 成 率
頭 首 工	18%
水 路	41
た め 池	6
農 地 保 全	8
農 地	16
道 路	12
計	100

は, 水田は河川沿いに, 畑は地すべり急傾斜地に多くみられる。

オ. 溜池等の維持管理の不備。

最近になって従来の開発傾向, 高度成長に代り, 人間生活を重視した社会整備に関する理念の模索が行なわれている。

これらの動向を踏まえ, 農林省で行なう防災事業についてそのあり方を他の土地改良事業の推進による農業地域の整備開発と調和ある伸長を如何にして進めるかが今後の課題である。

最後に今後の農地関係防災事業について検討を要する事項のいくつかを掲げてみよう。

ア. 今後, 農地等の災害を未然に防止するには災害の実態をよく把握し, 抜本的な防災事業を進めると共に末

端の問題を解消するため、採択基準の引下げ等を行なって防災事業の充実をはかること。

イ. 近年の農地防災事業の効果は農地、農業用施設に止まらず、宅地等の開発に伴なって公共施設、住宅、その他不特定多数のものに及んでいる。従って農地関係防災事業は増々公共性を深めつつある。この事業が土地改良法に基づく申請によって事業化されしかも経済効果を農業経営面のみでとらえ受益農民にのみ負担を課す(特例として現行においても湛水防除事業は費用の負担を市町村どまりとし農家に負担を課していないが)現行制度を若干修正すべき面があるように思われる。例えば不特定多数のもの効果即ち公共効果に係るものについては農民負担対象から除外すること。

ウ. 生活用水、工場廃水等による農業用水の汚濁、または土壌の汚染、地下水汲み上げによる地盤沈下などの公害によって農業経営が阻害される新しい事態が増加しつつある。将来我々の及びもつかない災害または公害が発生し農業を圧迫しないとも限らない。これらにも充分対処しうる防災事業の創設。

エ. 各種防災事業を個々に進めると共に、一定地域について総合的な農地防災計画を樹ててその総合的な事業の実施を計ること。

5 あとがき

当初の構想は、既往の災害の実態について、数字を掲げながら分析を試み、その上で災害を完全に防止するためには、防災はどうかあるべきかを追求しようと考えていたが、終わってみると全く不十分なものとなってしまった。

各種のデータは、いささか偏っているが、今後何らかの参考になるかと思ひ、あえて掲げておいた。

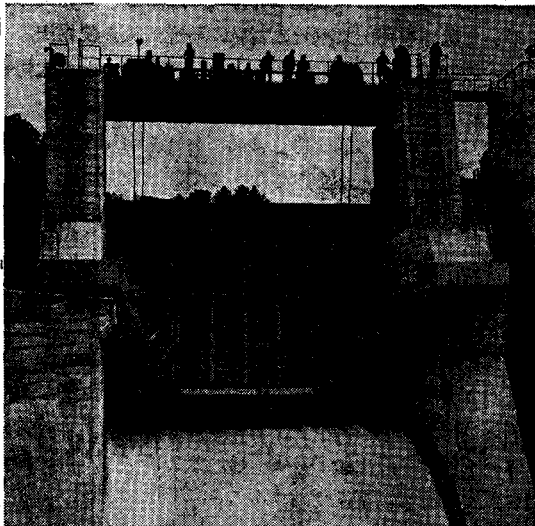
なお、独善的とみられる見解については、賢明なる諸氏の御批判をお受けして今後の参考にして参りたいと思う。

おわりに本文をまとめるにあたって、資料の整理等、御協力頂いた防災課の職員の皆様に深甚なる謝意を表す次第である。

参考文献

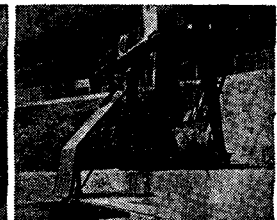
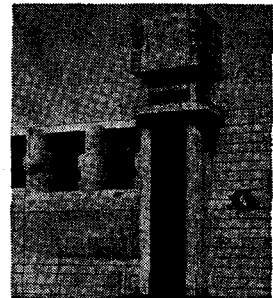
- 防災ハンドブック — 防災ハンドブック編集委員
水と緑と土 — 富山和子(中公新書)
集中豪雨 — 斎藤錬一(日本出版)
国土の変ぼうと水害 — 高橋裕 岩波書店

丸島水門はダムの鋼構造物の一切を一括納入させていただきます



営業種目

水門扉
取水装置
放流管
放水設備
除じん装置



●ゲートのリーディングメーカー

丸島水門

株式会社 丸島水門製作所

本社・工場 大阪市生野区鶴橋1-6
電話 大阪(06)716-8001(代)
東京事務所 東京都中央区日本橋室町4-3坂田ビル
電話 東京(03)242-1972(代)
奈良工場 奈良県大和郡山市丹後庄町300
電話 大和郡山(07435)9-2121(代)

農地海岸における侵食対策について

植 田 昌 明*

目 次

I まえがき.....(22)	4 パイピング防止とフィルター工法.....(27)
II 侵食海岸対策の原理と保全施設の種類.....(22)	IV 海岸侵食の広域的な現象と対策.....(27)
1 侵食海岸対策の原理.....(22)	1 沿岸漂砂の一般的な傾向.....(28)
2 保全施設の種類と適応の範囲.....(23)	2 単一突堤による沿岸地形の制御方法.....(28)
III 堤防直前波の推算と侵食対策.....(24)	3 群突堤による沿岸地形の制御方法.....(30)
1 堤防直前波の決定方法.....(24)	4 離岸堤, 潜堤などの組み合わせ工法による沿岸地形の制御方法.....(30)
2 海岸侵食の局所的な現象.....(25)	V まとめ.....(34)
3 堤脚部のもどり流れの制御法.....(26)	

I まえがき

本文は行政部門の農業土木技術者を対象におき、侵食海岸対策を実務的に設計するとき、あるいは設計の仕様書を作成するときに必要な2, 3の技術的な基準をのべる。

筆者自身、現地の海岸現象を観察し、産業的に要求される課題に対応した対策工法の選び方をたえず診断、模索している技術者の一人におきかえてみる。このような立場で、未知な諸点を多く含む海岸侵食の現象に対して明日の問題として緊急を要する海岸保全の実務仕様をどう組み立て決定すればよいか。いま対策として対処する手法は問題解決の長期的な展望の中で、どの位置づけにあるのか。暫定的、断片的な対策は将来にわたって、技術的に何を保証するのか、などの責任を感じつつ工事の実際仕様の方法を探索する一つの基準として本文を提示したく思う。

行政課題に対応できる技術課題として海岸工学をとらえるには単なる海岸工学の入門書や学問的な手引きは問題解決を複雑にすることはあっても、必ずしも明確にはしてくれないことが多いと筆者は感じている。

海岸工学に限らず学の中にはある種の考え方の議論で終るものも多い。難解な数式や長々とした解説書が単なる議論に終っては技術者は迷惑する。簡潔な判断事項、結論的な要約事項こそ大切である。議論を否定はしないが、技術では議論が必ずしも必要なのではなく、検証された成果がより必要なのである。

海岸技術が工学的な妥協, すなわち研究, 学問の発達

段階にある研究の「原理」, 「原則」とその応用によって生じる「経験」で支えられていることを素直に受け止め両者を少しでも合理的に進展させるための「理論の武装」や「計算の実務化」を多くの人々によりおこない、定性的、定量的に現象を判断していかないと組織は組み立て得ないと考えている。

このためには、海岸工学から原理、原則に従って技術的な局面を抜き取りそれを個条書き的な文、簡潔な図や表であらわしたある種の基準を作成しておき、これにもとづいて衆知を用いて研究の背景、研究成果の使用法、現地への適用条件、適応限界などを展開することが大切である。

なお、本文は農林省構造改善局における海岸事業調査研究の一環としてとりまとめたもので、ご便宜をいただいた構造改善局建設部防災課の方々、ほか関係各位に厚くお礼を申し上げます。

II 侵食海岸対策の原理と保全施設の種類の種類

『侵食海岸対策の原理は土砂移動の相対的な制御、絶対制御の2種類にわけられる。前者は広域的、平面的な海岸制御の場で土砂移動の不均衡をなくすことである。後者はパイピング防止などのように、波力による水の移動力を限界掃流力以下に制御することである』

1 侵食海岸対策の原理

海岸侵食は何故起きるか。海底地形、碎波波高、碎波による波動流、沖波の波形勾配、波高と砂浜粒径の比、潮位変動ともなる潮感帯の移動などの個々の要素、要因別にその関係をみると不明な諸点が多い。しかし、この現象を総合的、結果的にみるとその因果関係は明らか

* 農林省農業土木試験場

である。それは、任意地点において海岸線に沿う年間の漂砂量に不平衡があり土砂の収支に不平衡が発生するために起きる現象である。すなわち、任意地点で持ち去られる土砂量が隣接地から搬入される量よりも多いために起きる現象である。隣接地とは、該当地区を挟む河川や海岸線の背後地が、広域的に関連している場合がまずある。近年では隣接地が護岸その他で開発が進展し未開発の地区の土砂収支が相対的に変動する場合もある。

侵食対策は保全地区を局所的に対処するのみでは万全を期し得ない。土砂移動、土砂収支の関連する範囲をまず見定め任意地点の漂砂量の移動量の差が平衡、すなわちゼロとなる様に波を制御すればよい。一般には考察の場を広域的に考えて各地点間の漂砂量の移動量の差が平衡となる様に波を制御することになる。したがって、対策の基本は土砂の相対移動の制御が原理となる。海岸営力をバランス化させればよいことから砕波現象の制御が特に重要な課題となる。

即ち平衡した関連の中で土砂移動の絶対量はどれほど大きくてもよく、隣接地点間に漂砂の差が発生しなければよいことになる。

それに対して、後者の場合には漂砂の絶対移動を完全に防止する制御が必要である。しかし、これも必ずしも土粒子が水の動きに伴って絶対的に動かないという意味ではない。寄せ波、引き波時に往復運動はするが、平均的に見た場合の運動量は砂粒をある地点から移動させないものとなればよい。即ち質量輸送をゼロにすればよい。このためには根固め工とか消波工を設置して波の性質を変えるか、事前に堤体基礎の根入れを充分にしてあらゆる波力にたえうる構造物を事前に造るか、いずれにしても、タイセキ可能な時期の波の作用により少しでも海岸線を発達させ、侵食期に保全汀線が確保できる構造物の総合的な配置が必要である。

これらの原理は一見して簡単ではあるが具体的に個々の海岸条件に対応する対策構造物にどれだけの機能をあたえるべきかの判断は容易ではない。いま、この検討に入るに先き立ち、保全施設の種類と機能を略述しよう。

2 保全施設の種類と適応の範囲

『保全施設の設計に際しては構造物の鉛直効果、平面効果ならびに、複合設置の効果を考慮して選定すべきである。保全機能をあたえる施設の設計もそれぞれの公式が前記の条件をどの程度までそれぞれ含んでいるのかを検討しておき、適応範囲を見定めて用いる必要がある』

さて、海岸保全の諸施設を外力と抵抗力との関係におき換えて考えてみる。これらの関係は Fig. 1 のように要約される。外力とは主として海からあたえられる力が作用するもので塩害、波の越波、波のうちあげ、波圧、漂砂、基礎地盤での浸透、漏水および堤体盛土の流亡などである。抵抗力とは、Fig. 1 に示される□印の諸工法、即ち保全施設の種類となる。さて、これらの諸施設はそれぞれ適応範囲を考慮した中で公式が作られているが、施設機能として対応できる場の大きさ、限界を設計公式の特性から、概観的に認識しておくことが大切である。それには諸施設の鉛直方向の効果と、平面的な効果の適応範囲を明確にすればよい。まず鉛直効果について

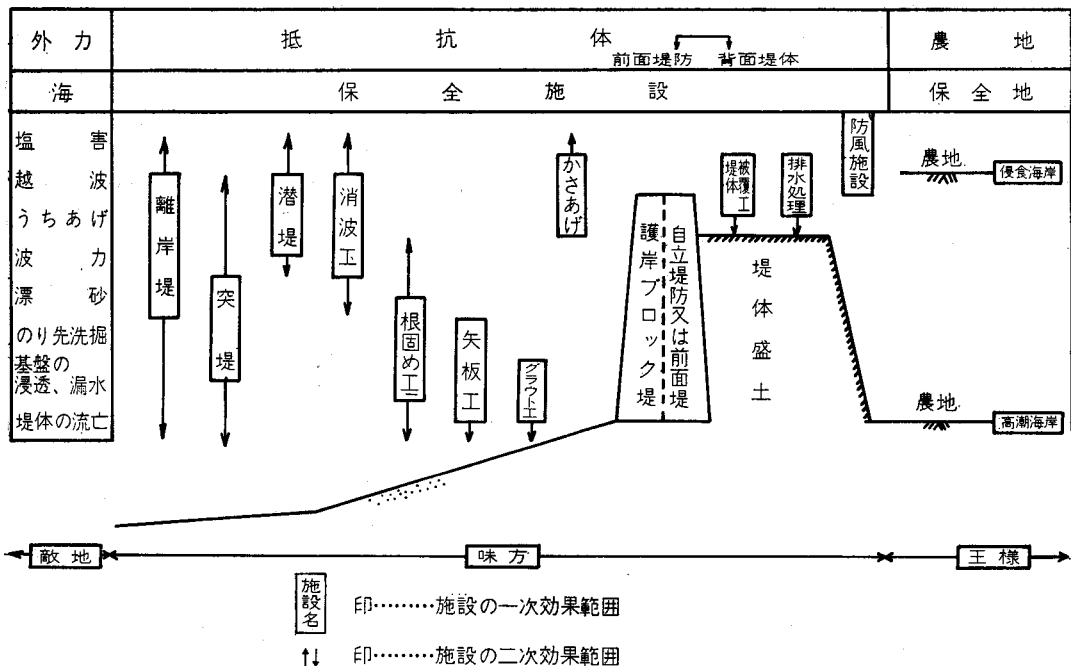


図 1

ふれる。これに対して、外力との対応の範囲を□枠の大ききで示してみる。Fig. 1 において枠の大ききはそれぞれの工法がおよぼす一次効果のおおよその範囲を示すものであり制御の対象となる外力要因に対応させてある。例えば消波工の設計公式に従った消波工の設置では一次効果として越波、波のうちあげ、波力の変換を現象的に対処できるものになる。根固め工では漂砂、のり先洗掘および基盤の浸透、漏水が対象となる。したがって、漂砂、のり先洗掘、基盤の浸透、漏水を制御目標とするときには消波工の設計公式に従うのでは現象への適応範囲がなく、根固め工の設計公式をまず考察しなければならない。つぎに□枠の上下に示す矢印(↑↓)はこれらの保全施設の二次効果の範囲を示している。

保全施設の平面効果は保全施設の設置場所を農地からの水平距離の長さで示している。外力の大ききは海岸条件によって様々であり農地侵食を保全するのに抵抗体の力をあらかじめ量的に算定することが必要である。例えば堤体の保全に対して消波工を設置すれば消波工の先端から本堤間で外力波が変換できる。これだけの抵抗の場が力学的に小さいときには、場を広めて離岸堤の設置まで領域を広めて対処せざるをえなくなる。この意味で、Fig. 1 に示す諸施設のいずれかを選定するかは、諸工法が海岸におよぼす平面的な効果の範囲を考慮すべきものである。

つぎに構造物の複合設置とその基本配置について考える。この図からも明らかなように、これらの諸工法の中から、具体的にある地区にある種の工法を選択、決定しようとする時、次のことがたえず問題となる。例えば、高潮海岸において計画天端高さが不足する場合があるとす。天端高きの不足は波のうちあげ以上に位置する外力、すなわち越波、塩害等の外力の作用を農地が受けることである。一方、これらに対抗する諸施設には図においてうちあげから水平線を引き、これに交錯する諸工法が考えられる。即ち離岸堤、突堤、潜堤、消波工、かさあげ、背面保護工、堤体の排水処理工および防風施設などである。一方、現実の問題として、我々はこれらの考えうる保全施設のすべてを施工、実施することは困難である。可能な数種の対策工を限られた年次計画、年度予算で比較、検討して決定することになる。侵食海岸の対策でも全く同様なことがいえる。侵食海岸においては一般に、外力として波力、漂砂、のり先洗掘、基礎地盤の浸透、漏水が問題となる。保全施設としては離岸堤、突堤、根固め工、矢板工およびグラウト工などが考えられる。

さて、これらの諸工法を複合的に設置すると必ず構造物による相互干渉として流体の複合効果があらわれる。例えば根固め工の一環として直立堤に潜堤を設置すると潜堤と直立堤間の空間水域に共振現象が発生する。離岸

堤を直立堤に複合設置すると離岸堤の開口部からの波の集中化がおき新しく局所的な根固め洗掘が発生する。これらの相互干渉は、現在の所あまり明らかにされていない。しかし、保全施設の基本配置として技術的な側面からいえることは農地侵食の場に既設堤防のない場合には出来るだけ沖側に構造物を造り離れた所で波力の変換をすべきである。一方、既設の堤防があるときには、出来るだけこれに接続した場で消波、反射波の制御をせざるを得ない。

III 堤防直前波の推算と侵食対策

『立地条件として碎波した波の作用を受けることが多い農地海岸では、堤防直前波の決定方法に3種類がある。変形する碎波、堤脚水深から決まる碎波、および変形時の条件付き碎波変形法である。侵食対策を決定することは、このような波の変形原理に従って波を変換させるために対策構造物を配置することである。

碎波現象は単純に浅水波が砕け波の特性を失うというばかりでなく、波形の破壊を通じて新しく波と流れの現象を発生させることに特に留意すべきである。

碎波の発生条件は水深 h 、碎波波高 H_b 、沖波波長 L_0 などの関係からつぎの条件が一応の基準となる。

$$H_b/h = 0.78 \dots\dots\dots ①$$

$$h/H_b = 1.28 \dots\dots\dots ②$$

$$h/L_0 \geq 0.06 \dots\dots\dots ③$$

例えば①②の条件から碎波現象が発生し、碎波波高 $H_b = 1.0\text{m}$ があらわれればその地点の水深は $h = 1.28\text{m}$ である。逆にある地点の水深を 1.0m にすれば起りうる碎波波高の最大値は 1.28m にできる。③の条件では碎波後の波の形態、波浪流の形態を制御できる。 $h/L_0 \geq 0.06$ に変えれば波は崩れ波 (Spilling breaker) となり波頭部が白く泡立ち始め、それが次第に波の前面に広がって、崩れていく波となる。波の形は比較的前後対策で漸近的な砕け方となる。海浜は一般にタイセキ型に変えうる。 $h/L_0 < 0.06$ となると波は巻き波 (Plunging breaker) となる。波の前面が次第に急になり、波頭部が前へおおいかさり波前面部を巻き込むように砕け、空気を連行した渦と波頭前面の水位のもり上りを伴う。この波は海浜を侵食性にかえる傾向がある』

1 堤防直前波の決定方法

侵食対策の計算においても、まず設計波浪の波長、周期、波長などの諸元が沖波、浅水波および碎波について必要であることは論をまたない。これらの一連の関連を示せば Fig. 2 のようになる。沖波、浅水波の算定方法についてはすでにある程度の事例が多いのでここではふれず、参考文献を参照されたい。浅水波が決定すれば波による漂砂の移動限界もわかり海岸侵食の沖側地点の一つの境界が明らかになることになる。いずれにしても、

波の種類	沖波	浅水波	砕波点の砕波	A 法 堤防直前の波	B 法 堤防直前の波	C 法
求めるもの	H_o T_o L_o	$H_{o1}, H_{o2}, \dots, H_{om}$ $T_{o1}, T_{o2}, \dots, T_{om}$ $L_{o1}, L_{o2}, \dots, L_{on}$	H_b L_b hb	$H_{b1}, H_{b2}, \dots, H_{bn}$ $L_{b1}, L_{b2}, \dots, L_{bn}$ hb_1, hb_2, \dots, hbn	$H_{b \max}$ L_b hb	$H_{b \max}$ L_b hb
必要資料	設計風速 U 設計風域 F	海岸地形: L_h 設計潮位: HHWL	海岸地形: I 設計潮位: HHWL	海岸地形: 設計潮位: 波形こう配: H_{bn}/L_{bn}	堤脚水深: h 波形こう配: $\frac{H_{b \max}}{L_{b \max}}$	波形こう配: $\frac{H_{b \max}}{L_b}$
計算に使う関係図	SMB	浅水変形図	砕波指標 合田 農土試	2波長まで合田(水理公式) 堀川(p508 Fg233) 3回まで中村	水深による最大波高 Munk $\frac{H}{h} = 0.78$ $\frac{h}{H} = 1.28$ $\frac{h}{L_o} = 0.06$	
判別事項	$L_o/2$	砕波点	砕波点	堤防直前の微地形	前浜、斜面上の砕波点	変形する砕波の適用限界まで
			energyが砕壊する時の波	砕波の変形公式が実験条件にあうか energyを失いながらおきる波		

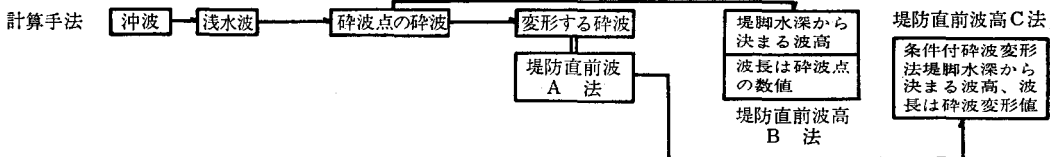


図2 堤防直前の波の決定法

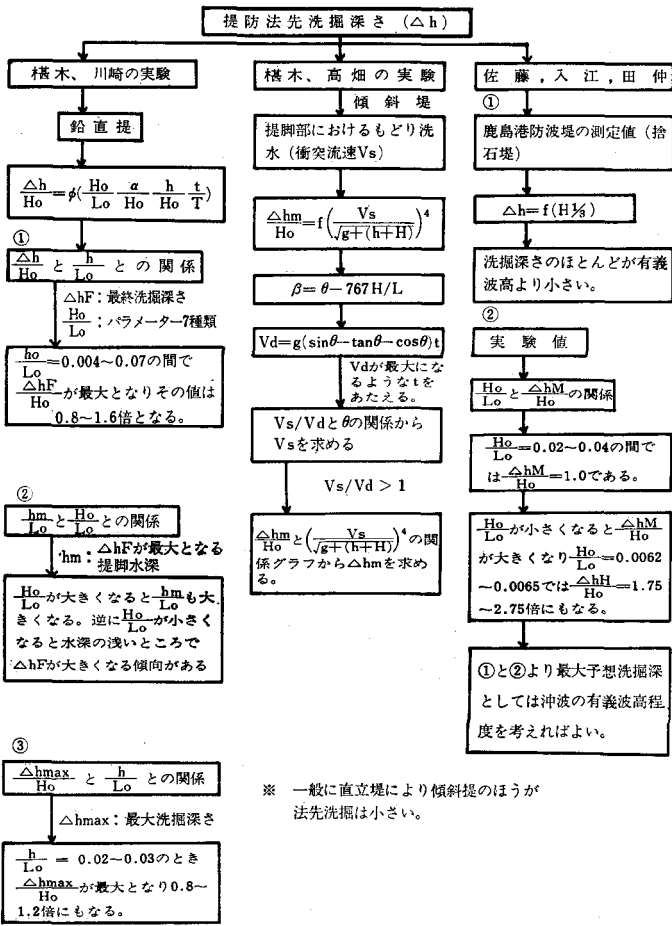


図3

※ 一般に直立堤により傾斜堤のほうが法先洗掘は小さい。

砂波の作用が卓越する農地海岸においては砕波による堤防直前波を推定しておくことが特に大切でありその仕様は Fig. 2 の下段のように要約できる。

2 海岸侵食の局所的な現象

「直立堤の根入れ深さは、どれだけ必要か、直立堤防の根入れ深さは、 $h_o/L_o = 0.04 \sim 0.07$ の範囲に堤防がおかれている場合は、堤防直前で発生可能な波高の1.0 ~ 3.0 倍程度が必要である。主なる決定方法は、Fig. 3 ~ Fig. 5 の手法がある。

これらの考え方を要約するとつぎのようになる。その一つは堤脚の最大洗掘の発生機構が波形勾配 H_o/L_o 、波高 H_o の粒径比 d/H_o 、波高水深比 h/H_o 、波の作用時間 t/T に支配されるとするもので実験的に決定するものである。第二の考え方は堤脚部におけるもどり流れを考慮して最大洗掘量波高比 $\Delta h/H_o$ ともどり流れ流速 V の無次元値を結びつけるものである。第三の考え方は最大洗掘量 Δh と有義波高を結びつけるものである。第一と第二の考え方は主として前浜の浅水域の場合、あるいは第二のように直立堤というより堤体の傾斜堤を対象としてもどり流れの効果を重視している。第三の考え方は比較的深い場に構造物がおかれたもので洗掘深さを波高の反射と結

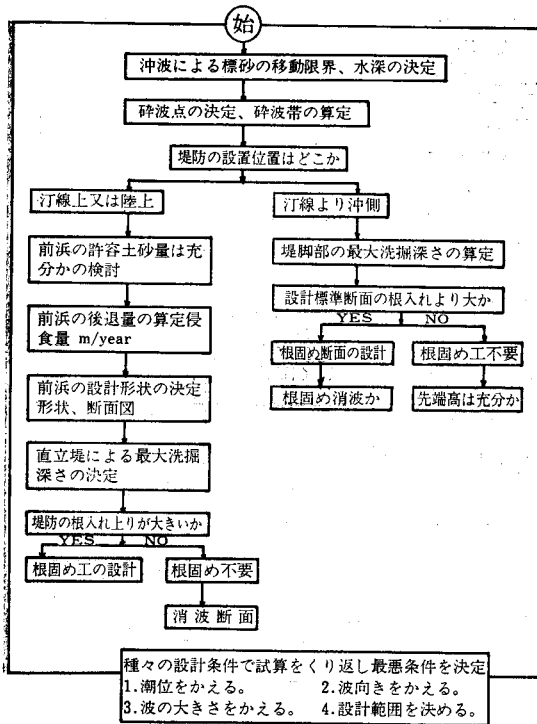


図4 直立堤の根入れ標高について

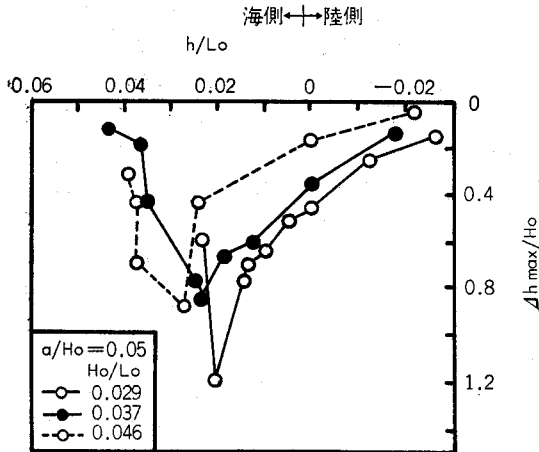
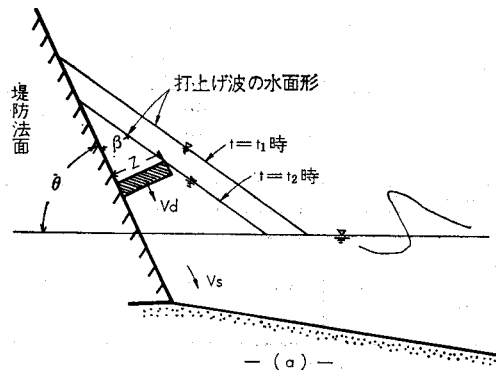


図5

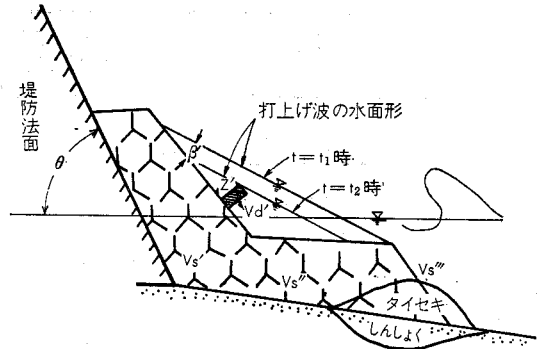
びつけたものである。農地保全海岸では、第一の場合が多い。第一の場合では、さらに堤防の設置位置によって洗掘深さは Fig. 5 のように変化する。この詳細はまだまだ実験的に決めざるをえない。

3 堤脚部のもどり流れの制御法

「局所洗掘は戻り流れで制御できる。戻り流れは静水面より上の洗面上の領域での流れ V_a と堤脚部の水深の影響を受ける領域での流れ V_s とにわけられる。局所洗掘を支配するのは V_s である。 V_s は V_a 、堤脚水深、法面勾配 θ で決まるので局部的に流れの V_s 値を大きくしないよう構造物を配置しなければならない。」



— (a) —



— (b) —

図6

堤防法面が θ の傾斜を有する海浜での戻り流れの算定方法についてはすでに Brantzag によって Fig. 6 (a) の関係から次式のようにあたえられている。

$$V_0 = A, B \tan h \left(\frac{A}{B} t \right) \dots \dots \dots (4)$$

$$A^2 = g (\sin \theta - \tan \beta \cdot \cos \theta) \dots \dots \dots (5)$$

$$B^2 = \frac{2Z}{f}, \beta \dots \text{実験定数} \dots \dots \dots (6)$$

(4)式に対して運動区間が微小であるとしその区間でのまさつの効果を無視するともどり流れの近似式はつぎのようになる。

$$V_a = g (r \sin \theta - \tan \beta \cdot \cos \theta) t \dots \dots \dots (7)$$

$$\beta = \theta - 7.67 \left(\frac{H}{L} \right) \dots \dots \dots (8)$$

これらの関係式に対して、消波ブロックを設置し、もどり流れを制御すると Fig. 6 (b) に示すような現象となる。したがって、上式の関係に $\theta \rightarrow \theta'$, $E \rightarrow Z'$ が用いられる。これらの値は消波、根固め工の断面効果としてあらわれる θ , Z などの変化値である。(7), (8)式を用いて消波ブロックを用いてもどり流れを制御する場合の目標値を示せば Fig. 7 の関係となる。消波ブロックの設置によるうちあげ制御はすでに明らかとなっているのでこれらの関係からもどり流れは制御できる。

さて、もどり流れ V_a が明らかとなっても堤脚部の最大洗掘深さ Δh_{max} は V_s により強く支配されるので局

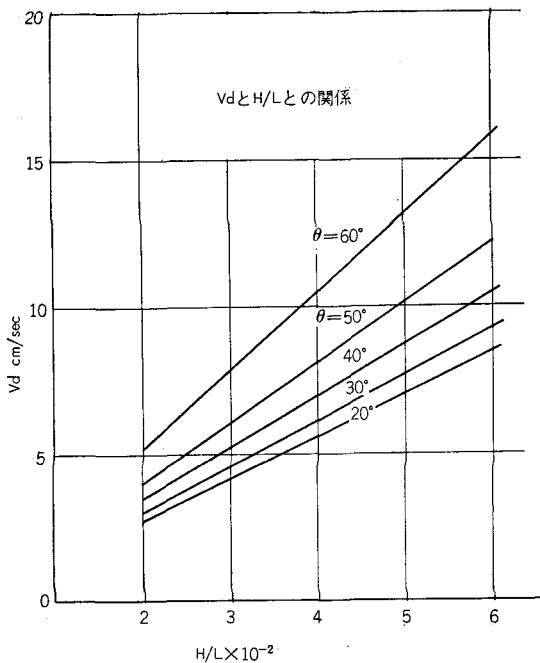


図7

所洗掘防止には直結しない。しかし、 V_s は V_d に規定されること、最大洗掘深さ Δh_{max} と戻り流速の4乗 V_s^4 との関係に比例関係のあることから、ほぼこの制御は V_d を通じて可能となる。しかしながら、 V_s は堤脚水深やもどり流れの流れ形式で複雑に変わるので事例的な詳細については水理実験で決めるより仕方がない。これらを総合した中で消波工によりもどり流れを制御する方法は原理的にはFig. 6-(b)に示す V_s' 、 V_s'' 、 V_s''' 等で局所洗掘を起さない範囲に波を変えればよく、そのような断面形状は複断面の消波工の設置が必要である。

複断面の設定では前段が根固め工として静水面下に入れる。これにより波の反射の減少、基礎土砂の流亡防止をはかる。消波断面は静水面上の消波断面でこれにより消波のうちあげ高さの減少、うちあげ角を制御することになる。筆者等の実験結果では複断面を設置して静水面上の消波ブロックの面積 A_0 と水中面積 A_s の比を適当にあたえれば前浜をタイセキ性あるいはしんしよく性などの任意に変えうる関係が得られている。

4 パイピング防止と Filter 工法

「パイピング防止などをはかるには構造物にフィルター機能をあたえる必要がある。フィルターの具備すべき性質は透水性に関する条件と安定性に関する条件とをあわせもっていなければならない。しかし、これらは互いに相反する性質であるので、フィルター材料の選定にあたっては、これらの条件を両立するように、それぞれの限界を見い出さねばならない。またパイピング防止には材料の空隙の量的な大きさも考慮する必要がある」

フィルターの具体的な設計法にはつぎのものがある。

設計基準

$$\frac{D_{15}}{D_{85}} \frac{F}{B} < 5$$

$$4 < \frac{D_{15}}{D_{15}} \frac{F}{B} < 20$$

$$\frac{D_{50}}{D_{50}} \frac{F}{B} < 25$$

$$\frac{D_{85}}{D_{voids, sto}} \frac{F}{B} > 2$$

粗石積み構造物が大きな空ゲキを有するときは、二重フィルターがいる。これには上式を交互に使えばよい。この設計に際してはつぎの検討がある。

1. 良い消波機能を有すること。波のはいあがり、底質材料のしんしよく防止ができること。
2. 施工が簡単であること。修理が簡単であること。
3. 沈下に対して可逆性、Flexible であること。
4. 任意深さ、基礎、基盤のいかなる Type に対しても適応すること。
5. 経済的であること。粗石が隣接から容易に得られる場合であること。

Filter 構造物の設計は主として石材による Graded Filter の他にナイロン、ポリブレンなどの化学合成剤などから造られるものが、近年多くなっている。これらの Filter 材は新しい工法として将来、大いに期待される特性があるように思われる。一般的な長所を列挙すればつぎのようになる。

- 1) 据えつけ施工がかんたんである。
- 2) それぞれ特有な引張り力があたえられる。
- 3) Grade Filter のように材料の通過行程などを考えて設計する必要がない。
- 4) フィルターの設計に際して任意な堅固さをあたえられる。
- 5) 立地条件や基盤の粒度組成などにあまり支配されず設計できる。

一方問題点としてはつぎのようになる。

- 1) 透水性、フィルター効果などについて長期間の効果が明確でない。
- 2) 施工当初のコストが高くつく。
- 3) 生物作用などによる効果の変化が不明である。

これらの諸点を具体的に十分に検討のうえ新しい工法の開発が望まれる。

IV 海岸侵食の広域的な現象と対策

『平面的な漂砂現象は沿岸漂砂と海岸線に直角方向の漂砂にわけられる。原則的に沿岸漂砂の制御は海岸線に直角方向の構造物(突堤)で、直角方向の漂砂は海岸線に平行な構造物(離岸堤)で対する。面的(干拓地、淡水湖)な構造物の場合は沿岸、直角漂砂の両者で対処し隣

接地の地形変化を検討しなければならない』

1 沿岸漂砂の一般的な傾向

漂砂は水や波が動くために起きる現象であり、この動きと関連している。海岸線に対する波向きや波が砕波することにより起きる波浪流れは日々異なるが、これは夏期、冬期などの季節別、あるいは月別などで大きく変わる。したがって、これらの期間での個々の値から平均的な最多頻度の代表値におきかえる必要がある。以下のとおりあつかいでは平均量的なものへの対応を考える。

平面的な海岸漂砂は海岸線に対して任意の方向性を有している。このうち、海岸線に平行方向の成分を沿岸漂砂という。これに対して海岸線への直角方向の成分は浅水域での砂の移動限界水深、砕波点を中心とする砂の漂砂帯などにわけられこの範囲内で沿岸方向の成分が規定されている。

沿岸方向の漂砂が波の入射角、周期などでどのように支配されるかについて代表的な諸説をあげる。

波の入射角の影響

直線海岸における実験結果によると最大漂砂をおこす入射角の値は次の通りである。

表-1

研究者	入射角 α	備考
Shay and Johnson	30	実験
Johnson	40	"
Savage and Vincent	53°	"
楳木	30~40°	実験, 理論

T. Saville and M. Manohar によると沿岸方向の漂砂量は次式となる。

$$Q = K \cdot E \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

したがって、理論的な最大値は $\alpha = 45^\circ$ の入射波のときに発生することになる。いずれにしても、沿岸方向の漂砂が最大となるのは表-1の範囲のときである。一方構造物が作られると反射や波浪流が新しく発生するのでこの条件を加味する必要がある。

波の周期の影響

沿岸漂砂の考えとしてつぎの式がある。

$$Q_t = k \cdot E_{ib}^m \dots \dots \dots (2)$$

k, m は常数

$$E_{ib} = \left(\frac{nw}{8T} \cdot L \cdot H^2 \right) \times A \times \sin \alpha \cdot \cos \alpha \times T' \dots (3)$$

ここに H …波高, L …波長, T' …波の周期

但し、これは単位時間あたりの平均エネルギーの表示である。周期が大きくなると T' 倍されるので、これを除いて他が同一条件の波では周期が大きくなるほど沿岸漂砂は大となる。

波形勾配の影響

Saville によると沖波波形勾配 H_0/L_0 が 0.02~0.03 の

とき沿岸漂砂が最大となり、これより小さくても、大きくても沿岸漂砂量は減少する。

以上のことから汀線に作用する波を制御するには次のような事項に充分注意すべきである。

波の入射角……30°以上50°までを避ける。

波の周期………周期の短い波を作る。

波高が小さい波でもうねりの対策を講じる必要がある。

波形勾配………0.02~0.03を避ける。

2 単一突堤による沿岸地形の制御方法

『単一突堤による地形変動の予測は突堤の長さが十分に長いときにはある程度、理論的な予測結果と一致する。突堤の長さが短いと構造物の先端部、周辺からの反射波による局部洗掘現象が相対的に漂砂現象の支配を強めかんとんに理論予測はできない』

突堤の長さが充分の場合

この場合は、Pelnard-Considère によれば、汀線変動はつぎの式により予測できる。

$$x = \frac{\tan x_0}{\sqrt{\pi}} \left\{ \sqrt{4at\varepsilon} - \frac{x^2}{4at} - x\sqrt{\pi} \left(\frac{E}{\sqrt{4at}} \right) \dots (4) \right.$$

$$E(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_u^\infty \varepsilon - g^2 dq \dots \dots \dots (5)$$

式を $F = 5000 \text{ m}^3/\text{day}$ (波高 2.0m の波が 4 時間作用したものに相当する。 $H/L_0 = 0.05$) 前浜の平均水深 $h = 5 \text{ m}$, 作用波と初期汀線の交角 $\tan x_0 = 0.1$ を事例にとって単一突堤を施工した場合を示す。

Fig. 8 で縦軸 y は突堤の先端からの距離、 x 軸はこの部分における海岸線の場所である。次に突堤により左岸または右岸部分が完全に漂砂を制御できたものとした場合に、末端工法地点の海岸線がどの様に変化するかを事前に推定してみれば Fig. 9 のようになる。Fig. 9 は $F \times \tan x_0 = 4 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{year}$, $\tan x_0 = 0.1$ の条件で推定しているが、一応海岸線の変化を予測できる。

予測結果と、水理実験から得られる形状を比較する。

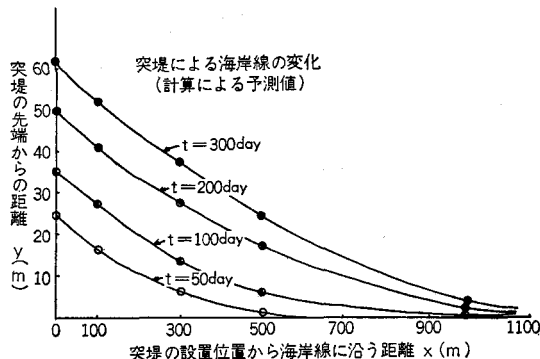


図8

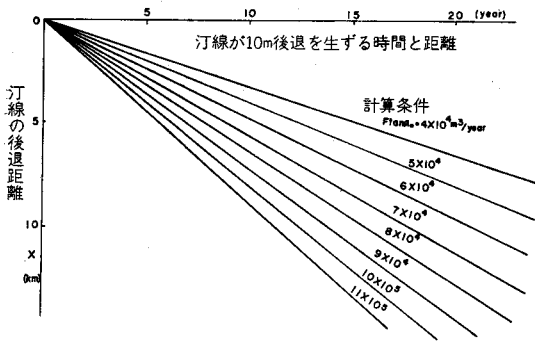


図9

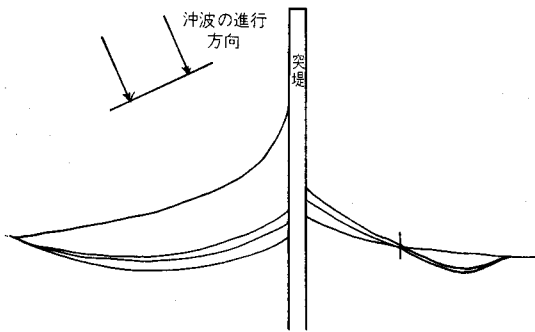


図10 水理実験による突堤近傍の釘線変化

Fig. 10 に示すように定性的な傾向は突堤の上流側については比較的によく似ている。下流側の予測には一致しない所があらわれ問題点を残している。なお、Fig. 10の各線は静水面と地形の交わる所を通らねたものであり一定標高の浜の動きをあらわす。

海岸線に直角方向での砂の動きは沖の砂の移動限界水深から波の打ちあげ上限点までの区間となる。この区間の移動土砂量を距離的に累加し全量の90%をあたえる長さを漂砂帯とする。このようにして定義した漂砂帯に対して、この実験結果があたえる突堤の長さが占める割り

合いを算定すると、ほぼ80%の長さになっている。逆にこの実験から突堤の長さが充分なときには、漂砂帯の80%程度の長さを有する突堤が、施工された場合と思われる。したがって、海浜に構造物をこの規模で作れば隣接地区には必ず影響が発生する。

突堤の長さが短い場合

単一突堤に関する研究成果はこれまで数多くある。筆者等がおこなった実験成果のうち、突堤の長さが短い場合に興味ある結果が得られた。突堤の長さが短いと、突堤の先端部における漂砂の移動方向が上流側で一度沖側に向う。したがって、上流側の釘線は後退する。上流側の釘線の後退は突堤の先端、又は側面部における波の反射や屈折により局所洗掘のためひきおこされるものである。上流側の釘線の後退は構造物による局所洗掘の効果のため、後退量としてやがて一定となる。

さて、上流側から沖側に移動方向を変えた漂砂は、突堤の先端部による入射波によって突堤の下流側に運ばれる。このため、下流側釘線が発達し始める。この度合いは、突堤による波の反射や屈折によって決定されるものと思われる。一般的な定量化については、なお実験事例が少なく現在では困難であるが、事例的な現象として汀

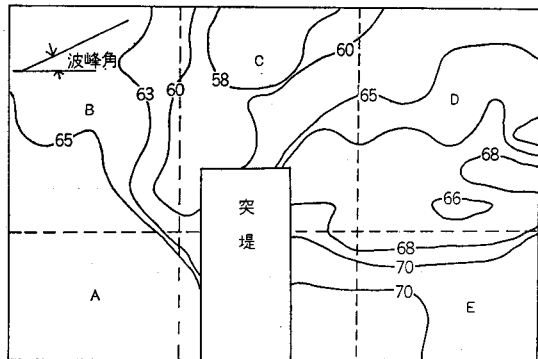


図12

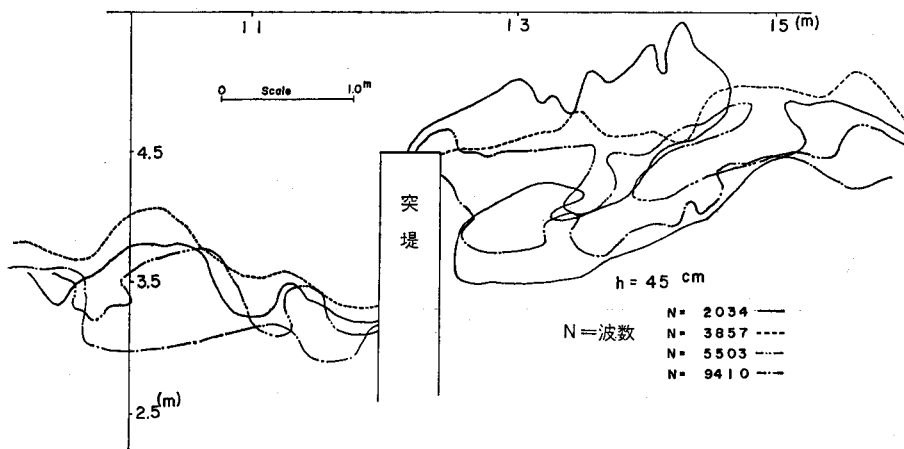


図11

線変動の測定結果を Fig. 11, Fig. 12 に示しておく。

3 群突堤による沿岸地形の制御方法

突堤工法の目的は、次の様に要約される。①海岸線の季節的変動を定常化し安定にする。②海岸に砂を堆積させる。③海岸から砂が取られるのを防ぐ。④構造物の下手側の侵食を軽減する。⑤海岸の侵食を遅らせる。⑥海岸の堆積を遅らせる。⑦砕波などの現象を農地から遠ざけ潮風害、塩害を防ぐ。⑧突堤間の捕砂量を観測し漂砂量、海岸特性を探知する。などである。一方、この工法の機能的な成立条件は次の様になる。1)海岸線に沿って砂が移動すること。2)海岸の侵食、砂の移動する方向に沿って漂砂量が増加していること。3)沿岸漂砂量をいずれの場所でも一定に保ちうること。4)保護しようとする領域で漂砂の入る量より出る量が多くないこと。5)突堤により沖向きの砂の移動が生じないこと。6)砂の移動を許しながら場所的に移動量に不平衡を発生させないこと。7)地盤沈下などによる第3の条件による海岸の後退には役立たないこと。などである。

工法の目的、成立条件とは相互に関連を有する。現況における海岸技術では、これを画一的に対応させることは困難である。それぞれの現地に対応した多くの検討事項、手法が必要である。さて問題はどの様に具体的に検討すればよいかであり、結局目的と効果としての評価基

準およびそのパラメーターの關係に要約されるので、その基本的な方針を次のように要約できる。

4 離岸堤、潜堤などの組み合わせ工法による沿岸地形の制御

離岸堤、潜堤の単独効果については別の参考書にまかせる。ここでは群突堤と潜堤の組み合わせ工法による新しい対策工法例をのべる。

突堤は、海岸線に平行に移動する漂砂、すなわち、沿岸漂砂は阻止できるが、沖向きの漂砂は阻止できない。このため夏波で海浜に堆砂があっても、冬波に向う時の反対方向の波向きに変わる途中で起こる海岸線に直角方向に作用する波でこの堆積した砂が沖に持ち去られてしまう。この対策に対して従来T型堤やL型堤が考えられている。しかし、構造物により出来るだけ波力の局所集中をさける方がよいことも考えなければならない。そこで、ここでは離岸堤と潜堤の場合を事例的に試験した。

透過性の潜堤で空ゲキ率と堤頂幅を適当にあたえればいわゆる離岸堤と同様の消波効果が期待できることがすでに実験的に明らかにされている。自然海浜において発生する Sand bar はある離れた点間の波による質量輸送の平衡として存在することも明らかである。Sand bar を一種の潜堤と見なせば波浪を制御することにより非可逆的な物質輸送の機構に変えうる事が予測される。

表-2

効果判定の基準にしている現象	決定の方法	パラメーター	備考(原則的に適当な利用法)
突堤内に捕えられる捕砂面積を最大にする。	水理実験 (実験者, 研究者名) 永井	砕波帯からの長さを用いる。突堤の長さ間隔で効果が変わる。	砕波帯が年間を通じて安定する場に適用すること。
突堤内に捕砂される面積のうち堆積領域と侵食領域間での移動量が一致する。	(B, E, B) (米国海浜侵食局)	汀線変動(後退, 前進量) 突堤の間隔は, 1~3倍位に規定する。	侵食防止すべき海岸汀線を事前に設定する。
突堤間の平均的な質量輸送から海岸線での流速を砂移動の限界値内に水制する。	(嶋野, 本間, 堀川)	突堤による波の流れ成分へ変換を用いる。	流れによって, 砂を水制の間に運搬することをあまり期待しないこと。平坦な波より砂を押し上げて浜を形成する手法に利用する。
突堤地点に作用する波の方向角と汀線の前進距離との関係をバランスさせる。	(佐藤)	突堤の長さL, 沖波と突堤の方向角	波の方向角が安定するときによい。
突堤を傾斜タイプにして波向の方向性に対応させる方法。	(J. P. Barcelo')	波向きと突堤の角度の両者を汀線に対して考える。	傾斜突堤は, 上流側の突堤のつけ根部を保護する必要がある。下突堤は効率が悪い。突堤組織の最適化には, 傾斜を考える必要がある。
波高, 周期の時間的な変動をエネルギー指標として考慮したのちこれと捕砂体積との関係を検討した	現地試験 (試験他) (Great lake)		捕砂体積はつぎの關係になる $C_{um} \cdot I_{mp} = 10C_1(I_{cosB})^{0.97} \times C_2 \times C_3$
漂砂の連結条件と波のエネルギーを結びつけ数値モデルで解析する	数値モデル (Bakker)		微分方程式を数値解析する。

この具体的な応用方法は、参考文献を参照されたい。

一方、多角的な波向成分を有する海浜や沿岸方向成分が無視できない場所での対策工法には突堤の機能も必要である。以上の基礎的な原理を組み合わせれば海岸営力を効率よく利用し広域的に海岸を制御する新しい対策工法が考えられる。この事例を潜堤と突堤の組み合わせ工法の着想にもとづき現地施工や平面的な水理実験を実施し技術的な成果をうるものとする。立地条件が崖や段丘的な自然海浜の侵食対策の構造物には固定した海岸堤防では好ましくない。これを解決するには、多面的な対策が必要である。海岸保全の広域化と年次的な施工実態を考えると暫定的に護岸ブロック堤を施工し波のうちあげを制御し、広域的な平衡海浜を消波の場として最終的に利用することが必要である。

透過性潜堤の事例的な特性

透過性の潜堤による消波効率が波長との相対幅でどの程度期待できるかをまず事例的に求める。

Fig. 13, Fig. 14 はコーケンブロックを小空ゲキ状態で用いた場合の実験結果である。この場合の実験は浅水領域のものである。ここに、 H_1 は入射波高、 H_2 は通過

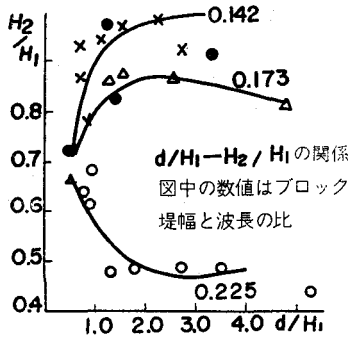


図.3

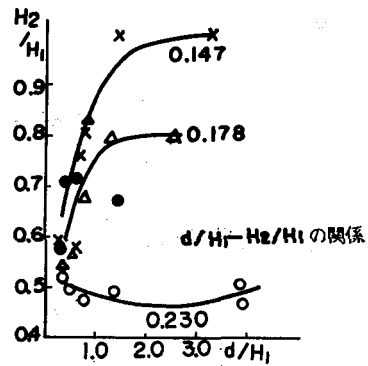


図14

波高、したがって H_2/H_1 は消波効率をあらわす。 d は静水位から構造物天端までの深さ、図中の符号は右端に示されたブロック堤幅と波長の比に対応する。なお○印は潜堤状態でブロック堤幅と波長の比が0.225又は0.230の場合である。実験結果から明らかな様に、ブロック幅と波長の相対比、 $l/L_0=0.23$ 付近において透過率は傾向を異に通過波高が最小となる。同様な傾向は Dick の実験結果でもすでに報告されており著者の実験と同様の条件に対する結果では Fig. 15 の点線のようになる。図中の数値は構造物の空ゲキ率、 d/h は構造物の設置、水深

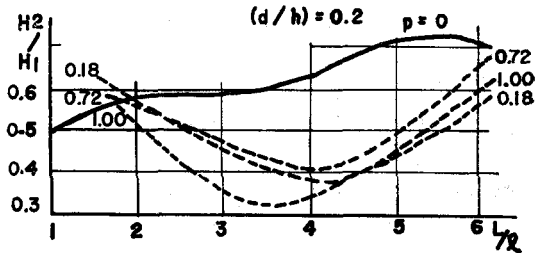


図.5

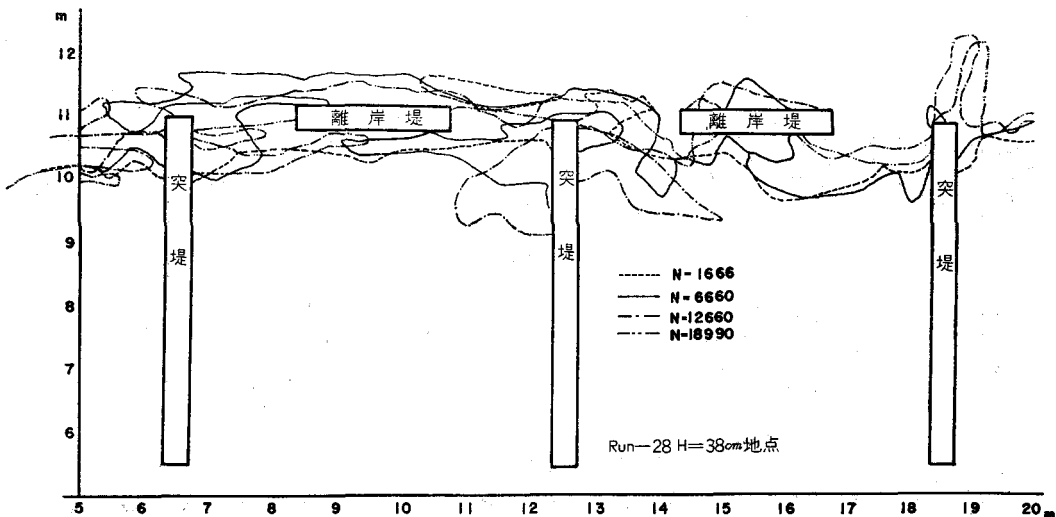


図16

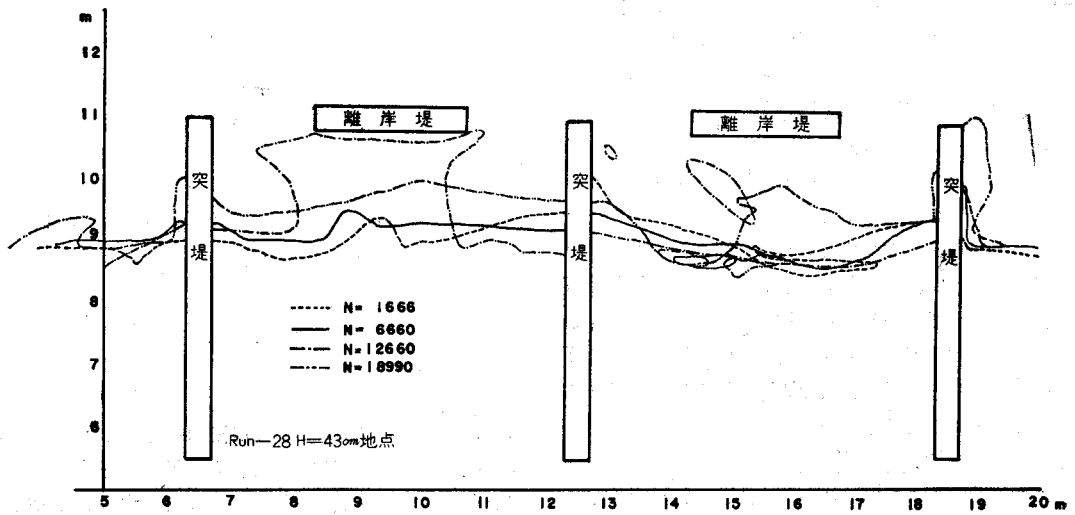


图17

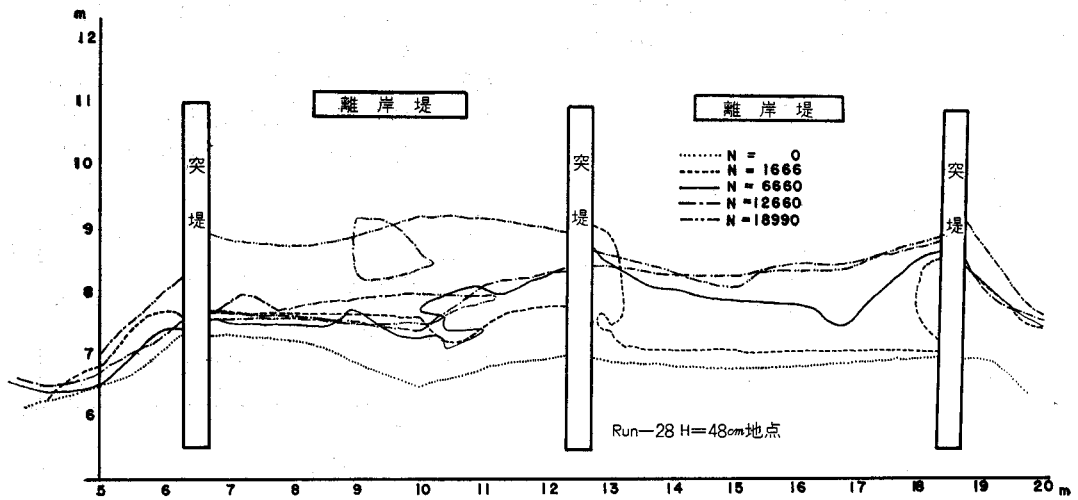


图18

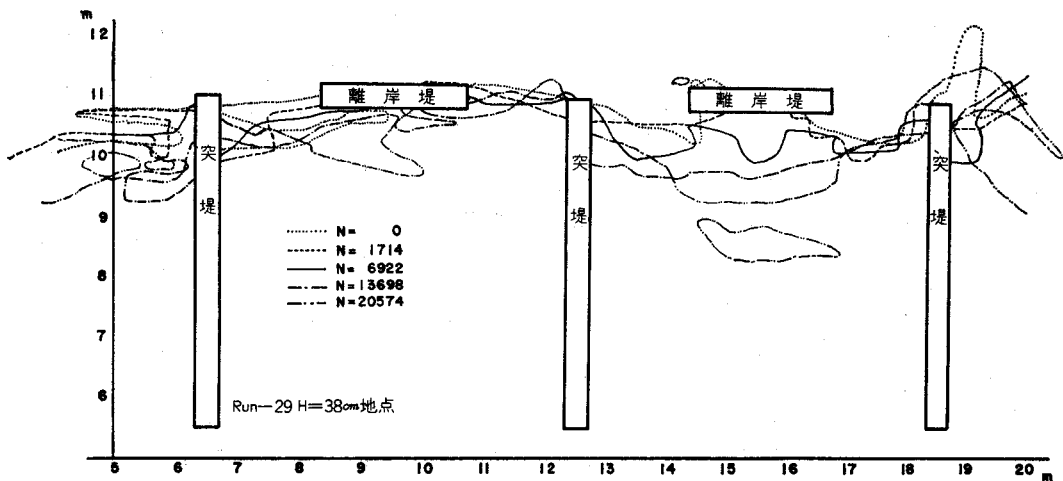


图19

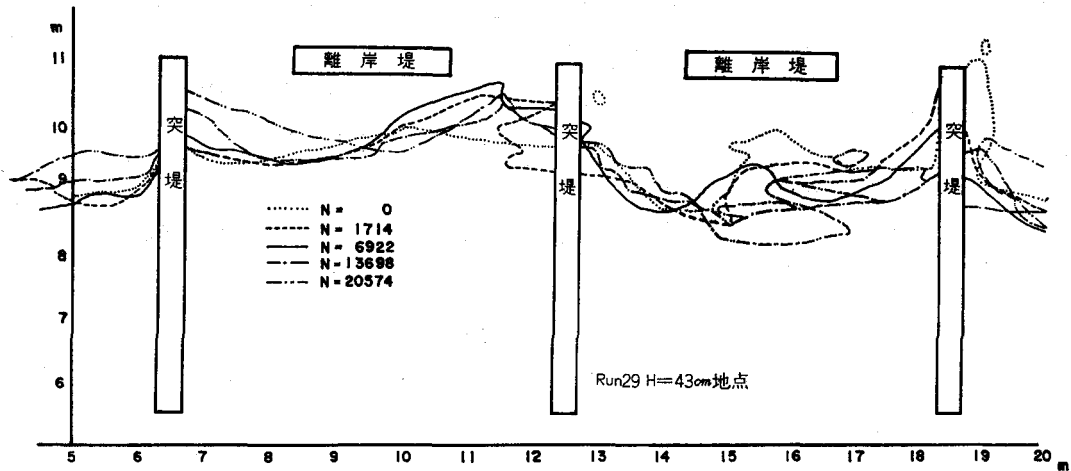


図20

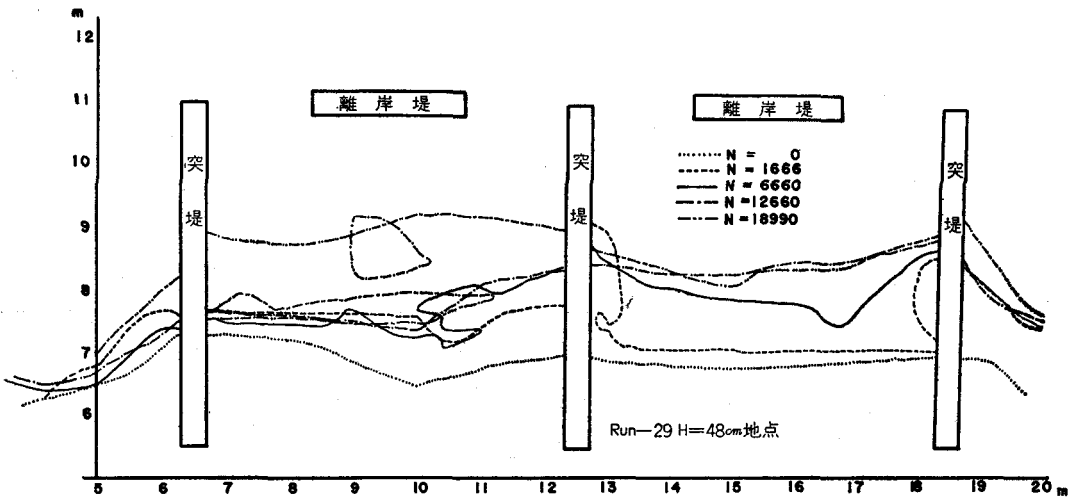


図21

h と静水面から天端までの深さ d との比，横軸は入射波長と潜堤の幅の比で Fig. 13, 14 の逆数の表示となっている。すなわち $L/l = 4$ は $\frac{b}{L} = 0.25$ に相当する。

突堤と離岸堤の組み合わせの研究は，事例的な研究ではあるが，突堤工法に新しい機能を加えるものとして離岸堤，潜堤などを組み合わせる手法の開発をおこなったものである。離岸堤の組み合わせには，その前面における局所的な洗掘現象を充分検討する必要がある。そこで，これらの関係をさらに詳細に調べるため方向分布のことなる波に対する関係をさらに実験を行なった。

実験は， $1/30$ 海浜に人為的に整形したのちに，左側の造波機で波を10時間あてたのち，さらに右側の造波機で10時間波をあてた場合の地形図である。この場合の実験条件では，波の入射角は汀線に対して左，右いずれの場合も $\theta = 23^\circ$ となっている。Fig. 16 は実験水槽における水深 $H = 38\text{cm}$ の所の等高線の地形分布が波の作用波数 N に対応してどのような時間的，場所的な動きをしたかを

記号的に示してある。同様に Fig. 17 は左あての波の条件下で，実験水槽における水深 $H = 43\text{cm}$ の高さの等高線の地形分布と波の作用波数 N との関係である。Fig. 18 は同様に実験水槽の等高線 $H = 48\text{cm}$ の所の地形の発達を示す。これらの結果から地形の変化は汀線に近い $H = 48\text{cm}$ ，および $H = 43\text{cm}$ の場所では波の作用時間と共に沖側に発達，すなわち海岸保全の方向に変わる。離岸堤の設置点の附近は左右の開口部を中心に深く掘られるがほぼ一定の標高を保っていることがわかる。Fig. 19～Fig. 20 は Fig. 16～Fig. 18 で造られた最終地形を初期の砂面形として右からの造波機で同じ波をさらに10時間あてた場合の等高線地形の変動を同様の方法で示してある。この場合も汀線附近の地形は時間的に平衡安定は変化を示している。この潜堤の配置は北海道日高海岸で施工したものと同一配置にしてある。Run-28, Run-29 の地形からも明らかな様に突堤に潜堤を組み合わせると漂砂帯が一定の幅を持つようになる。なお，この工法を北海道日

高地区で現地施工した結果によると、潜堤の背後には、まずレキが多くとまる。レキに対して潜堤は土留め工の役割りを果たし、一度たまったレキは容易に持ち去られない。このため潜堤の堤頂幅は自動的に広まり $b/L=0.23$ の条件を満足するにいたる。

この様な場所では潜堤幅は、突堤の施工幅と同じ程度のもので充分と思う。このようにして突堤機能を補足した新しい工法が実施可能である。

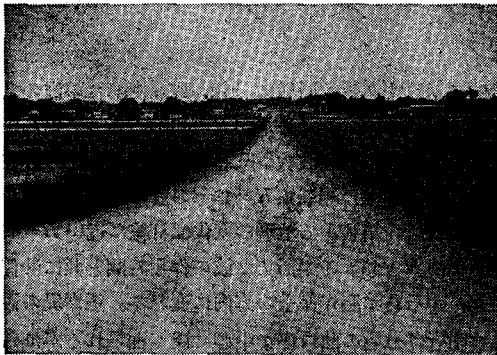
V まとめ

本文においては侵食対策の一部について、その概要を述べるに止まった。概要が明らかになって来るとつぎに必要なものは具体的な設計例、施工の実施例および成果などであろう。これらについては紙数の関係から今回は割愛した。別の機会に報告したく思う。

農道舗装の路盤工に……

土壌凝結硬化剤

フジベトン



▲茨城県八千代町農道

- ☆土にフジベトンを加えて攪拌し締め固めにより各種道路が要求する工学的性質を満足させる。
- ☆現地の土を使うので他の骨材や大がかりな設備機械を必要とせず硬化が速いので養生期間が短く、費用の節減及び工期短縮に効果がある。
- ☆保水性を増加する成分が含まれているので凝結時に収縮亀裂を生ずることがないからわずらわしい養生を必要としない。



藤増総合化学研究所
日本フジベトン工業会

全国関連企業連絡先、御報次第説明書謹呈

〒145 東京都大田区久が原5-20-8 TEL(03)751-5188・0413

銚子ダムの余水吐と放水路について

桑野定美* 戒能 治* 久保 讓** 武智利勝**

目 次

- 1. 銚子ダムと余水吐の概要……………(35)
- 2. 原設計における水理計算の要点……………(38)
- 3. 水理模型実験による修正……………(42)
- 4. 結 語……………(47)

1 銚子ダムと余水吐の概要

この越流余水吐は、中心刃金型ロックフィルダムに設

表-1 銚子ダム諸元

一 般	位 置	愛媛県伊予郡砥部町大字川登
	河 川 名	重信川水系砥部川支流銚子滝川
	基礎岩盤	安山岩 礫岩
貯 水 池	流域面積	直接0.9km ² , 間接2.6km ²
	満水面積	66,500m ²
	総貯水量	810,000m ³
	有効貯水量	800,000m ³
	滞砂量	10,000m ³
	常時満水位	EL. 403.50m
	計画滞砂面	EL. 374.50m
	利用水深	29.00m
堤 体	型 式	中心コア型ロックフィルダム
	堤 高	48.00m
	堤 長	約146.00m
	堤 頂 幅	8.00m
	てんば標高	EL. 407.00m
	本堤築堤量	255,800m ³
	仮縮切築堤量	9,400m ³
余 水 吐	型 式	扇型自由越流式シュート余水吐(右岸)
	設計洪水量	40.0m ³ /s
	異常洪水量	48.0m ³ /s
	越流水頭	0.90m
	越流セキ長	22.00m
	総延長	約180m
仮排水路	型 式	側壁直24R型トンネル式(左岸)
	設計洪水量	12.0m ³ /s
	トンネル延長	243.0m
取水設備	型 式	仮排水トンネル流用池底取水型式
	最大取水量	0.444m ³ /s
	調節工	φ300スルースゲート(3基 油圧式)

* 愛媛大学農学部
** 愛媛県耕地課

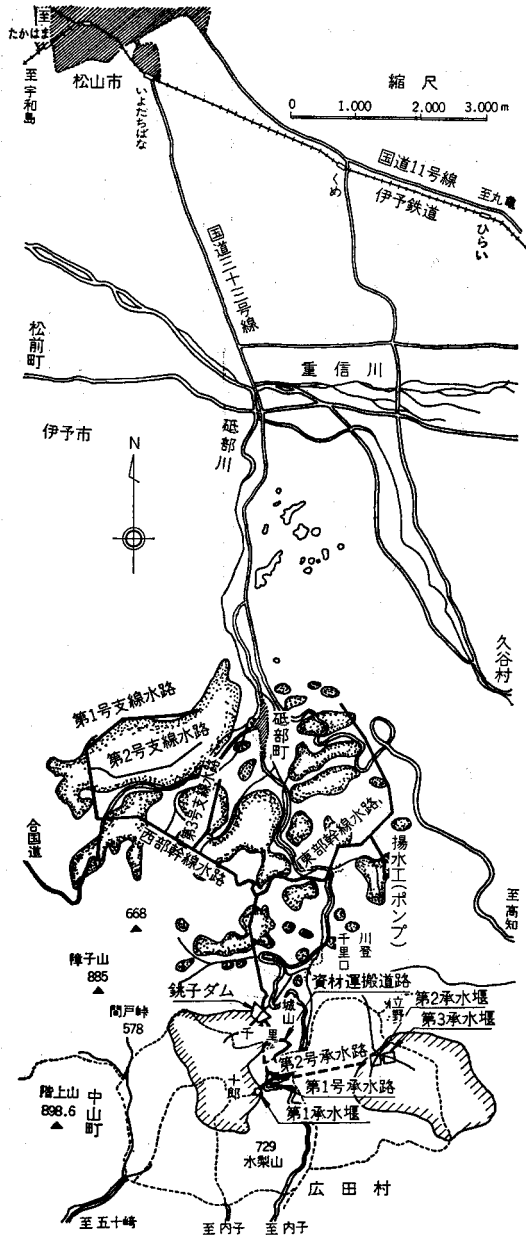
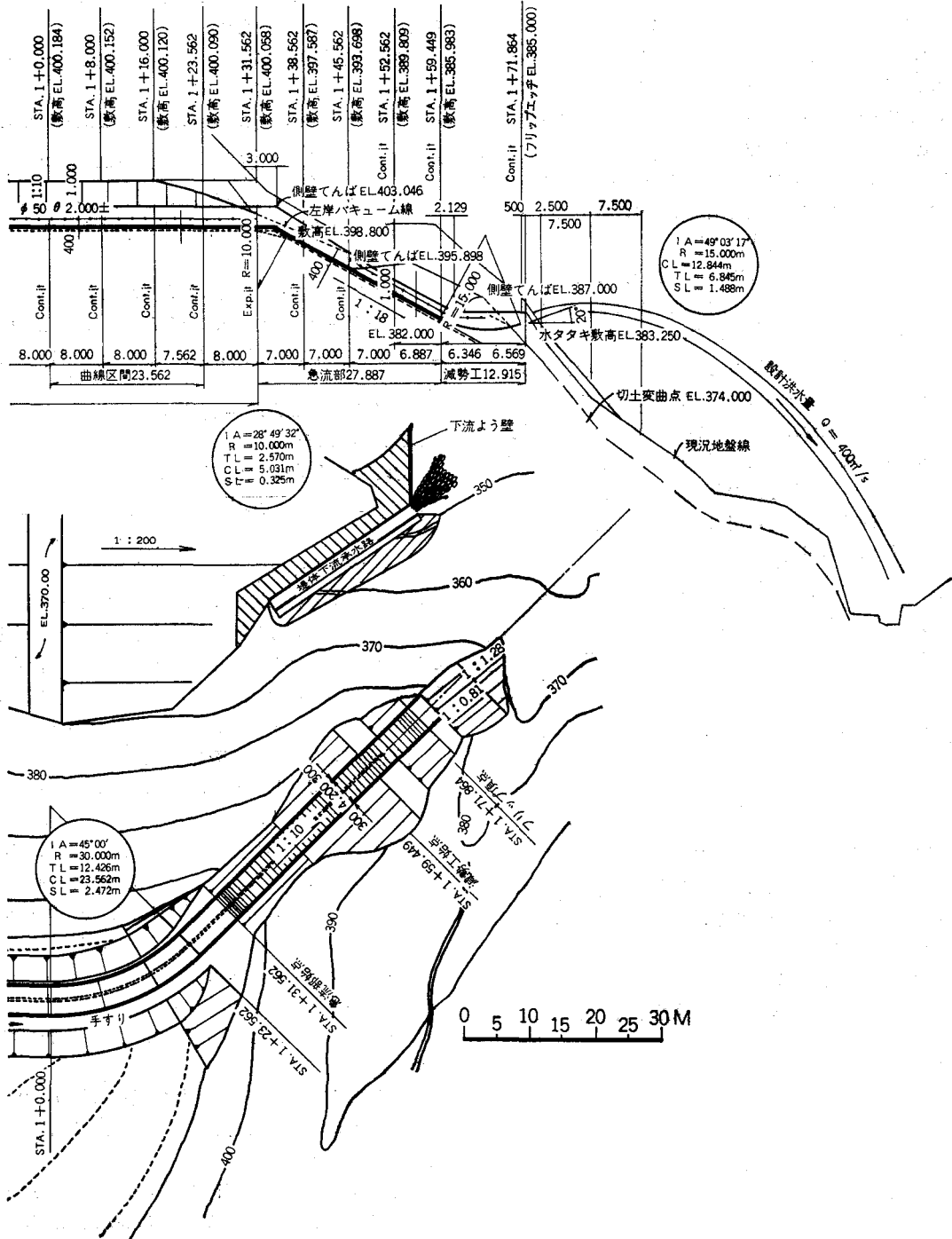


図-1 銚子ダム位置図



けたもので、特色は次の3点である。

1) 越流ゼキが中心角60°の扇形で、越流長22mから取付放水路幅4.2mまで扇形に縮小されている。

2) 取付放水路の床コウ配が限界床コウ配付近であるために、米国式に流速分布係数 $\alpha=1.0$ にとると常流のものが、日本式に $\alpha=1.1$ にとると射流になり、流れの区分が変わる。

3) 放水路急流部は、原設計では水バネ型(Skey-Jump type)であったが、最初から問題視されていたように、飛沫が高く多量なこと、流量が減ると到達距離が短くなり、斜面に落下し、或は瀑流になって堤体ノリ尻方向へ流れ、山肌洗掘後の流れを予測できないことなど、水理模型実験で明らかになったので、岩盤索掘りの急流工に変えて、その減勢効果を利用し、また流末はセキ上げの滝ツボを作って、静水池とした。

さて、現地は地勢急峻でダムの中心線付近を断層線が斜に走っている。余水吐付近の地形は特に複雑急峻で、余水吐の形式および放水路の配置が著しく制約された。例えば急流部末端を普通の跳水型静水池に設計するとすれば、対岸の岩山一つ切取る必要がある。このような現場条件に対し、原設計は一つの解を与えたものである。

図-1は銚子ダムの位置図、表-1は原設計のダム諸元で余水吐以外の部分は参考のために記した。表-2は余水吐の確率洪水量と越流水頭である。表中の参考流量は、1年に1回程度の洪水流況を設定したものである。

表-2 余水吐流量、越流水深

名 称	原型流量 Q_p	原型越流深 H_p
異常洪水 $Q_{4.8}$	48m ³ /s	1.041m
設計洪水 $Q_{4.0}$	40	0.900
100年×1.2 $Q_{16.5}$	18.5	0.561
20年洪水 Q_{13}	13	0.448
参考流量 Q_5	5	0.243

2 原設計における水理計算の要点

図-2は原設計の余水吐放水路縦断面および平面図である。以下計算の要点を記し、式の成立について補足してゆくことにしたい。

(1) 越流ゼキの設計

1) 越流係数。図-3のセキは流量係数の安定上、米国

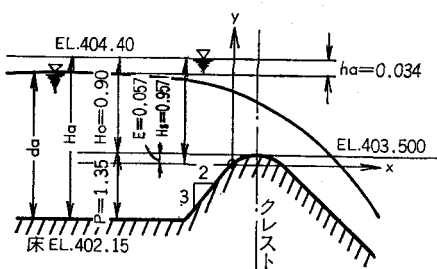


図-3 セキ頂座標

開拓局の実験報告から、 $P/H_0=1.50$ を採用すると、

$$H_0=0.9\text{m}, \therefore P=1.5 \times 0.9=1.35\text{m}$$

接近水路敷高=EL, 403.50-1.35=EL. 402.15m

2) セキ上流面コウ配。 $P/H_0=0.4\sim 2.5$ では2/3のコウ配が有利なので、これを採用する。この場合、直線ゼキの流量係数は完全越流で $C=2.17$ (米国開拓局報告)。実際には中心角60°の扇形ゼキであるから、2%の余裕をとって $C=2.13$ を採用する。

3) 越流長。計画洪水量 $Q_{4.0}=40\text{m}^3/\text{s}$ に対し、セキ長 L 、中心角60°のときの円半径 R は

$$L=Q/CH_0^{2/3}=40.0/(2.13 \times 0.90^{2/3})=21.995 \approx 22.0\text{m}$$

$$R=\frac{L}{\pi} \times \frac{180^\circ}{60^\circ}=\frac{21.995}{3.142} \times \frac{180}{60}=21.000\text{m}$$

4) 接近流速。a) 計画洪水 $Q_{4.0}$ の時。図-3から接近流速 V_a は3次式になるが、2次の近似式に変えて使う。すなわち、

$$V_a=Q/L(H_a-h_a)=Q/L(H_a-v_a^2/2g)$$

$$\therefore V_a L(H_a-v_a^2/2g)=Q, 2g L H_a v_a - L v_a^3=2g Q$$

これを2次の近似式として解くために、両辺に H_a を乗じ

$$2g L H_a^2 v_a - L H_a v_a^3=2g H_a Q$$

$$L H_a v_a^3=(L H v_a) v_a=Q v_a^2 \text{ とおくと上式は}$$

$$Q v_a^2 - 2g L H_a^2 v_a + 2g H_a Q=0$$

$$\therefore v_a=\{g L H_a^2 - \sqrt{(g L H_a^2)^2 - 2g H_a Q}\}/Q=0.821\text{m/s} \dots\dots\dots(1)$$

$$h_a=v_a^2/2g=0.821^2/19.6=0.034\text{m}$$

$$d_a=H_a-h_a=(1,350+0.900)-0.034=2.216\text{m}$$

b) 異常洪水 $Q_{4.8}$ 時の越流水頭 H_e 。一応完全越流と仮定して求め、後で完全越流かどうかを検討する。越流水深は流量の2/3乗に比例するが、セキの断面は $Q_{4.0}$ に対して決定してあるので、 $Q_{4.8}$ の流量係数増加を1.5%見て(水深減1.0%として)概算する。

$$H_e=0.99(Q_e/Q_a)^{2/3}=0.99(48.0/40.0)^{2/3}=1.006\text{m}$$

$$\text{貯水池水面}=\text{EL. } 403.50+1.006=\text{EL. } 404.506\text{m}$$

5) 越流ゼキの断面形の決定。計算図表(中原通夫、水理学計算図表 p.109)による。セキ断面曲線の始点は、図-3から、 $H_s=0.957\text{m}$ と仮定すると、 $h_a/H_s=0.034/0.957=0.0355$ 故に同書から $E/H_s=0.058$

$$\therefore E=0.058 \times 0.957=0.057$$

$$H_s=H_0+E=0.90+0.957\text{m}/$$

これから、同書の計算図表を使って、セキの表面曲線を定めた。

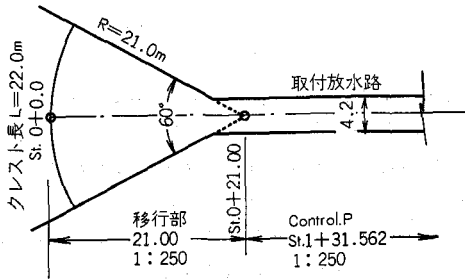
6) 完全越流時の流量係数の変化。越流水頭 $H_0=0.90\text{m}$ に設計したセキは、越流水頭が変ると流量係数も変る。変化の模様を表-3に示す。

(2) 移行部(セキの直下流から取付放水路始点まで)

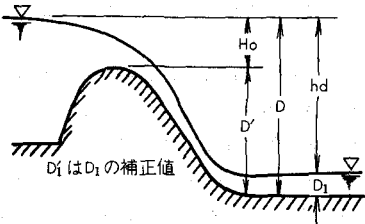
移行部の平面形を図-4のように定める。さて、移行部縦断面形状の決定では、1)セキ流下水の乱れや衝撃が軽微なこと、2)越流能力に影響しないことが必要で、2)

表一 設計水頭 H_0 、越流水頭 H と C 、 Q の変化 (完全越流)

H_m	0.30	0.50	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
H/H_0	0.333	0.555	0.778	0.889	1.000	1.111	1.222	1.333
C/C_0	0.885	0.931	0.967	0.985	1.000	1.015	1.030	1.041
C	1.885	1.983	2.060	2.098	2.130	2.162	2.194	2.217
$Q \text{ m}^3/\text{s}$	6,812	15,534	26,534	33,017	40,000	47,552	55,672	64,099



図一 移行部平面形



図一五 セキ各部の記号

を満足するには、a)おぼれ防止。貯水池とセキ下流の水面差 h_d (図一五) は、越流水頭 H_0 の70%以上であること。b)背圧の影響防止。セキ頂と水叩き底の落差 D' が H_0 の70%以上であること、が必要とされている。

移行部水位を定めるには、一方では取付放水路の床コウ配が1/250で限界コウ配以下であるため、下流にある Control Point、すなわち取付放水路と急流部との接続断面の $St. 1+31,562$ から上流へ水面追跡し、他方では越流水の堤脚水深を求め、その共役水深を定め、両者の比較から移行部の水位を定める。移行部の床コウ配も、1/250とする。

1) 跳水前後の水位 (図一五) の計算。a) まずセキ頂高 D' を仮定し、水路幅が変化しないものとして、越流水の堤脚水深 D_1 を求める。越流による勢力損失を無視すると、

$$D = D_1 + v^2/2g = D_1 + q^2/2gD_1^2 \therefore 2gDD_1^2 = 2gD_1^3 + q^2$$

D を両辺に乗ずると

$$2gD^2D_1^2 = 2gDD_1^3 + q^2D$$

これは D_1 の3次式であるから、2次式として解くために、 $2gDD_1^3 = (D_1\sqrt{2gD})^2D_1 = q^2D_1$ とおいて上式を整理すると

$$2gD^2D_1^2 - q^2D_1 - qD = 0$$

$$\therefore D_1 = q(q + \sqrt{q^2 + 8gD^2})/4gD^2 \dots\dots\dots(2)$$

ここで D_1 は跳水前の水深、 $q=Q/L$ 、 $D=H_0+D'$

しかし、実際には漸縮断面であるから、(2)式の D_1 は次のように補正する。跳水始点を crest 軸から3.1m下流と仮定し、その位置の移行部幅 B_1 (円弧) を次式で求め、 D_1 の補正水深 D_1' を定める、

$$B_1 = 2\pi(21.00 - 3.10) \times 60/360 = 18,747\text{m}$$

これから $D_1' = D_1 \times 21,995/18,747$ 、また $v_1 = Q/D_1'/B_1$

$$\text{Froude数 } F_r = v_1/\sqrt{9.8D_1'} = 40.0/D_1B_1/\sqrt{9.8D_1'}$$

b) 水路床コウ配と水路幅。漸縮を無視して、 D_1' の共役水深 D_2 を次式で求める。

$$D_2 = \frac{1}{2}D_1'(\sqrt{1+8F_r^2}-1) \dots\dots\dots(3)$$

跳水長さ L_j は、図表(例、中原通夫、水理学計算図表 p.80) から計算する。跳水末端の水路幅 B_2 は

$$B_2 = 2\pi(21.00 - 3.10 - L_j) \times 60/360$$

跳水末端の流速 v_2 および速度水頭 h_{v2} は

$$v_2 = 40.00/D_2B_2, h_{v2} = v_2^2/2g$$

以上の計算は、本項1)、a)における D' の値を2.90~3.10mまで0.1mずつ変え、 D_1 、 D_1' 、 v_1 、 F_r 、 D_2 、 L_j 、 B_2 、 v_2 、 h_{v2} の計算表を作っておき、取付水路の水面追跡結果と合うように、 D' を定めればよい。

2) 移行部縦断形状の決定。後述の取付水路の水面を上流に追跡して得た跳水位置の水深 D_2 は、 Q_{40} で3.15m、 Q_{48} で3.57mである*。本項(2)の初めに記したa)、b)の条件は、 Q_{40} の場合次のようになる。

a) セキ頂のおぼれ防止。跳水後の下流水面高が、セキ頂上0.3 H_0 以下に納まればよいから

$$D' > 3.15 - 0.3 \times 0.9 = 2.88\text{m} \text{ ならば安全}$$

b) 背圧の影響防止。越流水脈の背圧による流量係数の減少は、セキ高が0.7 H_0 以上あればなくなるから

$$D' > 0.7 \times 0.9 = 0.63\text{m} \text{ ならば安全}$$

c) $D' = 2.90 \sim 5.10\text{m}$ での跳水末端水深 D_2 を計算すると

$$D_2 = 1.84 \sim 2.18 < 3.15\text{m}$$

であるから、すべてめぐり跳水となり安全、従ってセキ高は $D' = 2.929\text{m}$ を採用すると、セキの縦断面は図一六のようになる。

3) 異常洪水時のセキの越流状態。完全越流条件は図一

* D_2 は、越流水の共役水深として、(3)式から下流向に定めた値と、下流の取付水路の Control Point から水面追跡して上流向に定めた値と二つあり、同じ記号を使っている点に注意がいる。

5の $h_d > 0.7H_e$ である。前述の(1)~(4)~b) で完全越流と仮定した計算では、 Q_{48} の取付水路水面追跡水位 $D_2 = 3.57\text{m}$ を考慮して

貯水池水位 EL.404.506m
 越流後水位 EL.400.571+3.57=EL.404.141m
 $h_d = 404.506 - 404.141 = 0.365\text{m}$, $H_e = 1.006\text{m}$

$\therefore h_d/H_e = 0.365/1.006 = 0.362 < 0.7$

従って不完全越流になるから、補正が必要になる。米国開拓局実験報告から、 $h_d/H_e = 0.36$ では、完全越流に比し、流量係数が5%程度減少する。故に補正された流量係数 C' 、越流水頭 H_e' は

$C' = 0.95C = 0.95 \times 2.163 = 2.055$
 $H_e' = (C/C')^{2/3} H_e$
 $= (2.163/2.055)^{2/3} \times 1.006 = 1.041\text{m}$

従って異常洪水位は EL.403.500+1.041
 =EL.404.541mとなる。

(3) 取付水路(移行部末端~急流部始点)

1) 底幅 B の決定。設計洪水量 $Q_{40} = 40.0\text{m}^3/\text{s}$ が限界水深

$h_c = \sqrt[3]{Q^2/gB^2} = 0.467(40./B)^{2/3} \dots\dots(4)$

で、かつ最有利断面 $h_c = B/2$ で流れるように B を定める。

$\therefore 0.467(40./B)^{2/3} = B/2 \quad \therefore B = 4.1979 \approx 4.2\text{m}$ (採用)

2) 各流量の限界水深。これは Control Point として急流部始点に現われる。

計画洪水時 $h_c = 0.467(40.0/4.2)^{2/3} = 2.098\text{m}$
 異常洪水時 $h_c = 0.467(48.0/4.2)^{2/3} = 2.370\text{m}$

3) 床コウ配1/250を限界水深で流れる流量。

$I_c = 1/250$, $B = 4.2\text{m}$, $n = 0.015$
 $v_c = \sqrt{gh_c} = \frac{1}{n} I_c^{1/2} R_c^{2/3} \dots\dots(5)$

上式の関係を満足する h_c を見出す。いま $h_c = 1.59\text{m}$ と仮定すると、

右辺 $v_c = \sqrt{9.8 \times 1.59} = 3.947\text{m/s}$
 左辺 $v_c = \frac{1}{0.015} \times \left(\frac{1}{250}\right)^{1/2}$

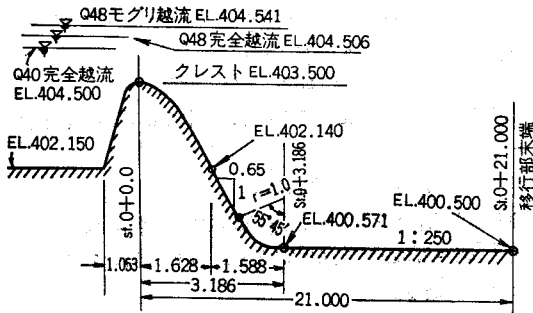


図-6 扇形セキ移行部縦断面

* この結論は流速分布係数 $\alpha = 1.0$ とした場合であることに注意。

$\times \left(\frac{4.20 \times 1.59}{4.20 + 2 \times 1.59}\right)^{2/3} = 3.945\text{m/s}$

$\therefore h_c = 1.59\text{m}$, $v_c = 3.946\text{m/s}$, $Q_c = Bh_c v_c = 26.35\text{m}^3/\text{s}$,
 故に $Q > Q_c$ ならば取付放水路内は常流, $Q < Q_c$ ならば射流になる*。従って, Q_{40} , Q_{48} とも常流である。

4) 取付水路の水面追跡。下流断面の値に尾字1, 上流断面の値に尾字2を付し, Control Point から上流に向けて水面追跡をする。床コウ配 $I = \tan\theta = 0.04$, $\cos\theta = 1$ として

$I \cdot l + d_2 + v_2^2/2g = d_1 + v_1^2/2g + n^2 v_m^2 l / R^{4/3} \dots(6)$
 $v_m = (v_1 + v_2)/2$, $R_m = (R_1 + R_2)/2$

計算の結果, 各断面の水深, 流速は定まるが, 跳水は等幅水路内ではしない。従って上流の移行部まで水面追跡をせねばならない。移行部内では縮流等による損失水頭増加を, 上下流断面の速度水頭差の10%を別に見込んだ。

移行部内で跳水するとして(実際はセキがおおれる), その位置の水深 $d_2 = D_2$ は前述のように Q_{40} で3.15m, Q_{48} で3.57mであった。

5) 湾曲部。余水吐路線は一直線が望ましいが, 地形を考慮して45°湖岸側へ曲げる。湾曲半径は遠心力による流れの片寄りを少なくするために, $R = 30.0\text{m}$ とした。

$IA = 45^\circ 00'$ $CL = 23.562\text{m}$, $R/B = 30.0/4.2 = 7.1$

Chow氏によれば, $R/B > 3.0$ が望ましいとされているから, 以上の設計で充分である (Chow 著, 開水路の水理学II, p.423)。

湾曲による外側の水面上昇高は次式で計算される。

$h = \frac{v^2}{g} \log_e \frac{R_2}{R_1} = 2.3026 \times \frac{4.40^2}{9.8} \log \left(\frac{30.0 + 2.1}{30.0 - 2.1} \right)$
 $= 0.277$, $** \frac{h}{2} = 0.139$

従って, 湾曲部外側の水面上昇高は0.139mで, 側壁尖端標高の決定には, これを考慮した。

(4) 急流部

1) 急流部の水面追跡。上流端の設計は図-7のとおりで計算式は図-8の記号を使うと次式になる。

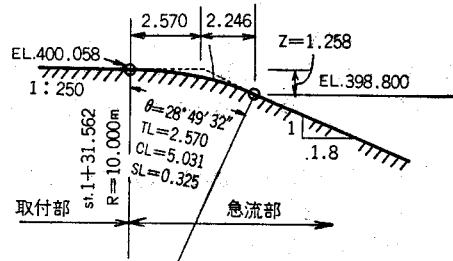


図-7 床コウ配変化部

** この式は常流の場合一般に使われているが, 問題点もある。射流になると水面形が著しく変る。

$$d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Z = d_2 \cos \theta + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{n^2 v_m^2 l \sec \theta}{R_m^{4/3}} \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$v_m = (v_1 + v_2)/2, \quad R_m = (R_1 + R_2)/2, \quad \theta = 29^\circ 03' 17''$$

$$\cos \theta = 0.87416, \quad \sin \theta = 0.55555, \quad n = 0.008$$

本計算は減勢工に必要な流速、Froude 数および跳水深の算出が目的であるから、 $n=0.008$ を用いた。

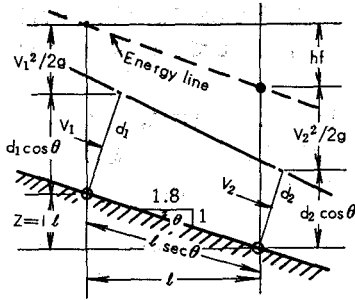


図-8 急流式の記号

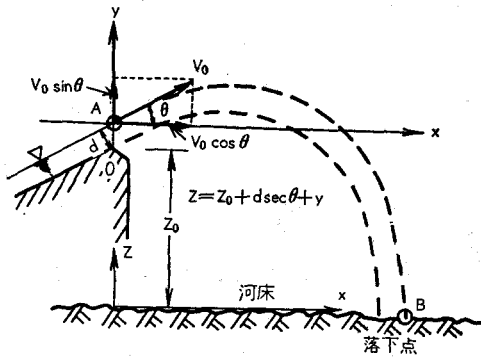


図-9 放出水の軌跡

2) 減勢工 (水バネ型放射流軌跡の計算)

図-9のように、フリップ端Oの直上水面に原点をとる、計算は試算法を用い、A点の位置を EL. 390.0, 385.0, 380.0mの3種類、フリップ角 θ を 10° , 20° , 30° の3種類に変えて合計9種類の計算を行い、計画洪水時に所期の図-9 B点に到達するように設計した。計算式は、

表-4 側壁高 (鉛直高に換算)

地 点	S_i	流速 V	水深 d	余裕高 F_b	必要壁高	決定値
接近水路終点	0 - 1,053	0.821m/s	2.216m	0.257m	2.473m	4.85m
移行部末端	0 + 21,000	4.350	2.189	0.696	2.885	6.50
取付水路中央	0 + 76,000	4.365	2.182	0.697	2.879	3.00
急流部始点	1 + 31,562	4.539	2.098	0.713	2.811	3.00
急流部中央	1 + 44,917	12.803	0.744	1.104	1.848	2.20
急流部末端	1 + 59,449	17.669	0.539	1.297	1.836	2.20
フリップ端	1 + 71,864	17.369	0.548	1.286	1.834	2.00

* 図-7のコーン配変化部だけは、 θ の値の取り方(7)式と異なる。右辺の $\theta=0$ 、左辺の $\cos \theta=0.87416$ 、 $l \sec \theta=CL=\xi, 031m$ とすれば最も正確な計算法となる。

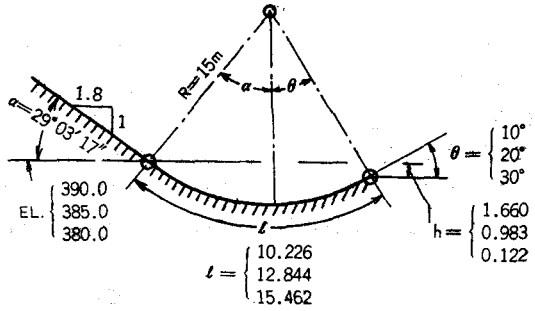


図-10 フリップ計算

$$x = v_0 \cos \theta \cdot t, \quad y = v_0 \sin \theta \cdot t - \frac{1}{2} g t^2 \quad \dots\dots\dots(8)$$

から時間 t を消去すればよい。河床上に原点を移すと

$$Z = Z_0 + d / \cos \theta + y = Z_0 + d / \cos \theta + v_0 \sin \theta \cdot t - \frac{1}{2} g t^2$$

$$t = x / v_0 \cos \theta$$

$$\therefore \left(Z - Z_0 - \frac{d}{\cos \theta} \right) = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} x - \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2 \theta}$$

$$g x^2 - 2 v_0^2 \sin \theta \cos \theta \cdot x + 2 \left(Z - Z_0 - \frac{d}{\cos \theta} \right) v_0^2 \cos^2 \theta = 0$$

$$\therefore x = \frac{1}{g} \left\{ \frac{v_0^2}{2} \sin 2\theta \right.$$

$$\left. + v_0 \cos \theta \sqrt{v_0^2 \sin^2 \theta - 2g \left(Z - Z_0 - \frac{d}{\cos \theta} \right)} \right\} \quad \dots\dots\dots(9)$$

から計算する、なおバケット内の損失水頭は、摩擦損失と曲り損失とを考慮し、曲り損失はフリップ角にかかわらず、バケット流入速度水頭の5%とする(水理公式集)

計算の結果、放出水の軌跡と構造の安定性から

フリップエッジ標高 = EL. 385.0m, フリップ角 $\theta = 20^\circ$, バケット半径 $R=15.0m$ を採用した。

(5) 側壁高の決定

水路の余裕高は、水深を d , 速度水頭を h_v として
常流部 $F_b = 0.07d + 0.552\sqrt{h_v}$

射流部 $F_b = 0.1v\sqrt{d}$ (水理計算図表 p.66)

地形、および他の構造物との関連を考え、表-4のよりに定めた。採用値は鉛直高に換算したものである。

3 水理模型実験による修正

(1) 実験の目的

原設計の水理計算は図-2の縦断面図および平面図に要約される。余水吐、放水路の上流部分は、右岸の原石山の切取跡に掘込む計画である。掘削量を節約するために余水吐下流の移行部は、中心角60°の扇形にした。さて設計全体からみて、次の諸点を調べる目的で模型実験をした。

- 1) 普通の越流余水吐に比し、移行部のしぼり方が急なので、縮流状態と、下流への影響を調べる。
 - 2) 取付水路下流の水平湾曲部は、遠心力による水面上昇があるから、設計側壁高が充分かどうかを調べる。
 - 3) 余水吐の流量と越流係数との関係を求め、設計に使った値が妥当かどうかを調べる。
 - 4) 余水吐、放水路の水面形に、水理計算で予測できない現象、または見落した事象があるかどうかを確認する。また、急流部下流の水バネ型減勢工については
 - 5) バケット内の損失係数を求める。
 - 6) 流量と落下地点の関係、飛沫の飛散状況を調べる。
- 以上から、実験的、技術的判断に基き具体的対策を提案するのが目的である。また、実験中にはからずも地元民多数の視察を受け、余水吐計画に対する安心感を与えることができたのは、意外な収穫であった。

(2) 原設計の模型実験結果

写真1は1/20模型で、実験および検討の結果を要約す

ると、次のとおりである。

1) 越流ゼキの流量係数。表-5のとおり、設計流量係数は安全側で、正当なものであったと考える。流量は直角三角ゼキに沼知式を適用して求めた。 $Q=48\text{m}^3/\text{s}$ の時、設計流量係数 $C_a=2.055$ 、測定流量係数 $C=2.139$ で、測定値が大きいのは、実験で定めた設計資料にはよくあることで、この場合のように軽度のおぼれ越流のときは流量係数が微妙に変る部分に該当し、設計資料として提供する場合には、どうしても安全側を採用するからである。

また、流量が少ない場合には、逆に実験値の方が小さいが、これは測定した越流水深の絶対値が小さいので、論議の対象にしない方がよい。

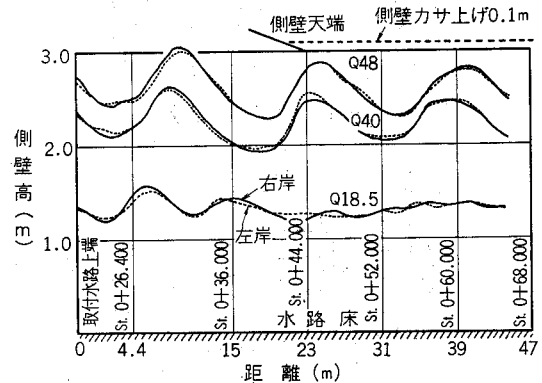


図-11 取付水路上流端付近の流量 Q と兩岸水面波形

表-5 模型越流ゼキの流量係数

原型流量 Q_p	設計流量係数 C_a	原形越流深 H_p	模型越流深 H	沼知式流量 Q'_p	測定流量係数 C
48.0 m^3/s	2.055	1.041m	1.022m	48,685 m^3/s	2.140
40.0	2.130	0.900	0.904	40,200	2.123
18.5	2.004	0.561	0.562	18,583	2.006
13.0	1.955	0.448	0.453	12,894	1.923
5.0	1.849	0.243	0.263	5,003	1.687

表-6 床勾配1/250水路の流速分布係数 α と限界勾配 I_c との関係

α	$Q\text{m}^3/\text{s}$	14.0	20.0	26.0	32.0	40.0	48.0
1.0	h_c m	1.043	1.323	1.575	1.809	2.100	2.371
	R_c m	0.679	0.812	0.900	0.972	1.050	1.114
	V_c m/s	3.196	3.599	3.930	4.212	4.535	4.820
	I_c	1/268.99	1/259.96	1/249.93	1/241.32	1/230.54	1/220.99
	$I=1/250$	射流	射流	常流	常流	常流	常流
1.1	h_c m	1.076	1.365	1.626	1.868	2.169	2.450
	R_c m	0.711	0.827	0.916	0.989	1.067	1.130
	V_c m/s	3.098	3.489	3.807	4.079	4.391	4.665
	I_c	1/294.01	1/283.54	1/272.74	1/263.11	1/251.26	1/240.48
	$I=1/250$	射流	射流	射流	射流	射流	常流

表-7 取付水路および急流工平均水面高測定値(原寸換算)

水路断面 STA	流量 Qm ³ /s	原設計値		測定値				設計側壁高	修正側壁高	備考
		水深 (m)	流速 (m/s)	平均水深 (m)	平均流速 (m/s)	右岸水深 (m)	左岸水深 (m)			
0+21.000	48 40	2.509 2.189	4.556 4.350	2.809 2.465	4.132 3.883	2.790 2.440	2.770 2.426	6.500		取付水路 始点
0+26.400	48 40	2.507 2.188	4.559 4.352	2.436 2.171	4.764 4.409	2.492 2.208	2.452 2.200	6.722		床勾配 1:250
0+36.000	48 40	2.505 2.188	4.563 4.353	2.624 2.173	4.423 4.405	2.614 2.186	2.652 2.194	4.692		
0+44.000	48 40	2.503 2.187	4.566 4.355	2.322 2.545	4.998 3.761	2.322 2.576	2.348 2.550	3.000	两岸 0+44.000 ↑ 3.100m ↓ 0+66.000	
0+52.000	48 40	2.501 2.186	4.570 4.357	2.675 2.106	4.339 4.545	2.688 2.116	2.712 2.114	3.000		
0+60.000	48 40	2.499 2.185	4.573 4.359	2.587 2.593	4.486 3.691	2.638 2.552	2.622 2.606	3.000		
0+68.000	48 40	2.495 2.184	4.581 4.361	2.455 2.063	4.727 4.640	2.476 2.052	2.506 2.088	3.000		
0+76.000	48 40	2.491 2.182	4.588 4.365	2.323 1.969	4.996 4.861	2.354 1.998	2.384 2.002	3.000		
0+84.000	48 40	2.487 2.180	4.595 4.369	2.320 1.984	5.002 4.824	2.334 1.994	2.378 1.982	3.000		
0+92.000	48 40	2.479 2.176	4.609 4.377	2.322 1.992	4.998 4.805	2.316 1.960	2.366 2.026	3.000		
1+0.000	48 40	2.472 2.172	4.624 4.384	2.327 1.989	4.987 4.812	2.382 2.012	2.330 1.994	3.000	右岸のみ 1+4.000 ↑ 3.300m ↓ 1+27.562	水平湾曲 始点
1+8.000	48 40	2.464 2.168	4.639 4.392	2.440 2.071	4.756 4.622	2.602 2.216	2.286 1.916	3.000		中心半径 R=30m
1+16.000	48 40	2.448 2.160	4.668 4.408	2.476 2.148	4.687 4.456	2.790 2.458	2.220 1.894	3.000		
1+23.562	48 40	2.432 2.145	4.698 4.440	2.343 2.101	4.953 4.556	2.582 2.394	2.140 1.978	3.000		水平湾曲 終点
1+31.562	48 40	2.370 2.098	4.822 4.539	1.989 1.779	5.835 5.380	1.940 1.900	2.064 1.764	3.000		急流部 始点
1+38.562	48 40	— 1.012	— 9.411	1.204 1.036	9.639 9.239	1.456 1.084	1.080 0.974	(2.860) 2.500		床勾配 1:1.8
1+45.562	48 40	— 0.732	— 13.011	0.917 0.780	12.656 12.271	0.884 0.870	0.962 0.884	(2.200) 1.923		
1+52.562	48 40	— 0.610	— 15.613	0.795 0.684	14.598 13.993	0.760 0.628	0.978 0.830	(2.200) 1.923		
1+59.499	48 40	— 0.539	— 17.669	0.721 0.611	16.097 15.665	0.604 0.494	0.870 0.692	(2.200) 1.923		急流部 終点
1+71.864	48 40	— 0.548	— 17.367	0.793 0.679	14.635 14.096	0.936 0.752	0.870 0.793	(2.000) 1.880		フリップ 先端

2) 越流ゼキから取付水路部までの水面形。写真-4の壁面上の黒い横線は、余水吐の側壁高を示している。写真のとおり、越流、縮流ともに無理のない流れであった

3) 取付水路部の水面形。写真-5は取付部上流端の流れで、縮流の影響で水路内に定状波形ができる。測定し

た模型寸法を原型に直すと、図-11のように波長は約15~16m、波高は Q_{40} 、 Q_{18} 共に大差なく約0.7mで、下流へ僅かながら減衰する。 Q_{40} のときは、波頭が側壁天端に近くなるので、両側共 st. 0+44.0~0+66.0m間の側壁高を0.1m設計より高くした。

取付水路部の床コウ配は全部1:250であるが、限界底コウ配に近い場合、流速分布係数のとり方で流況区分(常流か射流か)が変る。

限界水深の式は、流速分布係数 α を入れると

$$h_c = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / B^2}, v_c = \sqrt{gh_c / \alpha} \dots \dots \dots (10)$$

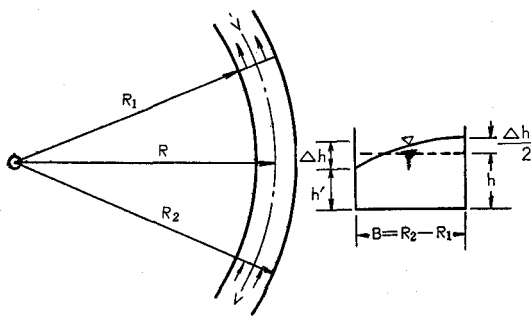
であるから、 $\alpha=1$ でない限り、前述の(4)式と違った値を与える。その結果表一六に示す計算比較のように、一定流量を限界流速で流すに必要な限界床コウ配 I_c が変ってくる。従って床コウ配が1:250に固定した以上、射流か常流かの流況区分も変る。この事は、水理計算の始点となる Control Point の位置が、常流ならば取付水路部の下流端に、射流ならば上流端に来るということを示し、水理計算上は大きな相違がある。

しかし、常流として設計した水路が実際に射流で流れる場合は、設計より浅い水深で流れることになるから、この理由だけで直線部の側壁高を増す必要はなく、事実表一七のように、側壁高の修正は、移行部の収縮に基く定常波に対する修正と、水平湾曲に基く水面上昇に対する修正を加えただけである。

4)取付水路水平湾曲部の水面上昇。取付水路内が常流になるように設計するのは、水平湾曲部の水面上昇と、その余波が急流部の反射波を小さくする為である。

表一六の結果から、 Q_{40} は射流、 Q_{48} は常流であるから、常流式と射流式で計算し、測定値(原寸換算)と比較した。計算に使った平均流速と平均水深は $st.1+16.0$ の測定値である。すなわち、 $v_{48}=4.687m/s$ 、 $h_{48}=2.476m$ 。

$v_{40}=4.456m/s$ 、 $h_{40}=2.148m^*$ 。 $R_1=27.9m$ 、 $R_2=32.1m$ 。



図一十二 水平湾曲部の水面上昇

計算式

常流式 $\Delta h = (v^2/g) \log_e(R_2/R_1)^*$ (11)

常流式 $\Delta h = F^2(x) / 2g \left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} \right)^*$ (12)

但し $\left(h' + \frac{F^2(x)}{2gR_1^2} \right) \log_e \left(\frac{R_2}{R_1} \right) - F^2(x) / 4g \left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} \right)$

* これらの値から流量を計算すると、流量調節誤差のため正確に $Q=48, 40m^3/s$ にはならない。

表一八 水平湾曲部の水面上昇、測定値は最高値

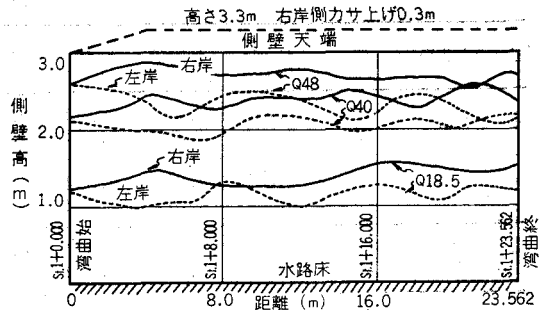
区 分	$Q=40m^3/s$		$Q=48m^3/s$	
	Δh	$h + \frac{1}{2}\Delta h$	Δh	$h + \frac{1}{2}\Delta h$
計算式 (11)	(0.331)	(2.314)	0.356	2.654
(12)			0.338	2.645
(13)	0.662	2.479	(0.711)	(2.832)
測定値	0.564	2.430	0.570	2.761

$$= \frac{Q}{F(x)}$$

射流近似式 $\Delta h = Bv^2g(R_1+R_2)^* \dots \dots \dots (13)$

なお、 R' は湾曲部内側水深で、表一八の()内は常流式を射流に、或は射流式を常流に適用したもので、全くの参考にすぎない。

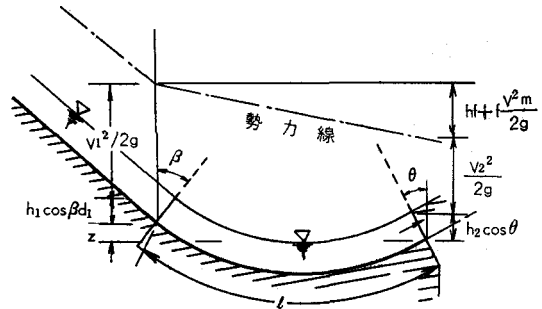
流量と左右岸水面高の関係を図一13に示した。これによって、右岸側壁高は0.3mだけ、設計より高くした。



図一十三 流量 Q と水平湾曲部兩岸の水面高

また、取付水路内の粗度係数を検査して、模型値 $n_m = 0.0081 \sim 0.0094$ 、平均0.0087を得た。これは $n_p = 0.015$ の場合の目標模型粗度係数0.0091に近い値と見てよいと思う。

5)急流部およびバケット部。急流部のコウ配が大きいため、加速力も大きく、水平湾曲部の水面上昇による反射波は、急流部まではあまり影響しなかった。



図一十四 バケット部の損失水頭

バケット内の損失係数 f の測定は、容易ではなかったが、原設計の採用値0.05に比して大きく、 $f_{40}=0.268$ 、

* 応用水理学上, p. 119

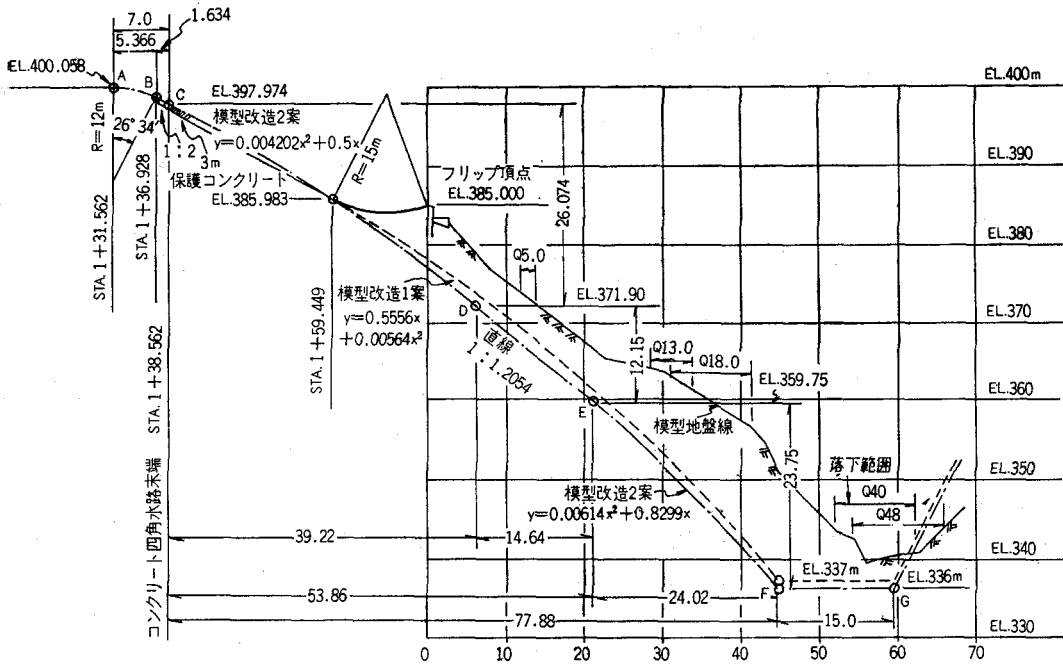


図-15 バケット放出水の落下位置および改造1案、改造2案

$f_{48} = 0.246$ であった。計算式は、図-14の記号を使って次式によった。

$$h_1 \cos \beta + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + Z - \frac{n^2 v_1^2 l}{2R_1^{4/3}} = h_2 \cos \theta + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \frac{n^2 v_2^2 l}{2R_2^{4/3}} + f \frac{v_m^2}{2g} \dots \dots \dots (14)$$

6) 放出水の落下位置および落水水の飛散状況。

図-15のように、フリップエッジ (st. 1+71.864, EL. 385.000m) を距離の基準として、模型地山に距離目盛を入れ、放出水の落下位置を目測で読み取った。また落下状況を8mmカメラに撮った。Q₄₀時の落下位置は設計通りであったが、多言を要するまでもなく、落下後の流れ、飛沫、流量変化による落下位置の移動から、水パネ型は、落下地点ならびに下流の破壊進行と、堤体ノリ尻への影響を考慮して改造案を考えた (写真-2, 3, 7参照)。

(3) 減勢工改造1案

1) 設計。現場地山が緻密な安山岩であること、急流部および落下点が堤体から充分離れていること、および洪水を放出する原流河川が急峻な渓谷で広い敷地がとれないことを考慮し、フリップ始点から下流は岩盤素掘りの急流工として図-15のように改造した。改造の要点を記すと

- a) 図-16のように、側ノリ1:0.5の台形漸拡断面にし、洪水を浅く広く流して流水抵抗を増し、減速して水褥長の短縮を計った。
- b) 掘削量減少のために、上流側へ片側拡幅をした。
- c) 水褥長は図-17のように流入端の急流工底幅12.6

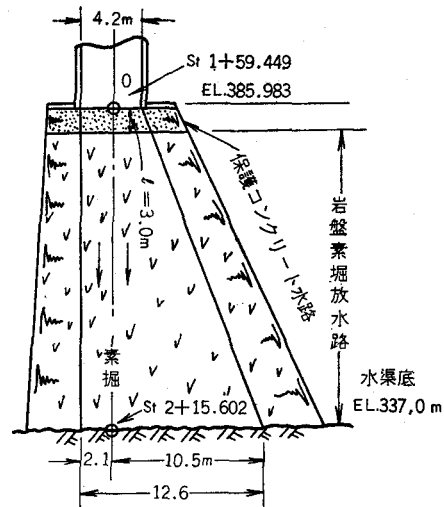


図-16 急流部放水路改造1案

mの中央で15mとし、対岸の山脚を僅か削る程度にした。水褥底高はEL. 337.0m (第2案はEL. 336.0m)にした。

d) 素掘放水路は上端 (EL. 385.983, st. 1+59.449) で急流部の接線コウ配 1:1.8 をもち、水落下点 (EL. 337.0m, st. 2+15.602) とを結ぶ次の曲線式で与えた。原点は上端、下向きに y をとると

$$y = 0.5556x + 0.00564x^2 \dots \dots \dots (15)$$

素掘台形水路の側面コウ配 m は、水路底に直角に 1:0.5 である。水路床平均縦断コウ配 $S = 1.1464$ であるから、鉛直に対する側面コウ配は $m' = m / \sqrt{1+S^2} \approx 0.34$

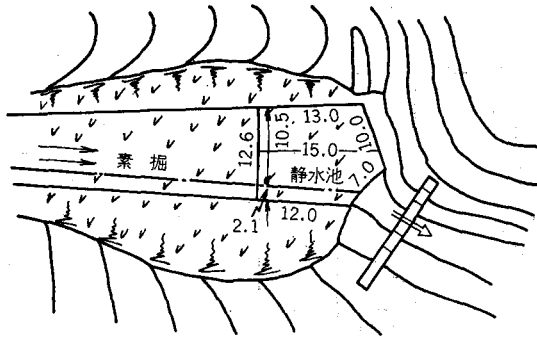


図-17 静水池およびセキ見取図

になる。

e) 素掘放水路の粗度係数 $n=0.035\sim 0.045$, 平均 0.04 と推定し, 模型粗度は $0.0212\sim 0.0273$; 平均 0.025 程度とした。粗度が大きいので, 素掘部の水理計算は行わず, 水礫水深は実験的に定めた。異常洪水時水深 7.95 m では水面振動が少し大きい。 9.5 m ならば許容範囲とみて採用できる。静水池出口の越流セキ諸元を図-18のように定めた。

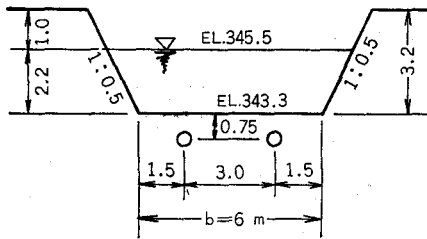


図-18 静水池出口の越流セキ

$$Q = C(bh^{1.5} + 2mh^{2.5}) = 1.8(6 \times 2.2^{1.5} + 2 \times 0.5 \times 2.2^{2.5}) = 48.163 \text{ m}^3/\text{s}$$

洪水終了時の静水池水面を下げるため $\phi=500\text{ mm}$ 排水管 2 本を別に挿入した。静水池水面形を図-19に示す。

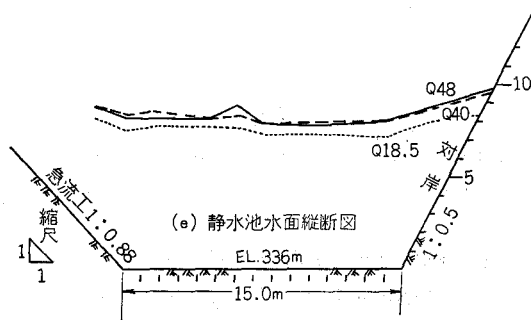


図-19 素掘急流工の静水池内水面形

2) 実験結果と検討。写真-8は改造1案異常洪水時の流況で, 泡立ちが地山塗料のためと思われる。写真9は100年確率洪水の1.2倍 $Q_{18.5}$ 時の静水池, 出口のセキは Q_{18} のときは堤体側の等高線 (EL.345.0m) がほぼ平均

水面となる。

改良1案には, 次の点に改良の余地がある。

a) 取付水路下流端から素掘水路上流端までに約 14 m の落差があり, 表-7から Q_{18} では, $v_{48} = 16.1\text{ m/s}$, Q_{40} では $v_{40} = 15.6\text{ m/s}$ の高流速である。従って急流工の下流向慣性が大きく, 図-16の片側漸拡の場合, 左岸上部約 20 m 区間の水面が低下する。これを均一化するには, 素掘上流端をできるだけ高くして, 流入水の慣性を小さくする必要がある。

b) 素掘急流工内では殆んど流速が増加していない。減勢効果は大きい。

c) 素掘急流工内水深は, Q_{18} , Q_{40} 共に床面に直角に最大約 1 m であった (横断水面形は省略する)。

(4) 減勢工改造2案

1) 設計方針

改造1案の実験で問題点が明確になったので, 次のように設計変更をしたが, 水理実験はしなかった。

a) 図-15のA-B間の落差を小さくするため, 鉛直湾曲半径を 10 m から 12 m に変えた。

b) B-C間の床コウ配を $1:1.8$ から $1:2$ にした。以上でA-C間の落差は 2.004 m に縮小され, 改造1案の約 $1/7$ 弱になった。

c) C断面から下流は素掘台形断面にする。但し改造1案同様上端 3 m の区間は, 保護コンクリート (平均厚さ 0.4 m 程度) を打つ。保護コンクリートは配筋し, アンカーボルトを入れて固定する。

d) 図-15のCDEF断面はすべて, 左右兩岸の岩盤掘込み深さを 1 m 以上とし, かつ互に接線となるように底面の縦断曲線を定めた。yは曲線始点からの下向鉛直距離で, 曲線式は

C D間曲線, 落差 26.074 m , 距離 39.22 m

$$\text{式 } y = 0.004202x^2 + 0.5x$$

D E間直線, 落差 12.15 m , 距離 14.64 m

$$\text{式 } y = 1.205x$$

E F間曲線, 落差 23.75 m , 距離 24.2 m

$$\text{式 } y = 0.00614x^2 + 0.8299x$$

保護コンクリート上流端のC点は, 1案より2案の方が標高で 12.974 m も高く, 表-7のst.1+38.562の $v_{48} = 9.6\text{ m/s}$, $v_{40} = 9.2\text{ m/s}$ より更に小さくなる。この事から (i) 素掘水路内で発生する空洞破壊力 (流速の自乗に比例) が著しく弱くなり, 保護コンクリートの耐久性も増大する。

(ii) 流入水の慣性が小さいために, 素掘水路の左岸漸拡に順応し易く, 水脈の片寄りが少なくてすむ。

(iii) 素掘水路が長くなるため, 全体としての減勢効果が大きく, 急流各部断面の流速が小さいだけでなく, 静水池の水面振動も小さくなる。

2) 施工上の注意。

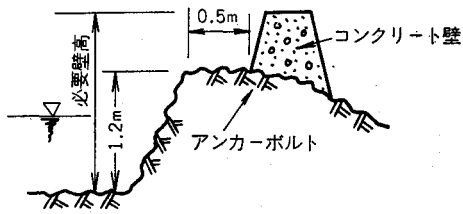


図-20 素掘水路コンクリート壁高

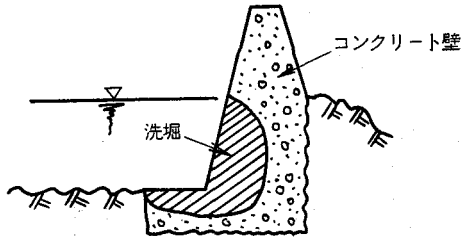


図-21 素掘水路コンクリート側壁 (不可)

a) 図-20のように通水断面に余裕を取った高さ1.2mは必ず掘込みにし、単に飛沫除けのコンクリート壁は0.5m程度控えて打ち、岩盤にアンカーボルトを入れて止めておく必要がある。図-21のように側壁底を水路底に合せて打つと、流水のため軟かいコンクリートの足が洗掘される。これは実際に被災例がある。

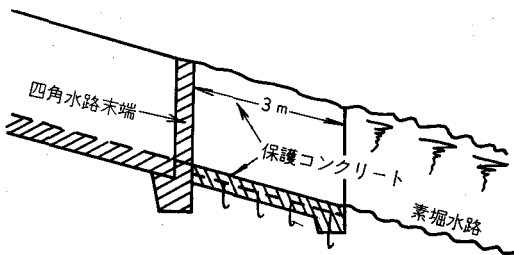


図-22 素掘水路上流端付近

b) 素掘台形断面上流端の保護コンクリートは、度々検査して、或程度洗掘を認めたときは、速かに補修する。

c) 四角形水路下流端は、図-22のように岩盤内に約1m程度掘込んで、素掘部の渦流による破壊が上流に進まぬようにすべきである。また保護コンクリート下流約2m程度は、岩盤の表面切均しを入念にしておく必要がある。

d) 静水池底高は諸種の理由を総合して、EL. 336.0mとする。この時静水池水深は $Q_{4.9}$ のとき9.5mになる。

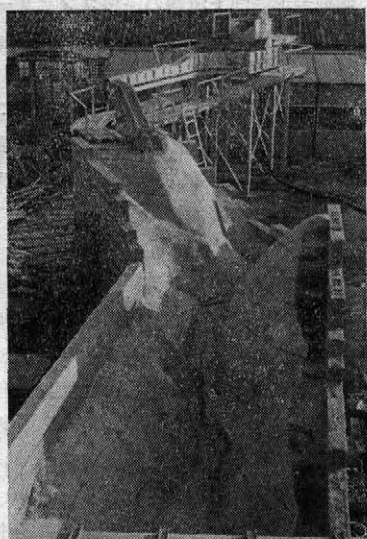
e) 静水池出口のセキの流量係数 $C=1.8$ を採用したが、これは流出水の乱れと、セキの欠口の形、実験結果から妥当なものとする。この場合 C の値を大きくするために特別な考慮をばらしても意味がない。防災ダム程度の欠口に設計すれば充分である。

f) 静水池出口セキの下流銚子滝の直上流に別の防災ダムが予定されている。両者の間をコンクリート水路で連結される予定になっているが、その間に落石収容能力を与えることが望ましい。

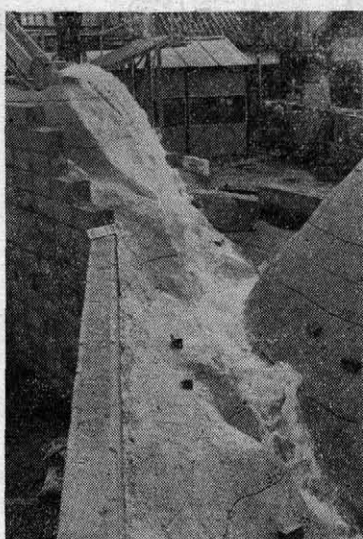
結 語

本実験については、愛媛県耕地課 檜垣潤一郎課長、八塚喜蔵、藤沢敬三の両技師には、数回の立会実験および検討に際し、適切な助言と配慮を賜り、深く感謝の意を表したい。

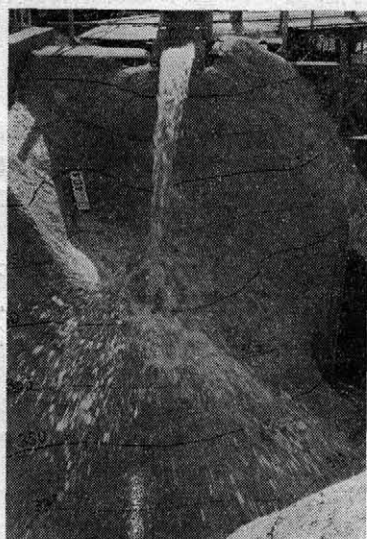
また、実験の遂行に当り、愛媛大学農学部助手大場和彦氏および農業工学科4回生桑原憲雄、山本教重、瀬々和年、上野薫、4君の長期にわたる終始一貫した御助力に対し、厚く御礼申し上げる。



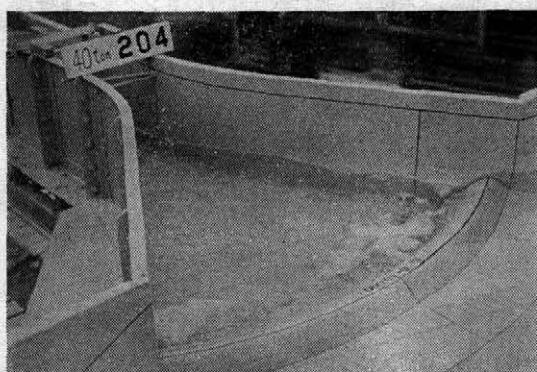
写真一 1 仕上った実験模型



写真一 2 異常洪水 48.t/s



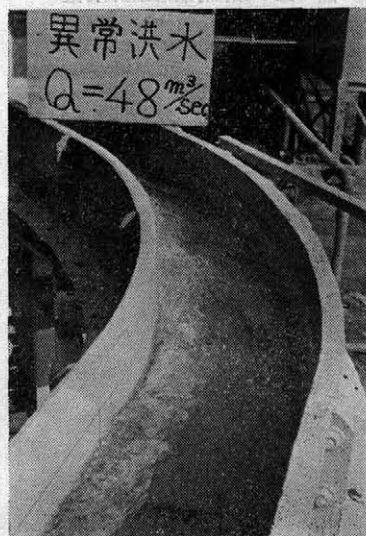
写真一 3 確率20年洪水 13.t/s



写真一 4 設計洪水 40.t/s 余水吐, 移行部



写真一 5 取付水路上流端, 48.t/s



写真一 6 取付水路水平湾曲部, 48.t/s



写真-7 原設計バケット周辺, 48.t/s

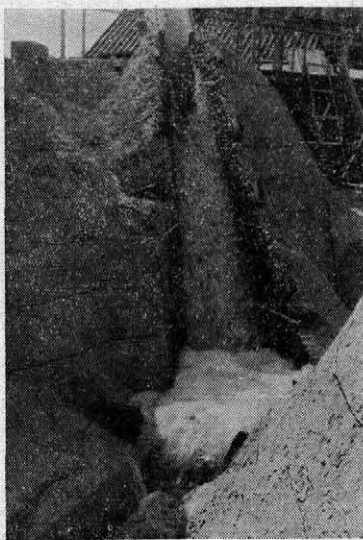


写真-8 静水池48.t/s, 泡は塗料が影響



写真-9 静水池出口ゼキと堤体ノリ尻, 18.5t/s

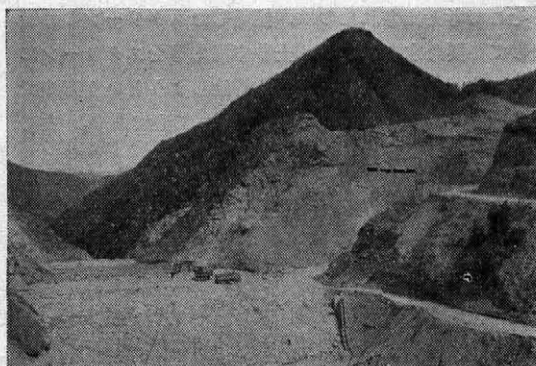


写真-10 下は築堤, 上は越流ゼキ施工中



写真-11 余水吐築造前の現地, 破線は計画



写真-12 工事中の余水吐急流部

溪流取水工の水理設計について

川合 亨* 加藤 敬**

目 次

I 溪流取水工とその目的.....(50)	IV 水理設計上の注意点.....(54)
II 基本的な水理実験と結果の予測.....(50)	V あとがき.....(56)
III 実験の結果.....(50)	

I 溪流取水工とその目的

これは山間の溪流地点における取水方法を対象としている。このような地点は一般に地形が急峻であり、平水時の流量が小さく、洪水時の流量は急激に増水し、急激に減水する。このような条件のもとでは、取水の管理が非常に困難である。

そこで考え出されたのは、傾斜したスクリーンの目を通して必要な水を取水し、土砂や流木等をスクリーンによって防ぎ、かつこれをうまく排除しようという方法である〔図-4〕。これは大変興味深い工法であり、古くからヨーロッパの国々¹⁾で利用されている。また我が国でも2~3この例がある²⁾。

このような取水工法は、人間や家畜の飲料水、牧草地

や果樹園等の肥料や農薬等の稀釈水および貯水池における他流域からの導水のために利用されている。とくに貯水池による水利用の場合は、任意の洪水流量まで対象とするので、その規模はかなり大きくなる。最近では直接かんがい用水のために利用する場合も考えられてきている。

この報文では基本的な実験結果とも合せて、水理設計の要点を述べてみたいと思う。

II 基本的な水理実験と結果の予測

実験においては杖川頭首工の約1/2のモデルを想定し、スクリーンのこう配を $\theta=0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$ および 30° に変化させた(過去の例では最大 22° 位まで)。

模型の寸法は幅50cm、スクリーンのbarの外径 $\phi=5$

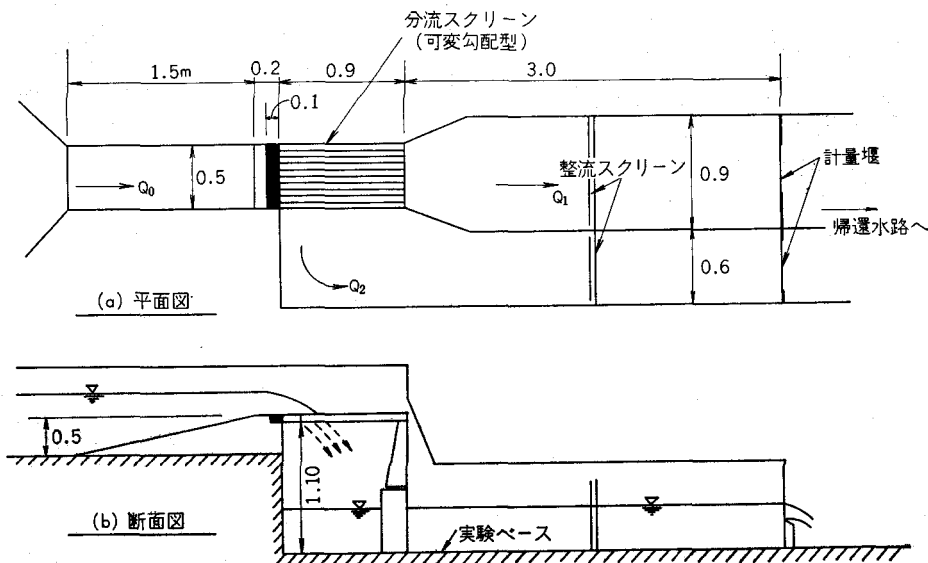


図-1 溪流取水工基本実験装置一般図

* 農業土木試験場水理部

** //

cm, 長さ1.0m, スクリーンのbarとbarの隙間は1.8cmとした(図-1, 2)。

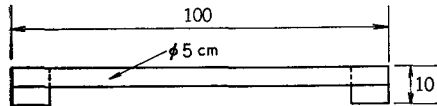
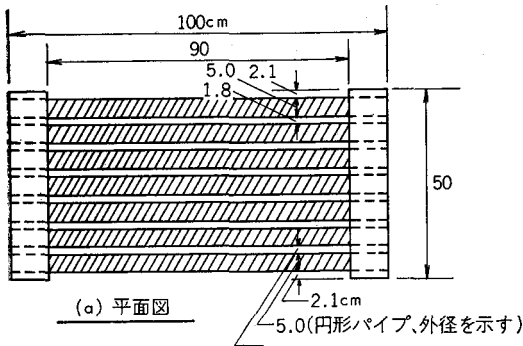


図-2 溪流取水, スクリーン構造図

実験流量は10 l/s から100 l/s までの範囲で5ケースを与えた。ところで、実験を行うにあたっての予測としては、第一にスクリーンのこう配が大きくなるまで、流量を一定とした場合、これを全量取水するに要するスクリーンの長さが大きくなるのではなからうか？ 第二に流砂はスクリーンのこう配を大きくすることにより、容易にダムの下流へ飛ばすことが可能となるのではなからうか？等が考えられた。

III 実験結果

1 流況 (図 3-1~3-10)

流量の大小や、スクリーンのこう配によって流況に変化があらわれるが、巨視的な見方をすれば大部分の流量は、ナップ形をなして隙間から落下し、その他は bar の下を伝わって落下する一種のウォーターカーテンのような流れがみられる。しかし、ウォーターカーテンによる量は全体の数パーセントである。また、スクリーンが水平の場合には、流量の増大とともにナップの厚みが増大する。しかし、スクリーンの傾斜が大きくなると流量が

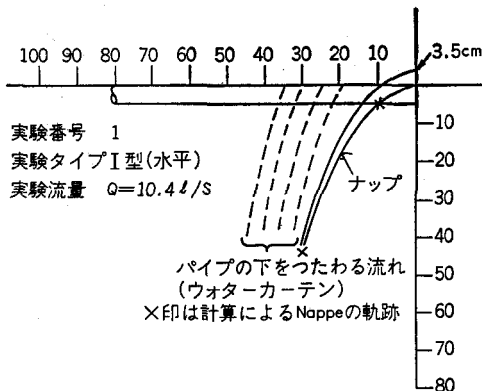


図 3-1 流況スケッチ図

実験番号 2
実験タイプ I 型(水平)
実験流量 $Q=25.6 \text{ l/sec}$

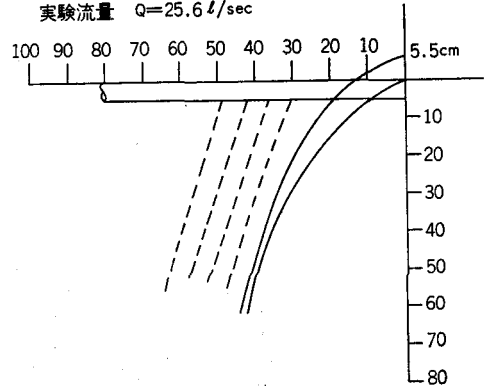


図 3-2 流況スケッチ図

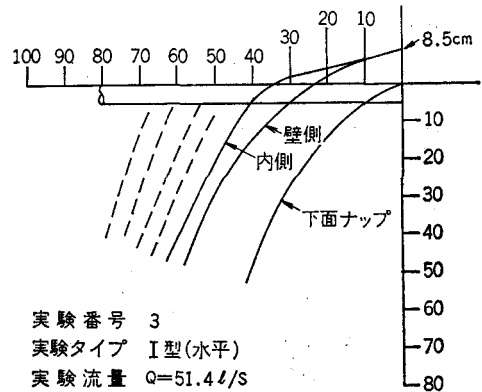


図 3-3 流況スケッチ図

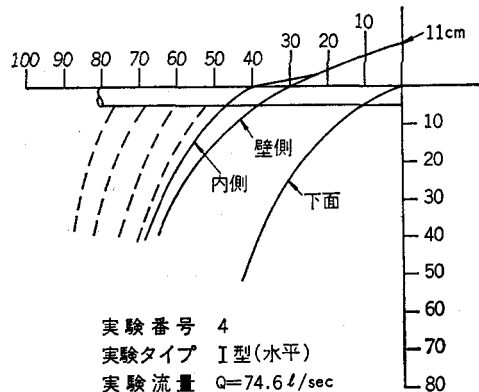


図 3-4 流況スケッチ図

増大してもナップの厚みは水平の場合ほど大きくはならない。この原因は、ナップがスクリーンに到達したとき可成り大きな速度になるためと、水平スクリーンの場合より鉛直速度が大きくなるためと考えられる。

2 砂礫の通過状況

粒子の最小径がスクリーンの隙間より、小さい場合に

実験番号 5
 実験タイプ I型(水平)
 実験流量 $Q=100.9 \text{ l/s}$

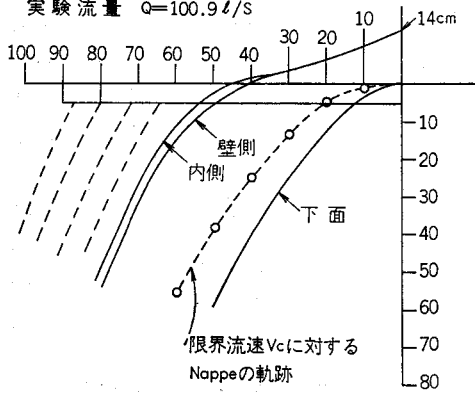


図 3-5 流況スケッチ図

実験番号 18
 実験タイプ IV型($\theta=30^\circ$)
 実験流量 $Q=50.3 \text{ l/s}$

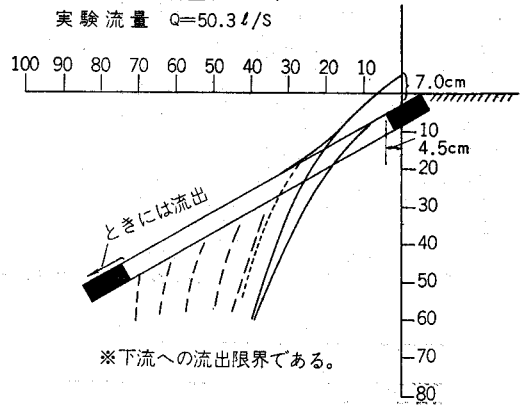


図 3-8 流況スケッチ図

実験番号 16
 実験タイプ IV型($\theta=30^\circ$)
 実験流量 $Q=10.6 \text{ l/s}$

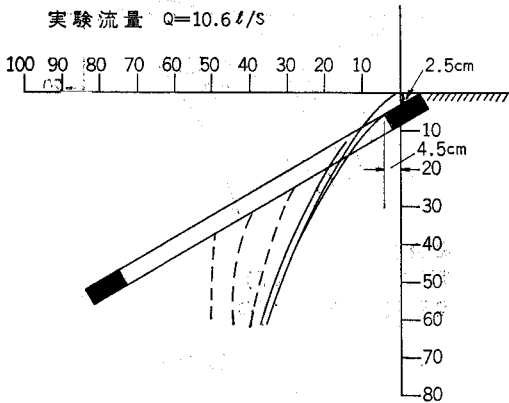


図 3-6 流況スケッチ図

実験番号 19
 実験タイプ IV型($\theta=30^\circ$)
 実験流量 $Q=75.2 \text{ l/s}$

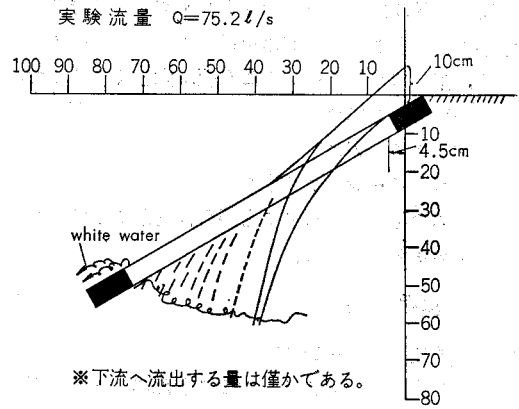


図 3-9 流況スケッチ図

実験番号 17
 実験タイプ IV型($\theta=30^\circ$)
 実験流量 $Q=25.3 \text{ l/s}$

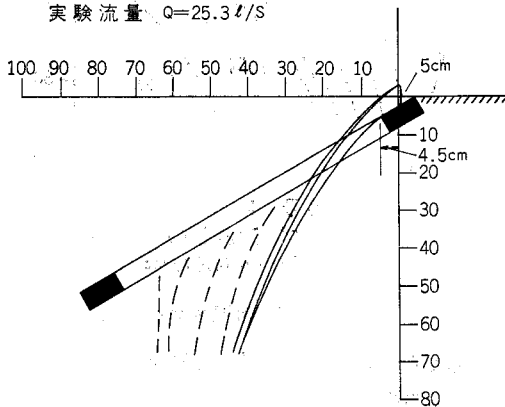


図 3-7 流況スケッチ図

実験番号 20
 実験タイプ IV型($\theta=30^\circ$)
 実験流量 $Q=100.5 \text{ l/s}$

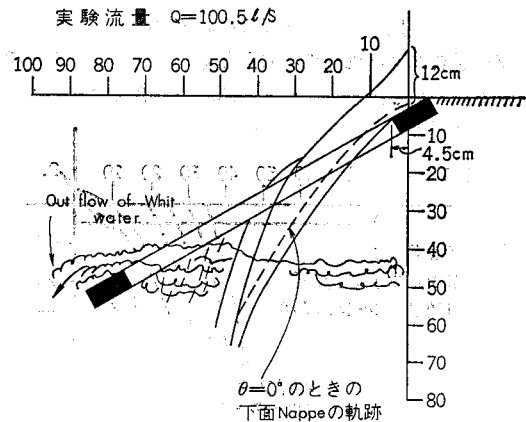


図 3-10 流況スケッチ図

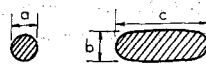
はほとんどスクリーンの間から落下することが確認された。粒子の最小寸法が隙間より大きくても、ヤジリ形を

したものは、スクリーンの間にはさまり目詰りの原因になることがわかった。

表一1 砂礫の流下テスト結果

Run No.	実験タイプ	流量 Q(m ³ /s)	砂礫形状(cm)			結果	備考
			a	b	c		
1	Ⅲ (θ=20°)	0.00996	3.0	1.5	6.5	流下	隙間1.8cmより小さい寸法があるため落下目詰りの原因となる。
2	"	"	3.0	2.5	4.0	停止	
3	"	"	2.5	1.6	3.0	流下	
4	Ⅲ (θ=20°)	0.10073	2.8	2.3	3.4	停止	スクリーン上を転動し、セキの下流へ流出
5	"	"	2.5	2.7	3.7	流出	
6	"	"	2.9	2.1	4.8	停止	
7	"	"	2.5	2.2	5.4	流出	
8	"	"	4.0	2.5	6.0	"	
9	"	"	3.8	3.6	5.0	"	
10	"	"	4.0	3.7	5.0	"	
11	"	"	8.0	4.5	8.5	"	
12	Ⅳ (θ=30°)	0.0106	d ≒ 1 cm のもの20ヶ			流下	
13	"	"	1.8	1.7	2.8	"	
14	"	"	1.9	1.5	2.8	"	
15	"	"	1.8	1.4	2.8	"	
16	"	"	3.0	2.1	3.3	停止	
17	"	"	3.0	2.3	4.3	流出	
18	Ⅳ (θ=30°)	0.0106	2.9	1.9	5.5	停止	大きな粒子は重力で転動する。
18'	"	"	8.0	4.5	8.5	流出	
19	Ⅳ (θ=30°)	0.0503	4.3	2.8	6.5	流出	d = 1.0, 2, 3 cm の径のものを、それぞれバケツ一杯の量を投入し、スクリーン上に停止したもののみを掲載した。最小寸法2.2, 2.3 cm のものはヤジリ形をしたものである。
20	"	"	5.3	4.5	7.0	"	
21	"	"	5.0	3.2	7.5	"	
22	Ⅳ (θ=30°)	0.1005	2.7	2.0	3.8	停止	
23	"	"	3.0	2.2	3.5	"	
24	"	"	2.3	2.3	4.5	"	
25	"	"	3.0	2.1	4.8	"	
26	"	"	2.5	2.0	4.8	"	
27	"	"	3.0	1.9	4.0	"	
28	"	"	2.6	1.9	4.5	"	
29	"	"	2.8	1.9	4.5	"	

※砂礫形状記号説明

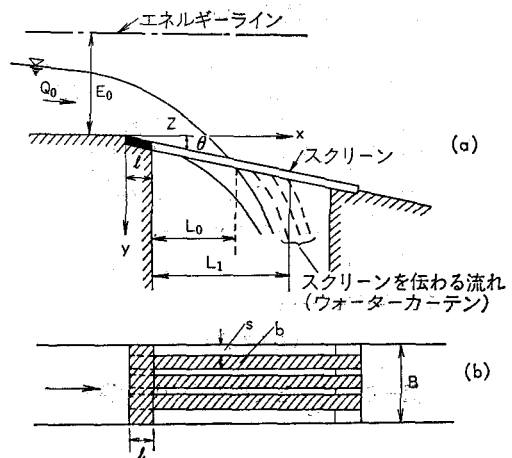


また、砂礫の形状にもよるが、スクリーンの隙間より大きな粒子の場合、スクリーンのこう配が θ=20° 程度では、流水の助けなしで下流へ流出することが出来ないようである。しかし、θ=30° になると大きな粒子は重力でスクリーン上を自然に転動し下流へ流出する(表一1)。

3 スクリーンの長さの計算

この渓流取水は、水理学的な現象から底部取水工に属する。この底部取水工の底面の形状には、縦格子型と円形孔口型があり、この報文では取水効率のよい縦格子型について検討したものである。

いま、従来の理論式³⁾を示せばつぎの通りである(図4)。



図一4 底部取水工の説明図

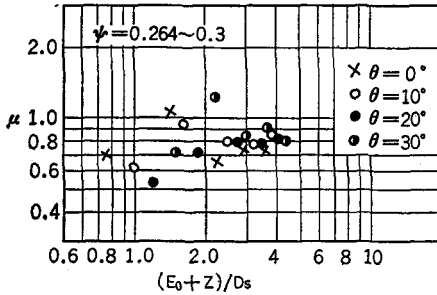


図-5 μ と $(E_0+Z)/D_s$ の関係

$$L_0 = \frac{Q_0}{\mu B \Psi \sqrt{2gE_0}} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 μ ：流量係数、 B ：水路幅、 Ψ ：開度(= $\Sigma S/B$)、 E_0 ：水路底より測ったエネルギー水頭、 Q_0 ：上流端での流量、 S ：スクリーンの隙間幅、 L_0 ：全流量を取水するに必要な取水工の長さである。

さて、スクリーンの bar の直径 b と隙間幅 S を加えたものを原単位と考えて $D_s = b + S$ とし、 $(E_0+Z)/D_s$ と μ の関係を調べたものは図-5 である。ここに、 $E_0 = 1.5h_c = 1.5(Q^2/gB^2)^{1/3}$ 、 Z はスクリーンに入る前の助走区間の落差である。このような整理の結果から得た μ を用いる場合には(1)式の E_0 のかわりに E_0+Z を用いて L_0 を求めねばならない。

この図によれば、流量の小さい場合には μ の値のパラッキが大きく、流量が大きくなると 0.7~0.9 の間に点化する。 μ の値を小さくすれば L_0 の値が大きくなることより、スクリーンの長さを計画する場合に、取水側からみれば、 μ を小さくとると安全側になる。従来の実験結果³⁾ では最大値で $\mu = 0.6$ 位であるが、この実験によれば 0.6 をとれば十分安全側に見積られるものと考えられる。しかし、スクリーンを伝わるウォーターカーテンのような流れまで取水するものとするれば、図-6 によってその割増しを考えねばならない。

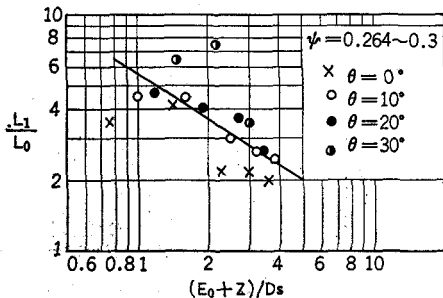


図-6 $\frac{L_1}{L_0}$ と $(E_0+Z)/D_s$ の関係

IV 水理設計上の注意点

1 スクリーンの構造上の問題

スクリーンの上流端は、各 bar を固定してスクリーンを形作るために、模型において10cmの区間を木材に埋込んだ。この埋込まれた部分はスクリーンの傾斜とともに傾くこととなる。すなわち、傾斜したスクリーン上の流れにおいては、スクリーンに入る前にスクリーンと同じ傾きをもった10cmの助走区間があることになる(図-4)。

実際上の施工においては、このような形が是非必要であろう。

また、スクリーンの下流端においては、図-4(a)にみられるように bar の下端が半分だけ(これは最大限であり、小さいほどよい)固定部に接するようにすべきである。これは bar の間を転動してきた砂礫が、下流へ流出しやすいことを狙いとしている。

2 河川流量と流砂の移動状況

取水計画においては、河川流量の時期的変動を把握すべきことは言うまでもないが、流量と流砂の移動現象についても大体の目安をうることは、設計上、管理上の面から必要である。河川こう配 I を既知とした場合に、粒子の移動限界時の水深 h は次式で与えられる。

$$h \geq U_{*c}^2 / gI \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 U_{*c} ：粒子の移動限界摩擦速度であって、岩垣の簡易公式から求める。 g ：重力の加速度である。

3 非常放水工の設置

これはスクリーンが損傷したときの補修を目的とするもので、頭首工固定堰の一部をこれにあてる。この放水工の能力は最小限、平水量全量を通水できるようにすることが必要であろう。これはまた、工事中の仮排水路ともなる。

4 取水流量の制御方式

スクリーンを落下した流量が取水溝を通り、幹線トンネルに流入するのが一般的なパターンである。この幹線トンネルの入口にゲートを設置し、ここを通過する流れの状態を水理的にオリフィスとすれば、過大な流入を可成りおさえることが可能である(図-7)。

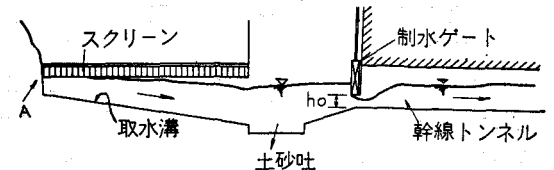


図-7 取水量の制御方法

すなわち、図-7 に示すように計画流量取水のときの取水溝内の水面形について、これの最上流端の水位(A点)をスクリーンの下流端と一致させるべく制水ゲートの開度 h_0 を決定する。

また、この水面形をあらかじめ計算(側水路型余水吐

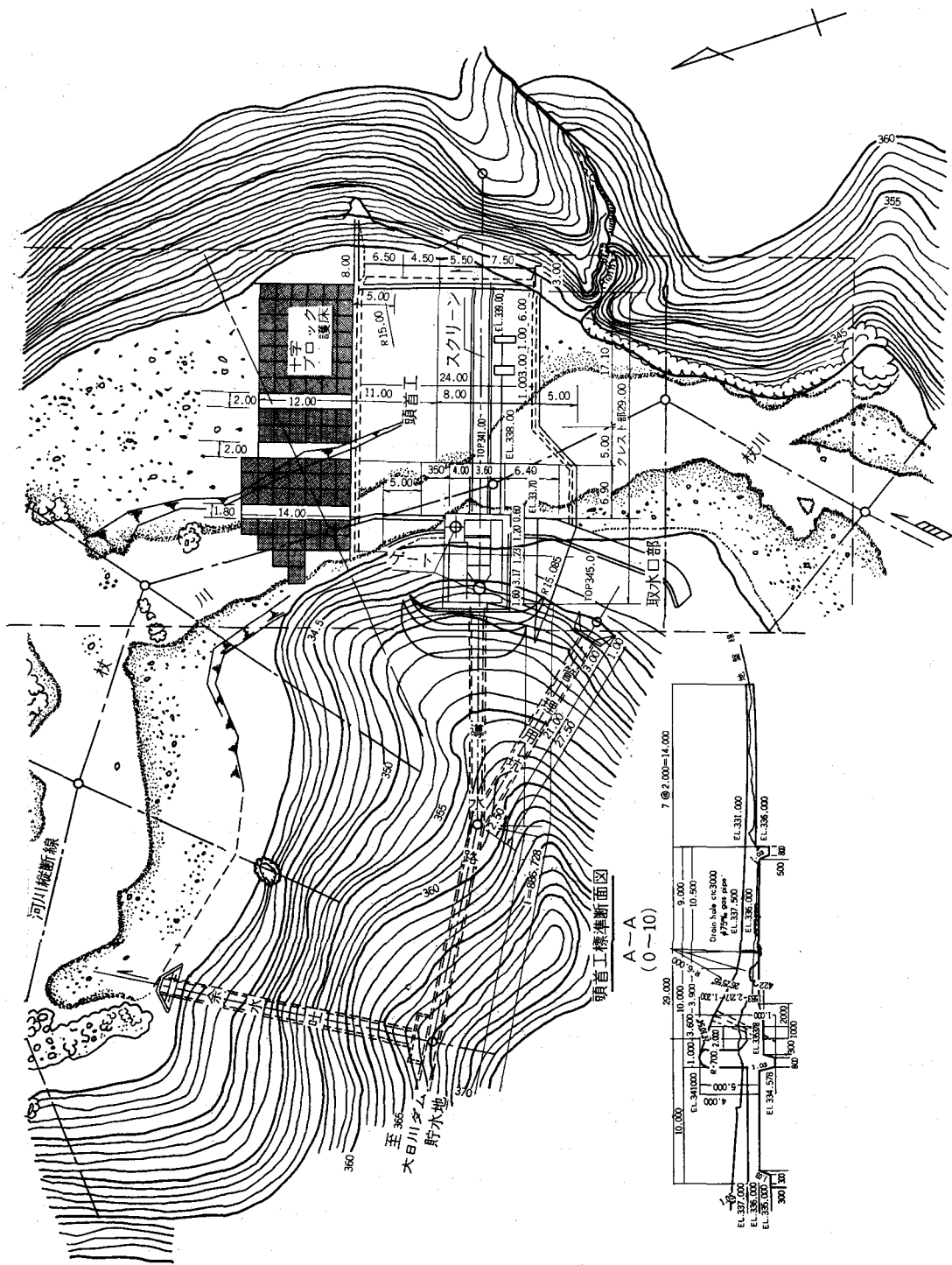


図-9 杖川頭首工一般平面図

の水面追跡と同様な方法)によって求めておけば、制水ゲートの開度に対するトンネル内の水面形(跳水現象となる)も計算ができ、トンネル内の非常余水吐の位置の決定にも役立つ。

5 トンネル内の非常余水吐の位置

この取水施設が山間僻地で、十分な管理ができないときは、制水ゲートの開度が殆んど固定化されることとなる。

このような管理状態において洪水が発生した場合に、前項(第4項)の設計がなされていたとしても、トンネ

ル内に計画流量以上の流入が生ずる場合がある。この計画流量以上の量を余水するためには非常余水吐が必要となる。一般的には横越流型が考えられている。しかし、制水ゲート付近の水深が漸増（跳水現象）傾向のところでは、水面が十分安定していないので適当ではない。計算によって十分検討し、必要に応じて実験を行うことが望ましい。

6 取水溝内の掃砂の問題

スクリーンの隙間より落下した最大粒子が移動できるよう十分なる掃流力を与えねばならない。この条件に大きな影響力を与えるのは、取水溝のこう配と土砂吐ゲートの通水能力である。少なくともスクリーンを落下した平水量が、限界流状態で土砂吐を流去することが望ましい。

いま参考までに杖川頭首工の例を記せば、つぎの通りである。スクリーンの隙間4cm、取水溝のこう配 $1/11.6$ 、内幅2.0m、底幅1.0m（50cmのハンチをもつ舟底形）に流量 $2.0\text{m}^3/\text{s}$ （延長24.0mについて）を流去したときに十分な掃砂能力をもっていた²⁾。

7 土砂吐部分の構造

排砂の点からは、取水溝の末端部に段落を設けた方がよい。すなわち、一段下ったところが土砂吐の入口となる（図-8）。

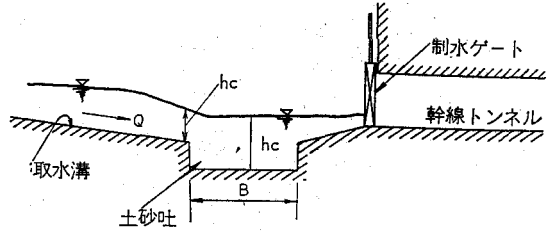


図-8 排砂時の水面形

また、土砂吐入口の水面は、取水溝末端の限界水深より高くしないことが望ましい。

8 溪流取水工参考図

参考資料として杖川頭首工の一般構造図を図-9、図-10図に示した。

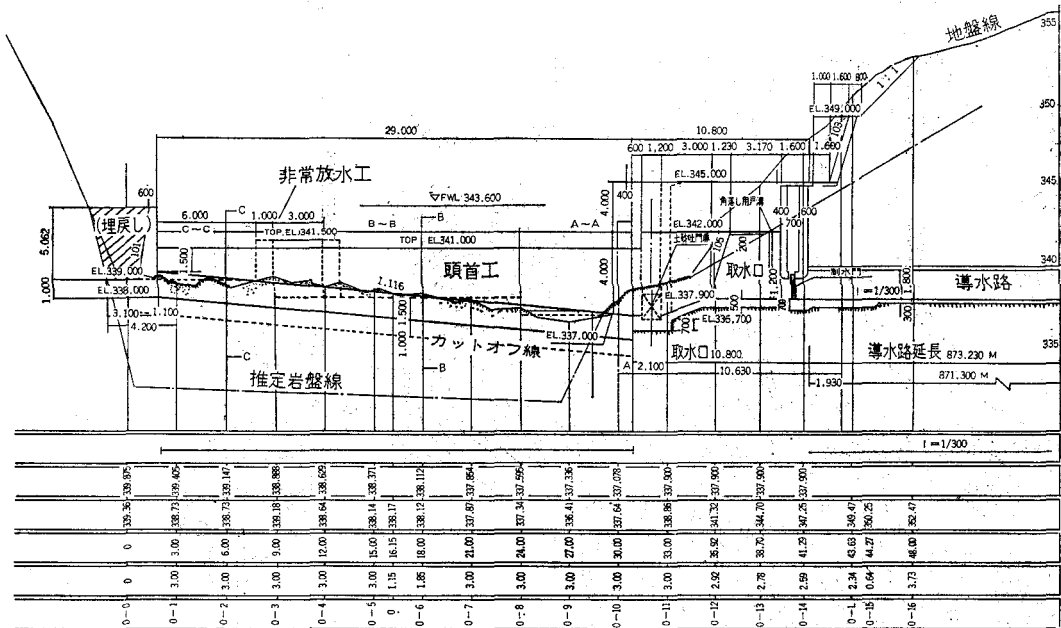


図-10 杖川頭首工縦断図

9 あとがき

この報文で取扱った溪流取水工は、形としてはオーソドックスなものであるが、比較的規模の大きい部類に属する。したがって、規模の小さい溪流の場合には、適宜省略した取水構造を考えられたい。

スクリーンの開度 ϕ は0.25~0.3の範囲が一応、実用的な目安であるので、開度の変化による研究的な追求は行わなかった。

実験によるスケッチ図は、実際の流れの様子を理解するうえで、いささかなりとも参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 川合亨, 岩崎和己: (1969) 溪流における取水施設水路, 10巻3号, p. p59-66.
- 2) 北陸農政局: (1969) 手取川農業水利事業工事誌, p. p323-358
- 3) 土木学会: 水理公式集, 昭和46年改訂版, p. p272~

線形化法による管網計算

福間 順* 鳥井清司** 三浦新悟郎*** 服部真治*** 神谷利弘***

目 次

まえがき.....(57)	4. ニュートン・ラプソン法を用いた解法.....(60)
1. 管網の解析.....(57)	5. 応用例および解法の比較.....(61)
2. ハーディ・クロス法.....(58)	6. むすび.....(64)
3. 線形化による方法.....(59)	

まえがき

本管から、取水口に至るまで、種々の大きさのパイプが、網状に組合わされてできあがっている配水システムを管網あるいは管路網 (hydraulic network) という。

近時、農業土木事業においても、水の効率的配分を意図して、管網を組んで、用水の配水システムを構成立案することが多くなっている。管網における流量配分の解析は、以前はかなり煩雑であったが、最近電子計算機の出現によって面倒な繰返し計算も、素早く収束解へ導くことが可能となり、この方面の解析についても、かなり注目を集めるようになって来た。加えて、これらの解析を行うことは経済性という面からも、設計面からも、重要な意味を持っている。

この問題は、つぎのような基本原則に基づいて解くことができる。すなわち、管網における各節点(junction)において、流量の連続性を満足し〔すなわち、節点へ流入して来る流量=流出して行く流量+その節点から管網の外へ取り出す流量(内へ送り込む流量、あるいは貯留量)],そして任意の閉じたループに対して、エネルギーの保存則が満たされていなければならないことである。

連続式から求められる方程式は、一次線形であるが、他方、閉じたループについて、成り立っているエネルギー保存則を表わす式は、一般に非線形である。それゆえに直接これらを連立させて解く方法は知られていない。

解法の大多数のものは、繰返し計算に属するもので、連続性を満すように、流量を仮定することから始めている。そして、これらの仮定量に対する補正量を、エネルギーの方程式を用いて計算し、より精度の高い解へと近づけて行くのである。そして許容誤差の範囲内で、連続性もエネルギーの保存則も、満されておれば、そのステ

ップでの数値をもって収束解とするのである。

このような管網解析に、まず最初に用いられ、今なお最も広く用いられているものの一つに、ハーディ・クロス法 (Hardy-Cross Method) がある。この方法は、最初に仮定した流量に対する誤差が、エネルギーの方程式を用いれば、ループに共通した補正流量で一次近似できるということを利用して流量の補正量を求めて行くものである。この方法を計算機で実行するのに都合よく改良したのが、ニュートン・ラプソン法 (Newton Raphson) である。両者とも流量の初期値を推定する必要があり、この推定値が、著しくかけはなれたものであれば、解の収束は必然的に遅くなり、場合によっては、計算を繰返しても、収束をしなかったり、解を見出し得ないといった状況に陥ることもある。

管網の解析には、この他にも、直接電氣的に近似する方法、アナログ計算機による方法等いろいろあるが、ここでは、上述のハーディ・クロス法、ニュートンラプソン法と、最近 Don. J. Wood らによって提案された線形化による方法について述べ、そのあとで一つの応用例について解法の比較検討を行なう。

1 管網の解析

N本のパイプで構成されている管網では、それぞれのパイプを流れる流量が未知数となるから、 N 個の方程式が必要である。ここでJ個のパイプの節点があるとすれば、各節点において連続式が成り立つが、そのうちの一つは、他の $(J-1)$ 個のうち一つと等価であるために連続の式が成り立つのは $(J-1)$ 個であり、さらにL個の独立したループが見出されれば、 N, J, L の間には、つぎの関係式が成り立つ。

$$N = J + L - 1 \quad (1-1)$$

これはどんなタイプの管網に対しても成り立つ等式である。さらに各節点では、

$$(Q_{in})_j = (Q_{out})_j, \quad (j=1, \dots, J-1) \quad (1-2)$$

* 京都大学農学部助教授

** // 助手

*** 愛知県農地部

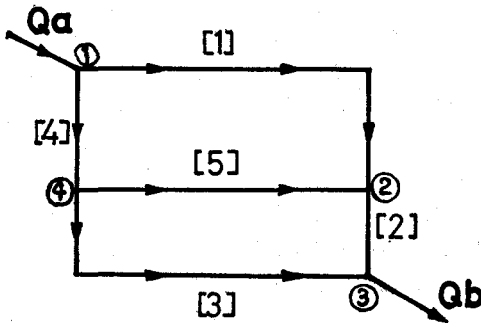
が成り立つ。ここに Q_{in} は節点 j に流入する流量であり、 Q_{out} は、節点 j から流出する流量である。また L 個のループに関しては、それぞれについて次のような非線形のエネルギー方程式が成り立つ。

$$(\sum h_i)_l = 0, \quad (l=1, \dots, L) \quad (1-3)$$

ここに、 h_i は、ループ l を構成しているパイプ i における損失水頭を示し、流量 Q の関数である。パイプにおける損失水頭は、次のような関係式によって表現できる

$$h_i = k_i \cdot Q_i^a \quad (1-4)$$

ここに、 k_i はパイプ定数で、普通は、パイプの長さ、管径、材質等に依存するものであり、 a は実験的に得られる、ベキ定数で、普通 1.8~2.0 の範囲にあるものである。(1-2)、(1-3)、(1-4) の各式から、各パイプを通過する流量 Q_i で表わされた N 個の連立方程式が得られる。



○ Junction Number
 [] Pipe Number

Fig. 1 Hydraulic Network for Example 1

たとえば、Fig. 1 に示すような簡単な管網例について連立方程式を組み立てれば、以下のようになる。

(1-2) から導かれるもの

$$Q_1 + Q_4 = Q_a$$

$$Q_1 + Q_5 - Q_2 = 0$$

$$Q_2 + Q_3 = Q_b$$

(1-3) および (1-4) から導かれるもの

$$k_1 Q_1^a - k_2 Q_2^a - k_4 Q_4^a = 0$$

$$k_2 Q_2^a - k_3 Q_3^a + k_5 Q_5^a = 0$$

(1-5)

理論的には、上述の方程式は解くことができるが、非線形な方程式を含むために、直接これらの方程式を解く方法は、知られていない。

2 ハーティ・クロス法

これは、管網を構成するパイプ内の流量を (1-2) 式を満足するように、すなわち管路の交点における各管の流量の代数和が 0 となるように仮定する。その流量によって生ずる摩擦損失水頭の大きさを求め、一つのループ

についての代数和が 0 でなければならないという条件から、仮定流量を修正してゆくという計算法である。

一つの閉じたループにおいて、各パイプの抵抗による損失水頭の代数和をとれば、それは、そのループに沿って水を流させようとする力、すなわちループを一まわりした時の落差に等しく、これは仮定によって 0 でなければならない。管網中のすべての管路をいくつかのループに分け、右廻りを正、左廻りを負として計算する。

今、Fig. 1 に示すような管網について考えてみると、[1]→[5]→[4]と[2]→[3]→[5]の2つのループが想定できる。

各パイプにおける流向を仮定すれば、それぞれのループについて、次式が成り立つ

$$\sum h = \sum h' + \sum \Delta h = 0 \quad (2-1)$$

ただし h は、真の流量 Q によって起こる損失水頭、 h' は仮定流量 Q' によって起こる損失水頭、 Δh は、真の損失水頭と仮定による損失水頭との差である。したがって Δh を発生せしめる流量 ΔQ が求まれば、真の流量が求められる。 Q と h の関係は (1-4) 式に示しているが、ダルシー・ワイズバッハ (Darcy-Weisbach) の抵抗則に従えば、次のようになる。

$$h = f \cdot \frac{\ell}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = kQ^2$$

$$\text{ただし } k = f \cdot \frac{\ell}{D} \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{4}{\pi D^2} \right)^2 \quad (2-2)$$

ここに、 ℓ はパイプの長さ、 f は摩擦損失係数、 D は管径である。ここでは $a=2$ となるが、ヘーゼン・ウィリアム (Hazen-William) 公式を用いれば、 $a=1.852$ となる。

(2-2) 式の h および Q を近似値とその誤差で示し、 $(\Delta Q)^2$ は小さいものとして無視すれば、

$$h = h' + \Delta h = kQ^2 = k(Q' + \Delta Q)^2 = kQ'^2 + 2kQ'\Delta Q \quad (2-3)$$

ところで、 $h' = kQ'^2$ であるから各パイプについて

$$\Delta h = 2kQ'\Delta Q \quad (2-4)$$

これを各パイプについて集めると

$$\sum \Delta h = -\sum h' = 2\sum kQ'\Delta Q \quad (2-5)$$

ここで、 ΔQ は、一つのループに共通した修正量と見なせば、

$$\Delta Q = \frac{-\sum h'}{2\sum kQ'} \quad (2-6)$$

この ΔQ がループに共通した修正量である。Fig. 1 に示す管網例では、二つのループが存在するから、それぞれの修正量 ΔQ_1 、 ΔQ_2 が計算できる。ここで問題となるのは二つのループに共通するパイプ [5] での修正法である。単純に ΔQ_1 と ΔQ_2 を合せたものを修正量とすれば、節点における連続の式が成立しなくなるために注意を要する。すなわち最初に仮定した流れの方向、修正量として算出された ΔQ の符号を考慮しながら、なお節点における連続性を満たすようにしなければならず、この

点が、この方法が計算機のアルゴリズムに乗りにくい欠点となる。

いま、Fig. 1に示した管網の仕様を、TABLE-1に示すように規定した時の計算例を示す。

TABLE-1 Pipeline Data for Example-1

Pipe	L (m)	f	D (cm)	k	
1	1,800	0.018	60	34.5	$k = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{4}{\pi D^2} \right)^2$ $Q_a = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_b = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$
2	400	0.018	60	7.66	
3	1,400	0.018	60	26.8	
4	800	0.018	60	15.3	
5	1,000	0.020	40	161.5	

まず初期流量は、パイプ[1]と[2]に二分され、パイプ[5]で0.1m³/secが流れるものとすれば、初期流量はTABLE-2のinitial欄に示すように仮定できる。この仮定流量Q'に対する損失水頭h'を各ループについて、右廻りを正として求めてみる。

ループ1では

$$\begin{aligned} \Sigma h_L &= h'_1 - h'_5 - h'_4 = 5.27 \\ 2\Sigma kQ' &= 2(k_1Q'_1 + k_5Q'_5 + k_4Q'_4) = 92.14 \\ \text{補正流量 } \Delta Q_1 &= \frac{-\Sigma h}{2\Sigma kQ} = \frac{-5.27}{92.14} = -0.057 \end{aligned}$$

ループ2では

$$\begin{aligned} \Sigma h_L &= h'_2 - h'_3 - h'_5 = -1.33 \\ 2\Sigma kQ' &= 2(k_2Q'_2 + k_3Q'_3 + k_5Q'_5) = 69.92 \\ \text{補正流量 } \Delta Q_2 &= \frac{-\Sigma h}{2\Sigma kQ} = \frac{1.33}{69.92} = 0.019 \end{aligned}$$

この補正量は右廻り流量に対して補正される量であるから、それとは逆向の流量に対しては、この補正量を減じてやらねばならない。その結果をtrial 2の欄に示す。

この手順を5回繰返して、表にしたのがTABLE-2である。流量の平均値は0.5096で、試算4から試算5への収束量は0.0032で、ループをまわった時の誤差は、それぞれΣh₁ = -0.07826、Σh₂ = 0.1751である。

3 線形化による方法

連立方程式を非線形にしているのは、ループ方程式での各パイプにおける損失水頭を表わしている項である。これのべき乗部分を、次のように係数に組み込むことに

よって、線形の連立方程式として取扱うことができる。

$$h_{Li} = k_i Q_i^a = k_i Q_{i0}^{a-1} Q_i = k'_i Q'_i, \quad k'_i = k_i \cdot Q_{i0}^{a-1} \quad (3-1)$$

ここにQ_{i0}は、パイプにおける近似流量であり、Q_{i0}が真の流量Q_iを示すとき、この式は正しい損失水頭を表わすようになる。このように変形されたパイプ定数k'を導入すれば、ループ方程式は線形方程式として扱うことができる。その結果、管網に関するn個の連立した線形方程式が得られ、各パイプにおける流量を容易に求めることができる。しかしながら、k'の中に誤差を含んだ流量の近似値が用いられているために、得られた解は近似解である。再度、これを用いてk'を計算し、方程式を解けば、より正確な値が求まる。この手順を次々に繰返すことによって、解は一つの値に収束し、それが最終的な流量を示すことになる。一般的な管網計算では、各パイプにおける流量を、まず仮定する必要がある。解の収束度は、この仮定した初期値に大きく左右される。しかしここに提案している方法は、k'を(3-2)のようにおくだけで、初期流量は容易に、かなりの正確さでもって計算され、流量を仮定する必要はない。

$$k'_i = k_i \quad (3-2)$$

これはQ_{i0} = 1とおいたのと等価である。この方法によれば、確かに正しい解に収束して行くが、収束値のまわりで振動する傾向が認められる。それゆえ、連続した二つのステップにおける解を平均して、次の繰返し計算に用いれば収束度は著しく改善されることがわかった。

すなわち、

$$Q_{i0} = (Q_{i-1} + Q_{i-2})/2 \quad (3-3)$$

ここにQ_{i-1}は今回得られた流量の試算値であり、Q_{i-2}はその前のステップで得られた試算値である。この方法を連立方程式(1-5)に適用して、行列表示で書くと、

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 1 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ k_1 Q_1^{a-1} & 0 & 0 & -k_4 Q_4^{a-1} & -k_5 Q_5^{a-1} \\ 0 & k_2 Q_2^{a-1} & -k_3 Q_3^{a-1} & 0 & k_5 Q_5^{a-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Q_a \\ Q_b \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3-4)$$

となる。これにTABLE-1に示した条件を与えて計算する。まず初期流量は、(3-4)式の係数行列に含まれ

TABLE-2 Computational Discharge Using Hardy-Cross Method for Example 1 (m³/s)

Pipe	initial	trial 1	trial 2	trial 3	trial 4	trial 5	
1	0.6	0.5428	0.5566	0.5417	0.5448	0.5411	Ave. 0.5096
2	0.7	0.7190	0.6894	0.6950	0.6874	0.6890	norm. 0.0032
3	0.5	0.4810	0.5106	0.5044	0.5126	0.5110	Σh ₁ = -0.07826
4	0.6	0.6572	0.6434	0.6583	0.6552	0.6589	Σh ₂ = 0.1751
5	0.1	0.1762	0.1328	0.15386	0.1426	0.1479	

TABLE-3 Computational Discharge Using Linear Network Analysis for Example 1 (m³/s)

Pipe	initial	trial 1	trial 2	trial 3	trial 4	
1	0.5737	0.4878	0.5499	0.5413	0.5408	Ave. = 0.5092
2	0.6369	0.7650	0.6741	0.6862	0.6868	norm = 3.71 × 10 ⁻⁶
3	0.5631	0.4350	0.5259	0.5138	0.5132	Σh ₁ = 2.574 × 10 ⁻⁴
4	0.6263	0.7122	0.6501	0.6587	0.6592	Σh ₂ = -2.32 × 10 ⁻⁴
5	0.06323	0.2772	0.1242	0.1448	0.1460	

る Q_i を $Q_i = 1$ とおけば得られるのであるから、それを求める式は、

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 1 & 0 \\ 34.5 & 0 & 0 & -161.5 \\ 0 & 7.66 & -26.8 & 161.5 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.2 \\ 0 \\ 1.2 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

となり、これを解くと、 $Q_1=0.5737$, $Q_2=0.6369$, $Q_3=0.5631$, $Q_4=0.6263$, $Q_5=0.6323$ が得られる。これが初期流量の値であり、この値を用いて再度 (3-4) の係数行列を決めると次のようになる (ただし $a=2$ としている)。

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 19,793 & 0 & 0 & -9,582 & -10,212 \\ 0 & 4,879 & -15.09 & 0 & 10,212 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.2 \\ 0 \\ 1.2 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

この解は、 $Q_1=0.4878$, $Q_2=0.7650$, $Q_3=0.4350$, $Q_4=0.7122$, $Q_5=0.2772$ であり、(3-3) に従って、前回の解と平均すれば、 $Q_{10}=0.53075$, $Q_{20}=0.70095$, $Q_{30}=0.59905$, $Q_{40}=0.66925$, $Q_{50}=0.170215$ となる。これを再び (3-4) の係数行列を決めるのに用い、解を求めるという手順を繰返して、得られた結果を TABLE-3 に示す。

以上のように、この方法では、4~5回の繰返し計算によって、ほぼ一定の値に収束したことが理解できる。ここで、収束度合の判定基準について考えてみる。一般に、収束状況を知る指数として次の三つのうちのどれか一つが用いられている。

$$1 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |Q_i - Q_i'|, E2 = \left\{ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Q_i - Q_i')^2 \right\}^{1/2}$$

$$E3 = \max |Q_i - Q_i'|$$

ここに N は個数、 Q_i は今回得られた解、 Q_i' はこの前のステップで得られた解である。収束の判定には $E2$ を用いるのが一般的であり、これをノルム (norm) と呼んでいる。

この例では、trial 4 で、ノルムは解の平均値の 10^{-5} 以下にまで減少したことがわかる。

4 ニュートン・ラプソン法を用いた解法

N 本のパイプからなる管網では、 N 個の連立方程式が組み立てられることは、すでに述べた。この N 個の連立方程式を $F (=F_i, i=1, \dots, N)$ で表わせば、これは N 個の未知ベクトル $Q (=Q_i, i=1, \dots, N)$ の関数であるから、管網に関する連立方程式は、

$$F(Q) = [0] \quad (4-1)$$

と表わすことができる。この解は直接求めることはできないが、ニュートン・ラプソン法による繰返し計算を用いると、求めることができる。すなわち真の解を Q , それの近似値を Q_0 とすれば、 $Q=Q_0$ であるから

$$\frac{\partial F(Q)}{\partial Q} \cdot (Q - Q_0) = F(Q) - F(Q_0) \quad (4-2)$$

という近似関係が成り立つ。ここに $\partial F/\partial Q$ は、 $Q=Q_0$ におけるヤコビアン (Jacobian) であり、 Q_0 の値がわかれば既知となる。また $F(Q)=[0]$ であるから (4-2) 式は、

$$\frac{\partial F(Q)}{\partial Q} \cdot Q = \frac{\partial F(Q)}{\partial Q} \cdot Q_0 - F(Q_0) \quad (4-3)$$

という形になる。これは、未知数は Q のみで、他はすべて既知となるゆえ、 N 元連立一次方程式となる。この方法を、連立方程式 (1-5) にあてはめて、解いてみる。

$$\begin{aligned} Q &= [Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5] \text{ であり、} F = [0] \text{ は} \\ \left. \begin{aligned} F_1(Q) &= Q_1 + Q_4 - Q_a = 0 \\ F_2(Q) &= Q_1 + Q_5 - Q_2 = 0 \\ F_3(Q) &= Q_2 + Q_3 - Q_b = 0 \\ F_4(Q) &= k_1 Q_1^a - k_5 Q_5^a - k_4 Q_4^a = 0 \\ F_5(Q) &= k_2 Q_2^a - k_3 Q_3^a + k_5 Q_5^a = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-4) \end{aligned}$$

となる。またヤコビアン $\partial F/\partial Q (= \partial F_i/\partial Q_j)$ は

$$\frac{\partial F}{\partial Q} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ ak_1 Q_1^{a-1} & 0 & 0 & -ak_4 Q_4^{a-1} & -ak_5 Q_5^{a-1} \\ 0 & ak_2 Q_2^{a-1} & -ak_3 Q_3^{a-1} & 0 & ak_5 Q_5^{a-1} \end{pmatrix} \quad (4-5)$$

となる。したがって (1-5) を (4-3) の形に書くと

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ ak_1 Q_1^{a-1} & 0 & 0 & -ak_4 Q_4^{a-1} & -ak_5 Q_5^{a-1} \\ 0 & ak_2 Q_2^{a-1} & -ak_3 Q_3^{a-1} & 0 & ak_5 Q_5^{a-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Q_a \\ Q_2 \\ Q_b \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

TABLE-4 Computational Discharge Using Newton-Raphson Method for Example 1

Pipe	initial	trial 1	trial 2	trial 3	trial 4	
1	0.4140	0.5038	0.5356	0.5407	0.5408	Ave. = 0.5092
2	0.8686	0.7392	0.6943	0.6871	0.6868	norm = 2.05 × 10 ⁻⁴
3	0.3314	0.4608	0.5057	0.5129	0.5132	Σh ₁ = -1.82 × 10 ⁻⁵
4	0.786	0.6962	0.6644	0.6593	0.6592	Σh ₂ = 1.82 × 10 ⁻⁵
5	0.4545	0.2354	0.1587	0.1464	0.1460	

$$\times \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Q_a \\ 0 \\ Q_b \\ (a-1)(k_1 Q_1^a - k_4 Q_4^a - k_5 Q_5^a) \\ (a-1)(k_2 Q_2^a - k_3 Q_3^a + k_5 Q_5^a) \end{pmatrix} \quad (4-6)$$

となる。これと(3-4)を比べればわかるように、節点方程式の部分は、まったく同じである。ループ方程式の部分は、係数行列の各要素をべき定数倍していることと定数項の部分が0でないことである。定数項が0ならばこの方程式の解は(3-4)と同じものになる。この定数項は、ループを一まわりした時の損失水頭に(a-1)を乗じたものであり、流量の値が、仮定値から真の値に近づけば、0となるものである。

前節に示した“線形化による方法”との収束の速さを比較するために、Fig.1に示した管網について、計算を進めてみる。この場合もa=2とし、最初の各パイプにおける流量は、すべて1としている。そうすれば(4-6)は、次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 69 & 0 & 0 & -30.6 & -323 \\ 0 & 15.32 & -53.6 & 0 & 323 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.2 \\ 0 \\ 1.2 \\ -142.3 \\ 142.3 \end{pmatrix}$$

この解は、Q₁=0.414, Q₂=0.8686, Q₃=0.3314, Q₄=0.786, Q₅=0.4545, これらの値を、再び(4-6)の係数行列および定数項の計算に用いて、解いたのがTABLE-4のtrial-1の欄に示す値である。この操作を繰返して、得られた結果を、TABLE-4のそれ以後の欄に示している。

以上のように、この方法によっても、4~5回の繰返しで、流量の収束状態を示すノルムが、その平均値の10⁻⁵以下にまで小さくなり、その時のループ方程式の誤差も10⁻⁵程度となっていることがわかる。

5 応用例および解法の比較

一般の摩擦損失水頭の表現には(2-2)で示したダルシー・ワイスバッハの式が用いられる。しかし実際の応用にあたっては、(5-1)に示すヘーゼン・ウィリアム(Hazen・William)の式や、(5-2)に示すマンニング(Manning)の式がよく用いられる。

$$V = 0.84935 C R^{0.63} J^{0.54} \quad (5-1)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (5-2)$$

ここにVは流速、Cはチェジューの流速係数、Rは径深、Jは摩擦こう配、nはマンニングの粗度係数である(5-1)から誘導される摩擦損失水頭は、

$$h = \frac{10.78 Q^{1.852} l}{C^{1.852} D^{4.87}} = k Q^{1.852} \quad \text{ただし } k = \frac{10.78 l}{C^{1.852} D^{4.87}} \quad (5-3)$$

(5-2)から誘導されるものは、

$$h = \frac{25.3984}{\pi} \frac{n^2 l Q^2}{D^{10/3}} = k Q^2 \quad \text{ただし } k = \frac{25.3984 n^2 l}{\pi D^{10/3}} \quad (5-4)$$

ここで、さらに複雑な管網における配水の解析例を示すために、Fig.2に示しているような32本のパイプからなる管網を考える。これは愛知県が大海用鍋蓋地区で実施しているものである。この図では、管網へ流入、出流量を、秒あたりのリッター(l/s)で与えている。計算に際して節点の番号、およびパイプのコード番号も、図のように与えた。それぞれのパイプにおける流向は、矢印の向きに流れているものと仮定する。この流行の与え方は、まったく任意であり、もしその方向が違っていれば、そのパイプにおける流量の値が負になるだけである。この管網の諸元、およびチェジューの流速係数の値をTABLE-5に示す。

この管網について、“線形化による方法”と“ニュートン・ラフソン法”を用いて計算し、それぞれの解法の適用性、解の正確さ、収束の速さ等を検討してみる。

このプログラムの最終目的は、[A]・Q=Bとして表現できる管網に関する方程式を解くことである。この方程式の構成を考えてみる。管網を構成しているパイプの数は32であるから、係数行列[A]の要素は32×32であり、解ベクトルQおよび定数ベクトルBの要素の数も32となる。これらの各要素を算定するためのデータータをTABLE-6に掲げる。Eq No欄1~29は、Fig.2の節点番号に対応するもので、その右欄に、節点を構成するパイプのコード番号を示し、その際の符号は、節点へ流入するものを-(マイナス)とし、節点から流出するものを+(プラス)としている。そしてその節点から管網外へ取り出す流量があれば、その右欄に(l/s)単位で示している。Eq・No欄30~32は：ループを構成するパイプのコード番号を示し、この際にも、符号は、ループを時計の向きにまわるものを+(プラス)、反時計の向き

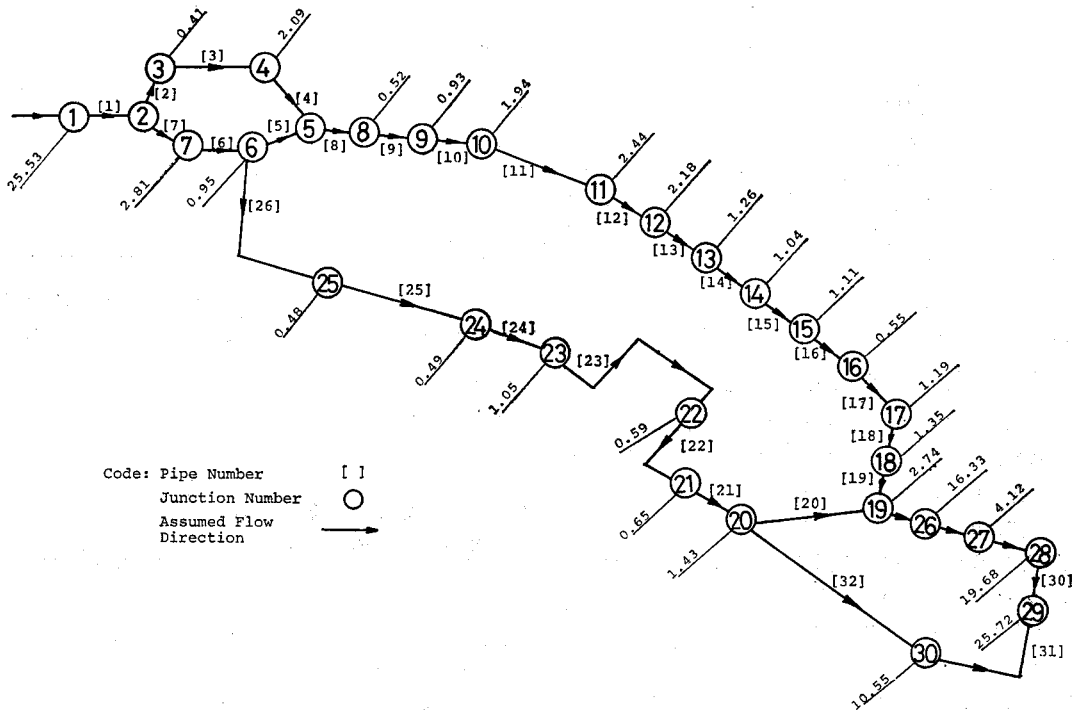


Fig.2 Hydraulic Network for Example 2 (Oomito nabeta Region)

TABLE-5 Pipeline Data for Example 2 (Oomito Nabeta Region)

Pipe (1)	from-to (2)	D(mm) (3)	L (m) (4)	C (5)	Pipe (1)	from-to (2)	D(mm) (3)	L (m) (4)	C (5)
1	1- 2	350	127	130	17	16-17	300	105	130
2	2- 3	350	62	130	18	17-18	300	109	130
3	3- 4	350	286	130	19	18-19	300	107	130
4	4- 5	350	89	130	20	19-20	250	215	130
5	5- 6	250	29	130	21	20-21	300	123	130
6	6- 7	300	172	130	22	21-22	300	168	130
7	7- 2	300	136	130	23	22-23	300	354	130
8	5- 8	350	17	130	24	23-24	300	118	130
9	8- 9	350	144	130	25	24-25	300	384	130
10	9-10	350	59	130	26	25- 6	300	254	130
11	10-11	350	120	130	27	19-26	300	85	130
12	11-12	300	108	130	28	26-27	250	49	130
13	12-13	300	109	130	29	27-28	250	63	130
14	13-14	300	108	130	30	28-29	150	144	130
15	14-15	300	109	130	31	29-30	250	271	130
16	15-16	300	52	130	32	30-20	300	167	130

のを- (マイナス) としている。

まず最初に線形化による方法について、計算手順および結果を示す。29個の節点方程式に関しては、その係数行列 a_{ij} は次のようになる。節点 i を構成するパイプのコード番号に j が等しくないならば、 $a_{ij}=0$ 、もし j がコード番号に等しければ $a_{ij}=1$ 、もしコード番号が負

ならば、 $a_{ij}=-1$ となる。定数ベクトル $B(=b_i)$ の値は、その節点 i において、管網の外部からの流入、あるいは外部への流出量を示し、節点においてそれがなければ、0である。このようにして、構成された節点方程式はつぎのニュートン・ラプソン法にも共通するものであり、試算を繰返しても変化しない。

TABLE-6 Network Data for Example 2

Eq. No. (1)	Pipe code no. (2)	Discharge (3)	Eq. No. (1)	Pipe code no (2)	Discharge (3)
1	1	104.6	16	16 -17	1.5
2	-1 2 7	—	17	17 -18	1.2
3	2 -3	0.4	18	18 -19	1.4
4	3 -4	2.1	19	19 20 -27	2.7
5	4 5 -8	—	20	-20 21 -32	1.4
6	-5 6 -26	1.0	21	-21 22	0.7
7	-6 7	2.8	22	-22 23	0.6
8	8 -9	0.5	23	-23 24	1.0
9	9 -10	0.9	24	-24 25	0.5
10	10 -11	1.9	25	-25 26	0.5
11	11 -12	2.4	26	27 -28	16.3
12	12 -13	2.2	27	28 -29	4.1
13	13 -14	1.3	28	29 -30	19.7
14	14 -15	1.0	29	30 31	25.7
15	15 -16	1.1			
30	2 3 4 -5 -6 -7				
31	5 8 9 10 11 12		13 14 15 16 17		
	18 19 -20 -21 -22 -23		-24 -25 -26		
32	20 27 28 29 30 -31 -32				

$i=30$ から $i=32$ までの範囲で定義される3個のループ方程式に関して、 a_{ij} は次のように定義できる。すなわち、どのループにおいても、そのループを構成するパイプのコード番号のうちの1つと j が一致しなければ、 $a_{ij}=0$ である。一致すれば $a_{ij}=k^j$ であり、もしコード番号が負であれば、 $a_{ij}=-k^j$ である。ベクトル B の成分は、ループ方程式に関しては、すべて0である。ここで k^j は (3-1) で定義したものであり、流量に依存しているために、試算のたびに变化する。したがって最初の流量の計算には、 $k^j=k$ (すなわち $Q_j=1.0$) とおくことによって得られる。このようにして算定された $[A]$ および B を用いれば、流量の初期値が求められる。流量の初期値が求めれば、新しい係数行列 a_{ij} が算定できる。定数ベクトル B は変化しないから、再定義する必要はなく、そのまま用いることができる。この新しい $[A]$ と B から第一回目の試算値が得られる。この結果と初期値を平均して、第一回目の解とする。この手順を期待通りの精度が得られるまで続けければ、その値をもってこの管網における流量を与える値となる。初期値から第5回目の試算まで、各ステップごとに得られた値を示したものが TABLE-7 である。

なお、この方法の収束状況、正確さを知るために、下欄に流量の平均値、ノルム、および各ループの誤差を示した。この結果を見れば、解は trial 3 でほぼ収束状態に達していることが理解できるが、ここでは、ノルムの値が流量の絶対値の平均の 10^{-5} 以下になったときをもっ

て、収束したと見なした。この管網例では、三つのループ方程式を用いているが、各ステップにおけるそれぞれの誤差は、繰返し回数とともに、小さくなっていることが認められる。ここでの単位はmであり、trial 5 では最大の誤差が0.011mmとなり、精度は、きわめて高いことが理解できる。

つぎに、ニュートン・ラプソン法について、その手法および得られた結果について考察してみる。4節で述べたとおり、節点方程式については、線形化による方法とまったく同じで、ループ方程式に関する部分のみが異なる。すなわち①係数行列の成分をベキ定数倍すること、②定数列ベクトル部分を、ループ方程式の誤差の定数倍 (ベキ定数-1) で置きかえを行なうことである。具体的には $30 \leq j \leq 32$ の範囲では $a_{ij}=1.852 k^j$ 、 $b_j=0.852 \cdot \Sigma h_L$ とすればよい。ここに k^j は (3-1) で示されているものであり、 Σh_L は各ループについて算出された損失水頭、すなわち、ループ方程式の誤差である。この方法は、初期値の与え方によって、収束するまでに要する計算の繰返し回数が、かなり違ってくる。前節で、ループ方程式の定数項を0とすれば、その解は線形化による方法と同じ値になることを指適した。ここでは、この事実を利用して初期値を求める。すなわち、 $Q_i=1$ 、($i=1, \dots, 32$) とし、 $b_i=0$ 、($i=30, \dots, 32$) とした。この初期値から出発して、 $[A]$ および B を算定して、毎ステップの解を求めた。その結果を TABLE-8 に示す。したがって、初期値は、TABLE-7 とまったく同

TABLE-7 Computational Discharge Using Linear Network Analysis for Example 2 in(L/S)

Pipe (1)	initial (2)	trial 1 (3)	trial 2 (4)	trial 3 (5)	trial 4 (6)	trial 5 (7)
1	104.60	104.60	104.60	104.60	104.60	104.60
2	62.18	53.31	57.18	57.42	57.44	57.44
3	61.77	52.90	56.77	57.01	57.03	57.03
4	59.68	50.81	54.68	54.92	54.94	54.94
5	1.18	3.57	2.57	2.49	2.48	2.48
6	39.61	48.48	44.61	44.37	44.35	44.35
7	42.42	51.29	47.42	47.18	47.16	47.16
8	60.85	54.38	57.25	57.41	57.42	57.42
9	60.33	53.86	56.73	56.89	56.90	56.90
10	59.40	52.93	55.80	55.96	55.97	55.97
11	57.46	50.99	53.86	54.02	54.03	54.03
12	55.02	48.55	51.42	51.58	51.59	51.59
13	52.84	46.37	49.24	49.40	49.41	49.41
14	51.58	45.11	47.98	48.18	48.15	48.15
15	50.54	44.07	46.94	47.10	47.11	47.11
16	49.43	42.96	45.83	45.99	46.00	46.00
17	48.88	42.41	45.29	45.44	45.45	45.45
18	47.69	41.22	44.09	44.25	44.26	44.26
19	46.34	39.87	42.74	42.90	42.91	42.91
20	-0.84	9.64	4.59	4.51	4.50	4.50
21	34.23	40.70	37.38	37.67	37.66	37.66
22	34.88	41.35	38.48	38.32	38.31	38.31
23	35.47	41.94	39.07	38.91	38.90	38.90
24	36.52	42.99	40.12	39.96	39.95	39.95
25	37.01	43.48	40.61	40.45	40.44	40.44
26	37.49	43.96	41.09	40.93	40.92	40.92
27	42.76	46.77	44.59	44.66	44.67	44.67
28	26.43	30.44	28.26	28.33	28.34	28.34
29	22.31	26.32	24.14	24.21	24.22	24.22
30	2.63	6.64	4.46	4.53	4.54	4.54
31	23.09	19.08	21.26	21.19	21.18	21.18
32	33.64	29.63	31.38	31.74	31.73	31.73
ave.		42.206	42.541	42.577	42.579	42.579
norm		6.5E+0	3.7E-1	2.7E-2	2.0E-3	1.5E-4
Σh_1	1.6E-1	1.1E-2	7.7E-4	5.7E-5	4.2E-6	4.2E-6
Σh_2	4.9E-1	2.8E-2	2.0E-3	1.5E-4	1.1E-5	1.1E-5
Σh_3	-1.5E-1	7.1E-3	5.5E-4	4.1E-5	3.0E-6	3.0E-6

じであるが、収束性は、ニュートン・ラプソン法の方が速いことが理解できる。解も trial 2 でほとんど収束しその時点で、ループ方程式の誤差も 0.23mm 以下になっている。最終的な収束値も、TABLE-7 とまったく同じで、その解が正しいことが確認できる。

6 むすび

管網解析を、節点方程式とループ方程式を用いること

で、行なってきた。手法の展開を理解しやすいように、最初は簡単な管網を例にして、ハーディークロス法、線形化による方法、そしてニュートン・ラプソン法についてそれぞれ説明を加え、解析を行なった。さらに、それらを複雑な、実際の管網にあてはめ、その適用性、収束性、正確さ等を比較検討した。

パイプの数が少ない管網に対しては、手計算によっても、解析は進められるが、複雑な管網については、不可

TABLE-8 Computational Discharge Using Newton-Raphson Method for Example 2 in (l/s)

Pipe (1)	initil (2)	trial 1 (3)	trial 2 (4)	trial 3 (5)	trial 4 (6)
1	104.60	104.60	104.60	104.60	104.60
2	62.18	57.39	57.44	57.44	57.44
3	61.77	56.98	57.03	57.03	57.03
4	59.68	54.89	54.94	54.94	54.94
5	1.18	2.47	2.48	2.48	2.48
6	39.61	44.40	44.35	44.35	44.35
7	42.42	47.21	47.16	47.16	47.16
8	60.85	57.36	57.42	57.42	57.42
9	60.33	56.84	56.90	56.90	56.90
10	59.40	55.91	55.97	55.97	55.97
11	57.46	53.97	54.03	54.03	54.03
12	55.02	51.53	51.59	51.59	51.59
13	52.84	49.35	49.41	49.41	49.41
14	51.58	48.09	48.15	48.15	48.15
15	50.54	47.05	47.11	47.11	47.11
16	49.43	45.94	46.00	46.00	46.00
17	48.88	45.39	45.45	45.45	45.45
18	47.69	44.20	44.26	44.26	44.26
19	46.34	42.85	42.91	42.91	42.91
20	-0.84	4.82	4.50	4.50	4.50
21	34.23	37.72	37.66	37.66	37.66
22	34.88	38.37	38.31	38.31	38.31
23	35.47	38.96	38.90	38.90	38.90
24	36.52	40.01	39.95	39.95	39.95
25	37.01	40.50	40.44	40.44	40.44
26	37.49	40.98	40.92	40.92	40.92
27	42.76	44.92	44.67	44.67	44.67
28	26.43	28.59	28.34	28.34	28.34
29	22.31	24.47	24.22	24.22	24.22
30	0.26	4.79	4.54	4.54	4.54
31	23.09	20.93	21.18	21.18	21.18
32	33.64	31.48	31.73	31.73	31.73
ave.		42.592	42.580	42.580	42.580
norm		3.5E-0	1.3E-1	1.3E-3	1.3E-7
Σh_1	1.6E-1	-1.6E-3	-1.3E-7	-1.1E-8	-1.1E-8
Σh_2	4.8E-1	-1.0E-2	-4.2E-5	5.2E-8	5.2E-8
Σh_3	-1.5E-1	2.2E-2	2.3E-4	3.1E-8	3.1E-8

能に近い。Don. J. Wood らによって改良された“線形化による方法”は、電子計算機によって解析を行なううえで都合よくできており、入力データも簡単であり、初期値の求め方も一義的であるために、今までのものと比べて、管網への適用性、計算の収束性ともに著しく改善されていることがわかった。筆者等は、この方法のうち、初期値を求める部分を、ニュートン・ラプソン法にあてはめることによってさらに改良し、その適用結果も良い収束性を示すなど有用性を確かめることができた。

これらの方法は、プログラムも簡単であり、実計算に際しても、管網を画一的に扱えるために、将来、管径の決定、水頭の適正配分にも用いることができ、また地域の配水計画等のプログラムにも組み込んで、有効な手段となることが期待できる。この報文をまとめるにあたって、京都大学農学部・三野徹助教授に貴重な文献と丁寧なコメントを頂いた。それを要約すると『線形化による方法は、Regula-Falsi 法とも呼ばれており、その収束性は、最初は大きく収束値に近づくが、収束値に近いと

ころでは、収束性は遅くなる。またニュートン・ラプソン法では、最初の段階では、収束性は遅いが、収束状態が進むにつれて速くなる。これらの特性を利用すれば、大きな管網計算では、最初は RegulaFalsi 法を用い、途中の適当な時期に、ニュートン・ラプソン法に切り替えてやれば、最適の収束性を示す』ということであり、また『グラフ理論を用いて、パイプの計算順序を決めると、極端な例では、計算時間は半分以下になることもある』ということであった。

最後に、本解析を実行するにあたりデーターの整理、プログラムの入出力、レポートの清書等々に労を惜しまず協力して頂いた村上文司氏に謝意を表する。

なお、本計算には、京都大学大型計算機センターの

FACOM-230-60 に接続する端末機を使用し、科学計算用サブルーチン・ライブラリ SWEEPS を利用したことを記しておく。この報文は、本報文と同じタイトルで作成したレポートの要約であり、それには詳細なフローチャートと実際のプログラムも掲載している。関心をお持ちの向きは、お知らせいただきたい。

参考文献

- 1) 配水管網計算法と流量表 絹川新一郎 技報堂
- 2) Don J. Wood 「Hydraulic Network Analysis Using Linear Theory」
Pro ASCE J. Hydraulic Division vol. 98 No. HY7
July 1972

逆サイホン型小分水工の水理に関する二、三の検討

前川勝朗* 及川富美男* 西脇 遙** 遠田実雄***

目 次

Ⅰ はじめに.....(67)	Ⅲ 逆サイホン部における損失エネルギー.....(68)
Ⅱ 対象とした分水工の概要.....(67)	Ⅳ 下流移行部における損失エネルギー.....(70)
1) 善阿弥分水工.....(67)	Ⅴ むすびに.....(71)
2) 熊手島分水工.....(68)	

1 はじめに

開水路が道路などを横断するとき、逆サイホンのタイプをとる場合が多い。

図-1のようなタイプは、用水路などでしばしばみかけるところである。支線水路では逆サイホンによって取水し、幹線水路では支線取水量を減量して流下する。開水路(常流)と逆サイホンによる分水系であるが、このタイプの分水工を逆サイホン型分水工と呼ぶことにする。なお、このタイプの分水工を石野らは「管型分水工」¹⁾、緒形は「直角分水のなかで支線水路がパイプの場合としている」²⁾。

支線水路(逆サイホン部分を含む)において幾分計画以上の通水能力を与え、図-1の逆サイホン流入口などにゲートを設けて、ゲートによって分水量(取水量)の制御を行なう方法は、今日しばしば行なわれているものと思われる。

ところで、逆サイホン流入口ゲートを全開にし、幹線水位を計画最高時にしても(支線水路の下流水位は角落しなどによって操作していない)、支線水路で計画最大流量が実現していない場合があるようである。

河川を横断するときのように管路長が長い場合には、管路の摩擦抵抗による損失エネルギーが、主なものであり、逆サイホン流入口、逆サイホン出口と下流水路間の移行部分などの形状抵抗による損失エネルギーの影響度(全損失エネルギーに対する形状抵抗による損失エネルギーの割合)は少ないものと思われる。農道などを横断するときのように管路長が短い場合には、形状抵抗による損失エネルギーの影響度は大きいものと思われる。

この報告は、支線水路で計画最大流量が実現していない原因が、主に形状抵抗による損失エネルギーの評価に

問題があると考え、この問題について二、三検討したものである。今後の水理設計などの参考資料になれば幸いである。

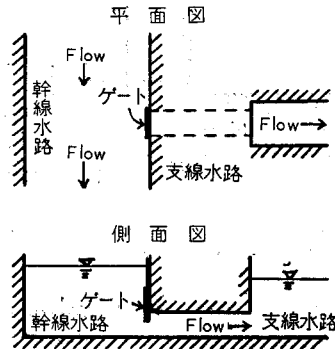


図-1

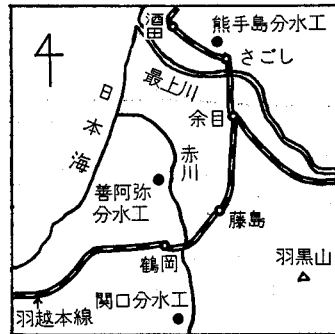


図-2 地域概略図

Ⅱ 対象とした分水工の概要

対象とした分水工は善阿弥分水工、熊手島分水工である(図-2参照)。

1) 善阿弥分水工

幹線用水路は、計画最大通水量 2.844m³/sec、常時通水量 1.863m³/sec(分水前の各流量)の長方形断面三面

* 山形大学農学部
 ** 山形県赤川土地改良事務所
 *** 山形県最下川右岸土地改良事務所

コンクリート水路である（水路幅は2.70m）。水路底コウ配は概略1/4000である。

逆サイホン部分はコンクリート円管で（管長9.50m, 直径0.60m），ほぼ水平に設置されている。逆サイホンは道路の下を横断している。逆サイホン出口と下流水路間の移行部分の形状は図-3（a, b）の二タイプである。図-3（a）の移行部分形状は昭和47年に改修され，現在は図-3（b）のタイプとなっている。

支線下流水路は，水路底コウ配1/2000で，図-3（c）のテイ形断面三面コンクリート水路である。計画最大通水量は0.434m³/sec である。

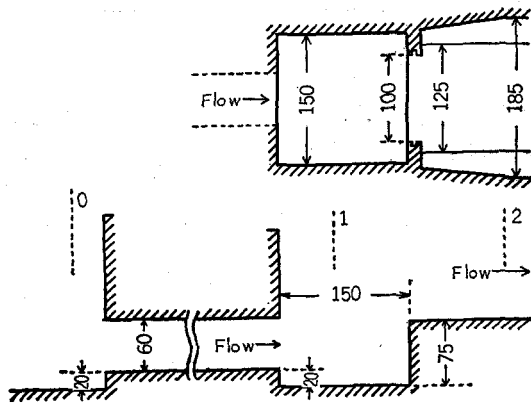


図-3(a) 善阿弥分水工概略図（急縮の場合，管流入口ゲート略，単位：cm）

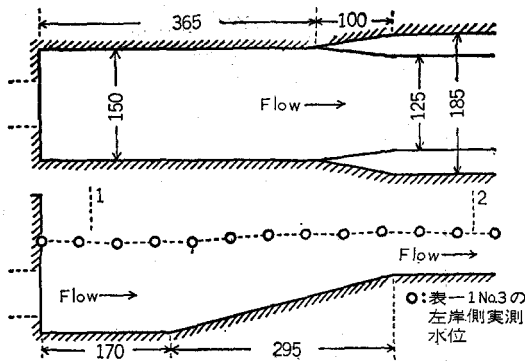


図-3(b) 善阿弥分水工下流移行部形状（漸縮の場合，単位：cm）

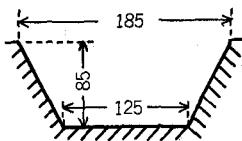


図-3(c) 下流水路断面形状（単位：cm）

2) 熊手島分水工

幹線用水路は，計画最大通水量 2.309m³/sec，常時通水量 1.656m³/sec（分水前の各流量）の長方形断面三面

コンクリート水路である。水路底コウ配は概略1/2500である。

逆サイホン部分はコンクリート円管が二本設置され，上管（管径0.25m，管長3.83m），下管（管径0.30m，管長3.75m）の間を小排水路が横断している。逆サイホン部分などの形状は図-4（a, b）である。計画分水量が流下しないので，逆サイホン部分を改修予定である。

支線下流水路は水路底コウ配1/1070で，水路幅0.8mの長方形断面三面コンクリート水路である。計画最大通水量は0.264m³/sec である。

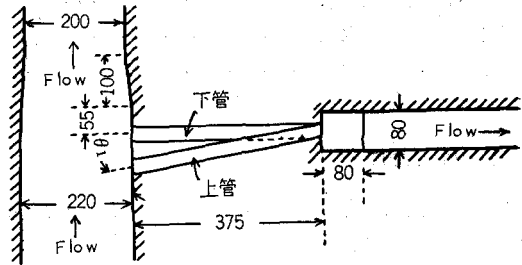


図-4(a) 熊手島分水工平面図（管流入口ゲート略，単位：cm）

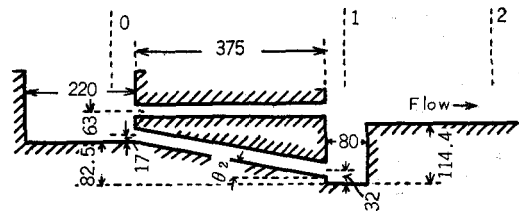


図-4(b) 熊手島分水工側面図（単位：cm）

III 逆サイホン部における損失エネルギー

Q, h, V をそれぞれ流量，水深，平均流速を表わすものとし，添字 0, 1, 2 はそれぞれ図-3, 4 における断各面の水理量を表わすものとする。

以下図-3, 4 の 0, 1 断面間を逆サイホン部，1, 2 断面間を下流移行部と呼ぶことにする。

ここでは，逆サイホン部における損失エネルギーについて検討を加えた。

1) 善阿弥分水工

実測値を用い 0～1 断面間の損失エネルギーは次式から求められる。

$$\Delta E_{0-1} = \left(Z_0 + h_0 + \alpha_0 \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left(Z_1 + h_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots (1)$$

ここで， ΔE ：損失エネルギー， Z ：基準線からの水路底標高差， g ：重力恒数， α ：エネルギー係数で $\alpha \approx 1.1$ とする。 $V = (Q/A)$ ， A ：通水断面積。

(1)式で $V_0 = 0$ として，表-1の実測値を用い ΔE_{0-1} を求めた。結果を表-1 (⑥欄) に示した。

表一 善阿弥分水工の実測値, 計算値

No	①支線水路の実測流量(m³/s)	② h₀(m)	③ h₁(m)	④ h₂(m)	ΔE₀-₁(m)		ΔE₁-₂(m)		⑨下流移行部の形状
					⑤(1)式使用	⑥(2)式使用	⑦(3)式使用	⑧(6)式使用	
1	0.346	1.90	1.76	0.48	0.14	0.14	0.52	—	急縮
2	0.678	1.58	1.25	0.42	0.32	0.54	0.02	0.00	漸縮
3	0.760	1.85	1.20	0.45	0.64	0.68	-0.07	0.00	〃

注)・基準線を幹線水路底とした。Z₂=0.75(m)

- ・分水後の幹線水路下流には水門が設置されていて、幹線水位は任意に変え得る。
- ・幹線流量欠測
- ・h₂の測定地点は逆サイホン出口から、No. 1では約30m地点、No. 2では5m地点、No. 3では8m地点である。

表二 熊手島分水工の実測値, 計算値

No	①分水前流入量(m³/s)	②支線水路流量(m³/s)	③ h₀(m)	④ h₁(m)	⑤ h₂(m)	ΔE₀-₁(m)		⑧ΔE₁-₂(m) (3)式使用	備考
						⑥(1)式使用	⑦(2)式使用		
1	2.453	0.130	1.06	1.40	0.225	0.49	0.32	0.03	下管全開 上管全開
2	2.449	0.116	1.06	—	—	0.11	0.55	—	下管全開 上管全開
3	1.675	0.110	0.86	1.37	0.205	0.32	0.23	0.00	下管全開 上管全開

注)・基準線を逆サイホン出口直下の水路底とした。Z₀=0.825, Z₂=1.144(m)

- ・h₂は逆サイホン出口より下流13.1m地点
- ・①, ②欄は最確値流量

ここで、諸々仮定し計算によって求められる値とを比較した。

図一3では、管は直下流水路底より低く埋設されているので、管内は常に満流の流れである。このような場合の損失エネルギーは次の計算式から求められる³⁾。

$$\Delta E_{0-1} = \frac{8}{\pi^2 g} \left(f_i + f_0 + \Sigma f_m + f \frac{L}{D} \right) \frac{Q^2}{D^5} \dots\dots(2)$$

ここで、f_i, f₀: 流入, 流出損失係数で f_i=0.5, f₀=1.0を用いた³⁾。Σf_m: 管のわん曲, 屈折などによる損失係数で善阿弥分水工, 熊手島分水工ともに Σf_m=0, f: 摩擦損失係数で f=12.7n²g/D¹/³ で求めた。n: マニングの粗度係数でここでは n=0.012 とした。D: 管の直径, L: 管の長さ。

D, Lは与件なので、(2)式に Q を代入すれば損失エネルギーが算出される。結果を表一 (⑥欄) に示した。

表一の⑤, ⑥欄を比較すると、⑤欄の値・⑥欄の値である。(2)式において実測値 ΔE₀-₁ (⑤欄の値) を用いて (f_i+f₀) を逆算すると、No. 2では0.8, No. 3では1.4であった。

2) 熊手島分水工

測定は、上管のいずれかを管流入口のゲートにより全開か全閉にして行なった。

なお、下管流入口を流木片がある程度遮蔽していたので、これを除去して実測を行なった。また、下管流出口近傍に土砂等が若干堆積していたが、この土砂等は流出状況に影響を与える程度のものではなかった。

実測では、流入量は分水量の和に等しくならず若干の差異を生じたので、データの重みを等しくおき、最確値流量によって諸計算を行なうことにした。

V₀=0として、表二の実測値を用いて(1)式によって ΔE₀-₁ を求めた。結果を表二 (⑥欄) に示した。

ここで、諸々仮定し計算によって求められる値と実測による値とを比較した。

図一4に示すように下管は下流水路底より低く埋設されているので、管内は常に満流の流れである。また、上管は流入口ゲートが全開の場合満流で流れているように思われた。

管内が満流で流れている場合の損失エネルギーは(2)式より求められる。

D, Lは与件なので、(2)式に Q を代入すれば損失エネルギーが算出される。結果を表二 (⑦欄) に示した。

表二の⑥, ⑦欄の値を比較する。No. 2のデータは下管全開, 上管全開であり、流況は1断面水位の影響を受けない形で流れている。この場合の損失エネルギーは

⑥欄値<⑦欄値であった。上管は幹線水路流向に対し直角に設置されているのではなく、流入しやすいように角度 ($\theta_1=80^\circ$, 図-3 参照) をもって設置されている。(2)式において実測値 ΔE_{0-1} を用いて (f_i+f_o) を逆算すると $(f_i+f_o)=1.13$ であった。

No. 1, No. 3 のデータは下管全開, 上管全閉の状態では、⑥欄値<⑦欄値であった。これは熊手島分水工下管の場合は、在来の流入損失係数, 流出損失係数の値では不十分であることを示している。主な原因は、幹線水路の流速の大きさ, 流入口の突起 (水門設置のため、幹線水路側壁面より 5 cm 程度水門支持部が幹線水路中央部に対しでている), 管傾斜 ($\theta_2=11^\circ$, 図-4 (b) 参照) などと考えられる。(2)式において実測値 ΔE_{0-1} を用いて (f_i+f_o) を逆算すると、No. 1 では 2.42, No. 3 では 2.17 で平均 2.3 となった。この値は在来の値⁹⁾ (幹線水路が長方形断面の場合: $f_i+f_o=1.5$) に比べ約 1.5 倍の値となっている。

以上のように、善阿弥分水工と熊手島分水工の上管では、在来の流入, 流出損失係数を採用すれば計画最大通水量が実現することになるが、熊手島分水工の下管では在来の値より大きい流入, 流出損失係数であった。ここで対象とした流れは、多くの変数 (流入部の形状, コウ配, 大きさ, 粗度, 接近水路と下流条件など) に左右される⁴⁾ と指摘されており、適正な流入, 流出損失係数は実験あるいは、実測によって決定すべきものと思われる⁹⁾。熊手島分水工の下管では $(f_i+f_o)=2.3$ ²⁾ であった。

したがって、幹線水路流向に対し管を直角に、かつ管を水平に埋設して分水 (取水) する場合は、水理設計時の流入, 流出損失係数値として在来の値で概略十分と思われるが、管傾斜などを与える場合は流入, 流出損失係数の見積りに十分留意しなければならないことが明らかになったと思われる。

IV 下流移行部における損失エネルギー

1) 善阿弥分水工

図-3 (a) をサイホン下流移行部が急縮の場合、図-3 (b) を漸縮の場合と呼ぶことにし、両者をわけて取扱うことにした。

(i) 急縮の場合

1~2 断面間の損失エネルギー ΔE_{1-2} は表-1 の実測値を用いて次式から求められる。

$$\Delta E_{1-2} = \left(Z_1 + h_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(Z_2 + h_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right) \dots (3)$$

結果を表-1 (⑦欄) に示した。 ΔE_{1-2} と ΔE_{0-1} を比較すると、 ΔE_{1-2} が ΔE_{0-1} の約 4 倍で、 $\Delta E_{0-1} > \Delta E_{1-2}$ であった。

一方、図-3 (a) の 1~2 断面間のような複雑な断面形状においては、損失エネルギー量を計算から求めるこ

とは難しいと思われる。

筆者らは、善阿弥分水工に比べると断面形状が割合簡単な関口分水工 (図-2 参照) で若干の実測を行ない、鉛直段上げタイプの下流移行部の損失エネルギーについて検討してみた (図-5 参照)。

いま、二次元的流れとし (側収縮などは無視する)、角のある広頂ゼキ上の流れでの関係式を適用してみる。セキ頂長さが極めて長い場合と考えると適用する訳である。

1/2 法則最小水深⁹⁾ の関係*を適用すると流量は次式で与えられる。

$$Q = HB\sqrt{gH/2} \dots (4)$$

ここで、 $H: (h_1 - \Delta Z)$, ΔZ : セキ高 (段上高), B : 水路幅

(4)式において $Q, \Delta Z, B$, を与件とすれば h_1 が算出され、 $(h_1 - \Delta Z) = 2h_2'$ (h_2' : 最小水深で図-5 参照) の関係を用いて ΔE_{1-2} が計算上求められる。

実測による ΔE_{1-2} の値と (4) 式を用いての計算による値はほぼ一致した。なお、 $\Delta E_{1-2}/E_1$ は約 0.09 であった (E_1 : 1 断面の全エネルギー)

これより、図-5 のような流れでは広頂ゼキにおける 1/2 法則最小水深の関係式が適用できることがわかった。また、最小水深の生ずる位置は $L_i = 4H$ であった⁹⁾ (L_i : 最小水深の生ずる距離で図-5 参照)。

なお、木本によると広頂ゼキ上の流れは次のように分類されている⁹⁾。

$$\left. \begin{array}{l} \text{不完全越流の開始点 } h_3 \sim 1.3h_c \\ \text{完全もぐり流れの開始点 } h_3 \sim 2.0h_c \end{array} \right\} \dots (5)$$

ここで、 $h_3: h_2'$ より下流の水深, h_3 : 限界水深, なお、(5)式ではセキ下流側の水位を h_3 で置き換えた。

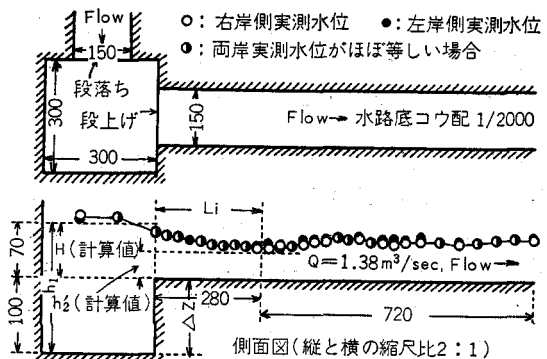


図-5 関口分水工 (単位: cm)

(ii) 漸縮の場合

(3)式に実測の流量, 水深を代入し、損失エネルギーを求めたのが表-1 の⑦欄である。No. 3 の⑦欄は負の値になっているが、これは 1 断面のエネルギーの値 (エネルギー係数値等) に問題があるようである (図-3 の水

* 1/2 法則最小水深の関係は、図-5 の記号を用いると $H/2 = h_2'$ という関係であり、詳細は引用文献 5) を参照されたい。

面形参照)。

一方、漸縮の場合の損失エネルギーは次式から求められる³⁾。

$$\Delta E_{1-2} = f_c \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \cdot I_m \cdot L_m \dots\dots\dots(6)$$

ここで、 f_c ：漸縮係数、 I_m ：トランジション間の平均動水コウ配、 L_m ：トランジションの長さ。

(6)式において $f_c=0.10$ とし³⁾、 I_m 、 L_m は与件とし2断面での流況に応じて V_2 を与え、 $V_1=0$ とすると ΔE_{1-2} が求められる。実測値 V_2 を用い、 I_m を下流水路底コウ配と近似すると、表一1の⑧欄のように ΔE_{1-2} は無視できる程度の値であった。

漸縮部は、側収縮が 12.5° 以下、水路底は1:4よりゆるいコウ配といわれている⁷⁾。図一3(b)も概略これに準ずる程度の値である。

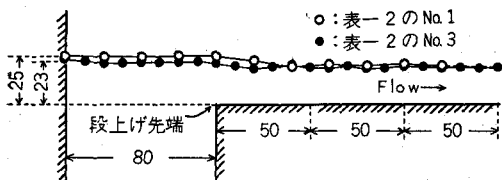
漸縮の場合、表一1の ΔE_{0-1} と ΔE_{1-2} を比較すると、 $\Delta E_{0-1} > \Delta E_{1-2}$ であった。

2) 熊手島分水工

図一4の1~2断面間の損失エネルギー ΔE_{1-2} は表一2の実測値を用い(3)式から求められる。結果を表一2(⑧欄)に示した。

水面形を図一6に示した。 h_2/h_1 を計算すると実測範囲では約1.6であり、(5)式と比較すると不完全越流の流れと思われる。

ΔE_{0-1} と ΔE_{1-2} を比較すると $\Delta E_{0-1} > \Delta E_{1-2}$ であり、 ΔE_{1-2} の影響度は少なかった。



図一6 熊手島分水工下流移行部付近の実測水面形(測定箇所は水路中央、単位:cm)

以上のように、ここでは下流移行部における損失エネ

ルギーについて示した。

善阿弥分水工(漸縮の場合)、熊手島分水工の場合、 $\Delta E_{0-1} > \Delta E_{1-2}$ であった。善阿弥分水工(急縮の場合)では $\Delta E_{0-1} < \Delta E_{1-2}$ となった。

下流移行部の損失エネルギーは水理計算の対象外にされやすいが、通水断面が急縮の場合は十分留意しなければならないことが明らかになったと思われる。

V むすびに

以上のように、逆サイホン型小分水工の形状抵抗による損失エネルギーについて、少ない実測値であるが特徴的な流れの分水工を例として検討を加えた。

詳細な究明は今後に待たねばならないが、流入、流出損失係数の見積り、下流移行部の損失エネルギーの見積りには十分留意して水理設計を行なわなければならないことが明らかになったと思われる。

実測、データ整理に当り、山形大学農学部昭和48年卒山梨光訓氏、昭和50年卒後藤満良氏の協力を得た。図面の作成、清書に当り、同学部水利研究室渡部孝子氏の協力を得た。記して心から謝意を表する。

引用文献

- 1) 石野捷治、関谷剛、中山駿男：管型分水工の水理特性に関する研究、農業土木試験場技報B第32号(1973)
- 2) 緒形博之：直角分水の水理にする二、三の実験——常流分水に関する研究(Ⅲ)——農土研、31(5)(1964)
- 3) 農林省農地局土地改良事業計画設計基準、第3部設計、第5編水路工(その1)、p. 45~54(1970)
- 4) Open-Channel Hydraulics, 開水路の水理学(石原訳：丸善 p. 459)
- 5) 志村博康：角のある広頂ゼキ上の流れの諸形態、農土研別冊、11、p. 29~37(1965)
- 6) 木本凱夫：広頂ゼキを越える流れの越流形態一下流水位による水面形態の移行一、農土論集、(51)p. 9~14(1974)
- 7) 農土学会編：農業土木ハンドブック、p. 551(1969)

近畿地方における設計 CBR 値について

林 稔* 神原 徹**

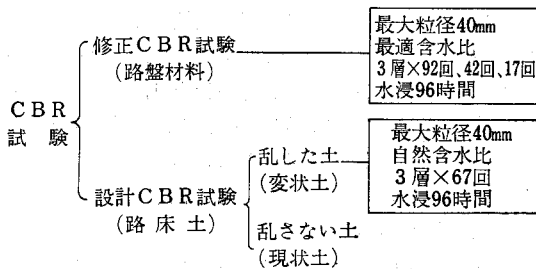
目 次

1. まえがき.....(72)	5. 含水比と設計 CBR の関係.....(75)
2. 試験方法.....(72)	6. まとめ.....(76)
3. 路床土の性質.....(73)	7. あとがき.....(77)
4. 物理的性質と設計 CBR の相関.....(74)	

1 まえがき

アスファルト舗装を設計する場合、わが国では CBR 設計法が用いられており、設計に先立って CBR 試験を行なうことになっている。

CBR 試験は次のように、修正 CBR 試験と設計試験に分類される。



修正 CBR 試験は路盤材料について行ない、その強弱を CBR 値で表わし、路盤に対して修正 CBR 値いくら以上の材料を使用するというように規定されている。

一方、設計 CBR 試験は舗装の合計厚さを求めるために路床土について行ない、その支持力の大小を CBR 値で表わす。

舗装設計にはこれらの CBR 試験が必要であり、なかでも設計 CBR 試験は必ず実施されている。

従って CBR といえば通常設計 CBR をさし、その試験法は乱した土について行なう方法と乱さない土について行なう方法がある。

後者の場合は一般に現場 CBR 試験と呼ばれており、直接現状の路床土について設計 CBR 値を求められる利点があるが、この方法は反力荷重を要することや、一時車輛などの通行止を必要とし、また試験値にバラツキの大きいことなどの理由により現在では前者の乱した土に

ついて行なう方法が多く用いられている。

筆者らは、近畿地方の既設農道（砂利道などの未舗装）について乱した土による設計 CBR 試験を実施してきたので、ここではその結果をとりまとめ既設農道における設計 CBR 値など路床土の性質について紹介するとともに、路床土の物理的性質と設計 CBR の相関関係について検討し、これらの結果にもとづき乱した土による設計 CBR 試験実施上の問題点について実験を試みたものである。

2 試験方法

既設農道の路面下約 10～20cm の深さより乱した試料を水分の逸散を防ぐため、ビニール袋に採取し供試土とした。次に試験項目とその方法を示す。

(a) 設計 CBR

土地改良事業計画設計基準農道編（以降設計基準と略す）およびアスファルト舗装要綱に示されている乱した土（変状土）による方法に準じて行なった。

最大粒径 40mm とし（40mm 以上のレキはとり除く）自然含水比で直径 15cm、高さ 17.5cm（スペーサデスクを含む）のモールドに供土を詰め、重さ 4.5 kg、落下高さ 45cm のランマーで 3 層×67 回/層締固め、96 時間水浸した後電動 CBR 試験機により CBR を求めた。同一供試土について 2 点行ない、その平均値を設計 CBR とする。

(b) 自然含水比

CBR 試験用供試体の締固め時に採取し炉乾燥法により求めた。

(c) 乾燥密度

CBR 試験用に自然含水比で締固めた供試体について求めた。

(d) 土性、レキ率、74 μ 通過率

CBR 試験用供試土と同時に同一場所から採取した試料について、フルイ分け試験を行ない求めた。

* 京都施工調査事務所施工試験係長

** 同 所 係 員

3 路床土の性質

既設砂利道の路面下約10~20cmで採取した試料を路床土とし、その試験結果を図表で示す。

図表中レキ率とは、粒径 2.0mm 以上のものをレキと称する。また締固め密度とは、C B R 試験供試体の乾燥密度で表わす。なお試料数は 208 地点で、そのうちフルイ分け試験まで行ったのは168地点である。

表-1 路床土の土性

統一分類法			百分率(%)
粗粒土	レキおよびレキ質土	GW	0.5
		GP	0
		GM	2.5
		GC	2.0
土	砂および砂質土	SW	5.4
		SP	4.0
		SM	44.5
		SC	37.1
細粒土	シルトおよび粘土	ML	1.0
		CL	2.0
		OL	0
		MH	1.0
		CH	0
		OH	0

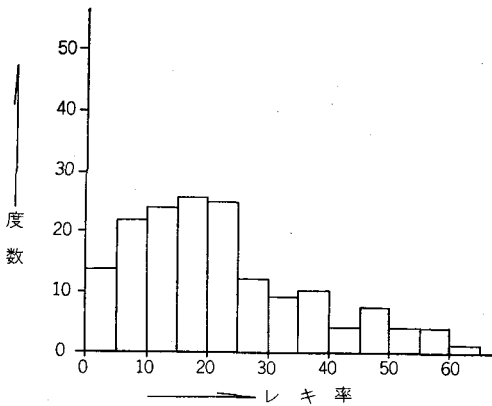


図-1 路床土のレキ率

以上の試験データから考察すると近畿地方の農道路床土は、大半がSM (砂およびシルト混合土) およびSC (砂および粘土混合土) の砂質土からなっている。自然含水比は、一般に低い値を示す。これは砂質土が多いことによるものと考えられる。

締固め密度は各試験結果のなかでも最もバラツキの小さい値を示し、乾燥密度で 1.6~2.0g/cm³ の範囲にあるものと考えてよい。

設計C B R値は、平均15%であるが、バラツキが大き

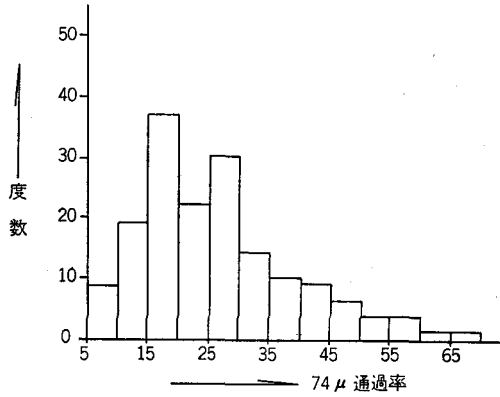


図-2 路床土の74μ 通過率

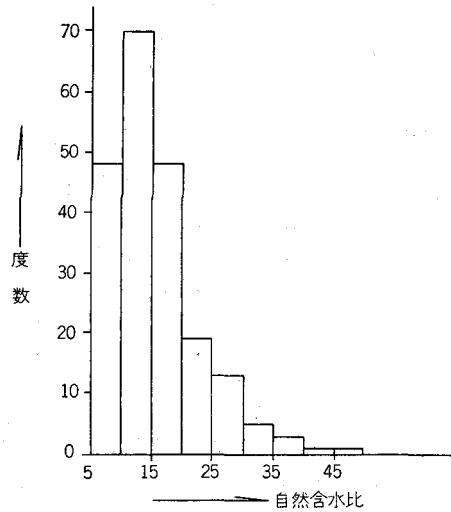


図-3 路床土の自然含水比

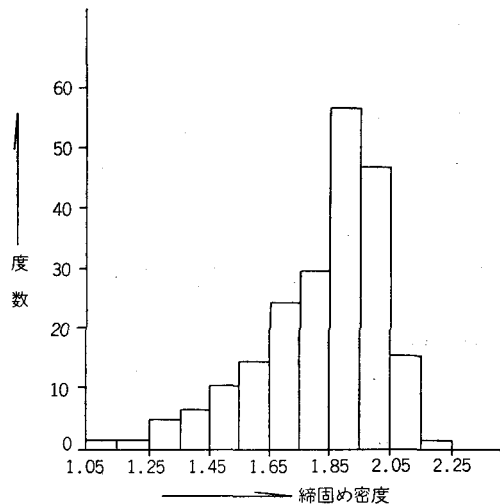


図-4 路床土の締固め密度

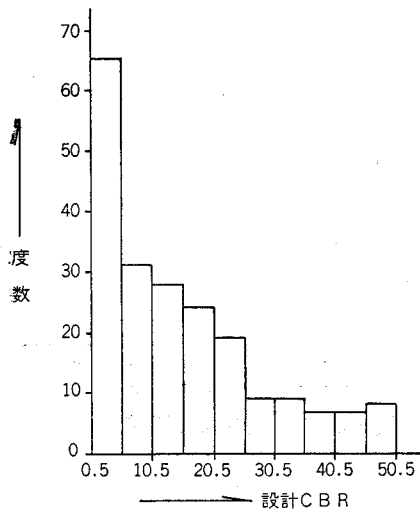


図-5 路床土の設計 C B R

表-2 試験結果の統計量

	試験値 個数 n	平均値 \bar{x}	標準偏差 σ	最大値 X_{max}	最小値 X_{min}
レキ率	163	22.1	14.1	62.0	0
74 μ 通過率	"	26.3	12.3	70.6	6.0
自然含水比	208	15.4	7.4	48.3	5.2
締固め密度	"	1.825	0.201	2.165	1.078
設計 C B R	"	15.2	13.5	72.9	0.7

い。これについては、5に示すように同一試料の場合でも自然含水比すなわち締固め含水比の変動により、CBR値がかなり大きく変動する傾向があり、自然含水比のバラツキによるものと考えられる。

一般的な傾向としては、CBR値20以上のものが約30%、20~3のものが約50%、3以下は約20%の割合となっている。

4 物理的性質と設計 C B R の相関

各試験結果の物理的性質と設計 C B R の関係をプロットすると、図-6、7、8のとおりである。これらの相関係数の値を表-3に示す。それによると設計 C B R は自然含水比または乾燥密度との相関が比較的強い。

次にこれらの回帰方程式を求め、推定値の標準誤差を

表-3 物理的性質と設計 C B R の相関と回帰

変数	相関係数 r	回 帰 式	推定値の標準誤差
レキ率 (P) と設計 C B R	0.44	$CBR = 0.42P + 5.1$	12.1
74 μ 通過率 (μ) と設計 C B R	0.40	$CBR = 0.44\mu + 26.0$	12.4
自然含水比 (w_n) と設計 C B R	0.572	$CBR = -1.0w_n + 31.3$	11.1
乾燥密度 (γ_d) と設計 C B R	0.574	$CBR = 38.65\gamma_d - 55.3$	11.1

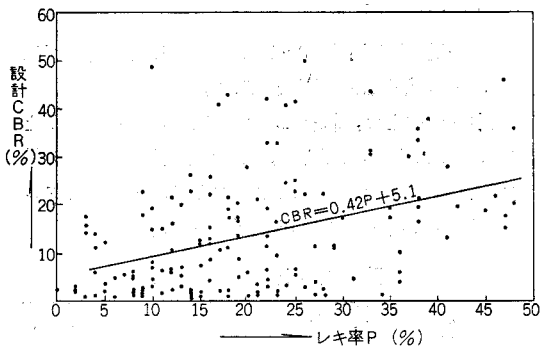


図-6 レキ率と設計 C B R

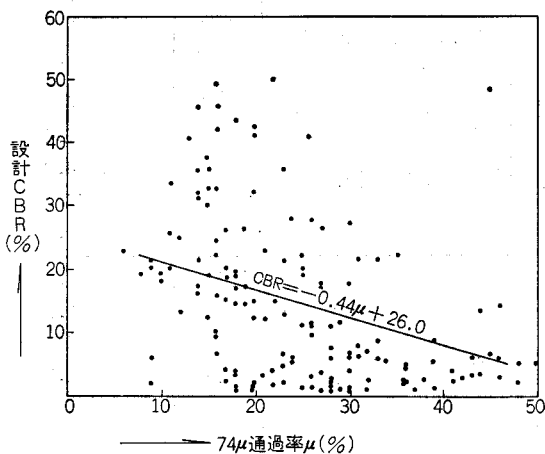


図-7 74 μ 通過率と設計 C B R

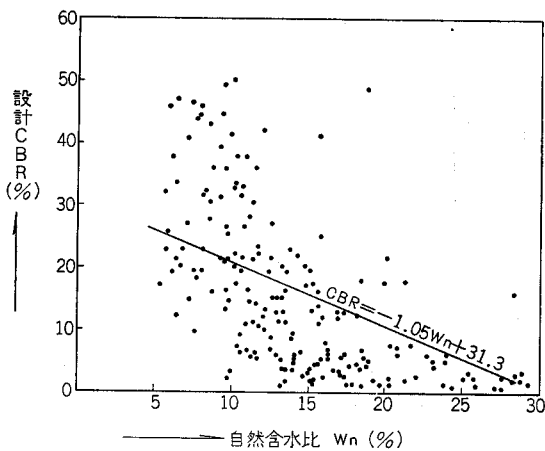


図-8 自然含水比と設計 C B R

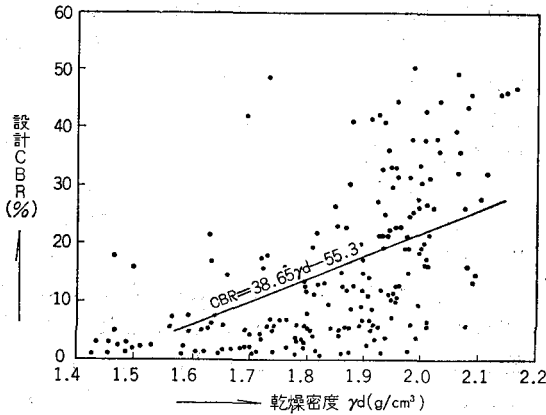


図-9 乾燥密度と設計 CBR

計算すると、直線回帰（一次式）と非線形回帰（多項式）における差は僅少であった。

従ってここでは、直線回帰式およびその標準誤差を表-3に示す。

以上図表からもわかるごとく設計 CBR は、自然含水比または乾燥密度との相関が考えられるが、回帰式からの推定には大きい標準誤差をとまう。

5 含水比と設計 CBR 値の関係

設計 CBR 試験の供試体は自然含水比で締固めるが、その自然含水比は土性、地下水位および、試料土採取時

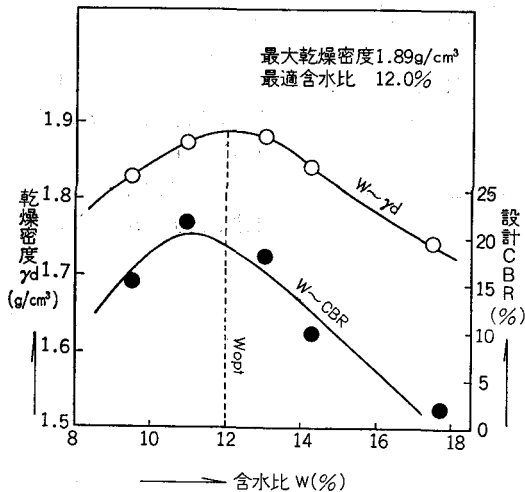


図-10 含水比と CBR (砂質土)

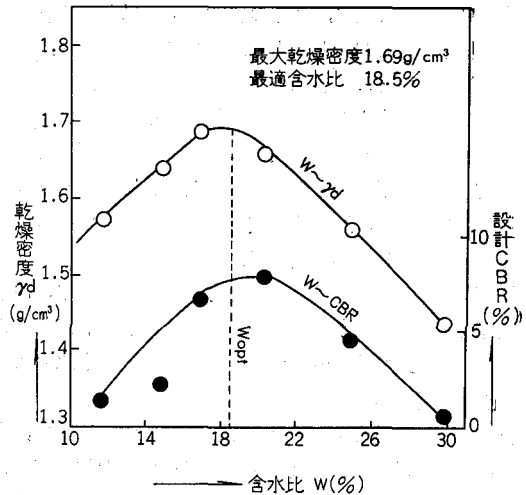


図-11 含水比と CBR (粘質土)

期などにより、いつも最適含水比付近にあるとは限らない。今回、代表的な砂質土と粘質土の二種類について突固め試験および設計 CBR 試験を行い、締固め含水比と設計 CBR 値の関係を求めた。

その結果を次に示す。

図-10および図-11からわかるように設計 CBR 値は締固め含水比により変化する。すなわち、突固め曲線と同じ傾向を示す。

本試験結果では CBR 値の最大は砂質土の場合、最適含水比よりやや乾燥側で、粘質土の場合は逆に湿潤側に現われる。

また、同一乾燥密度の場合では、砂質土の場合乾燥側で大きく、粘質土の場合は湿潤側で大きい CBR 値を示す。このように同一土性であっても CBR 値は、その締固め含水比により影響され、大きく変動することがわかる。

6 まとめ

以上の試験結果をとりまとめると次の事項が考察される。

- (1) 近畿地方における既設農道の路床土の性質
 - ① レキ率約22%，74μ 通過率約26%の SM. SC の粗粒土の土質からなっている。
 - ② 自然含水比は、平均15%であるが大半が含水比30%以下の路床土とみなしてよい。

表-4 供試土の性質

試料名	最大粒径 mm	レキ分 (2 mm 以上) %	砂分 (2~0.074 mm) %	シルト分 (0.074~0.005 mm) %	粘土分 (0.005 mm 以下) %	塑性指数 PI	統一分類
砂質土	10	11	59	18	12	N.P	SM
粘質土	10	10	33	24	33	19	CL

③ 設計CBR値は、全体の約80%が3以上である。また設計CBR20以上のものが全体の約30%あり、これは下層路盤として利用できる可能性がある。

④ これら路床土の特性と設計基準に示されている路床土としての望ましい値(74 μ 通過率35%以下、自然含水比30%以下、設計CBR3以上)と比較すると近畿地方の路床土は比較的良質な材料からなっている。

(2) 路床土の物理的性質と設計CBRの相関

① 設計CBRと相関があると考えられるレキ率、74 μ 通過率、自然含水比および乾燥密度などの物理的性質のうち、比較的相関関係の強いのは自然含水比および乾燥密度である。

② 一つの回帰式から設計CBRを推定する場合は、大きい標準誤差をとるが、路床土の物理的性質などから総合的に判断すると設計CBR値の一般的な傾向をつかむことが出来る。

(3) 設計CBR試験実施上の問題点

① 設計CBR値は一般に乾燥密度が高くなれば大きくなるが同一土性、同一乾燥密度の場合でも乾燥密度が最適含水比より乾燥側か湿潤側かにより、すなわち締固め含水比により異なる。

従って設計CBR値は、同一土性の場合でも自然含水比の状態により大きく変動することが考えられる。

② 既設農道の路床土は一般に良く締固められており、比較的含水比の変動は少ないが試験CBRを実施するにあたっては、路床土の含水比が異常な時期はさけてサンプリングする必要がある。

7 あとがき

ある路線の舗装設計をする場合、何点かCBR試験を実施し、その平均値(CBRの平均値一標準偏差の推定値)で舗装厚を求めている。すなわち一路線区間内は、施工延長にもよるが区間内の平均CBR値で設計するの

と同舗装厚となり、設計施工ともやりやすい。

しかし、区間内のCBR試験結果に極端な値とくに小さい値がある場合、その値のために全区間の舗装厚は大きくなり不経済な設計となる。また、逆の場合は過小設計で舗装破壊の原因となり得ることが考えられる。

このように一路線区間内のCBR試験結果に極端な値が含まれている場合の処理方法として設計基準には棄却検定法が示されている。

しかし、設計基準を唯一のよりどころとして、この棄却検定を機械的に用いると前記のように過大または過小設計という問題を生じることがある。すなわち、試験方法の誤りから極端な値が得られたかもわからないし、また局部的に含水比の高軟弱な土質の所だったかもわからない。とくに既設農道では、種々雑多な土が盛土に使われている場合が多く、一路線区間内でもCBR値のパラツキは大きいものとなってくる。このような場合には十把ひとからげのな処理をする前に路床土の物理的性質など試験データをよく読むとともに現地を踏査し、棄却検定にかけ平均値を用いるか舗装厚を変えるか、または部分的に良質な材料による置換工法を採用するか検討しなければならぬ。

これらの検討にあたってとくに試験データをみる場合の参考資料として、また設計CBRを推定する場合の判断資料として、この報文が何らかの参考になればと思ひ報告する次第である。

諸賢の御批判をお願いします。

参考文献

1. 日本道路協会 アスファルト舗装要綱
2. 農林省構造改善局 土地改良事業計画設計基準 (農道編)
3. 三品・田中・牛腸 農道舗装の設計・施工 「水と土」1973年第14号

Rock 材, Transition 材料の粒度分布と セン断強度の関係について

(東北農政局 水窪ダムにおける管理試験より)

山崎 芳夫* 増田 明德** 樋渡 明信***

目 次

1. まえがき.....(77)	4. 試験結果の検討.....(74)
2. 大型一面セン断の試験法.....(78)	5. 考察.....(83)
3. 試験結果一覧表.....(78)	

1 まえがき

東北農政局米沢平野農業水利事業水窪ダムは、中心コア式ロックフィルダムであり、コア、フィルター、トランジション、ロックよりなるゾーンタイプのダムである。フィルダムにおける安定を大きく左右するのが、トランジション、ロックの密度ならびに内部マサツ角であるのはいまさら述べるまでもない。

しかしながらこれ等の値を正しく把握して設計、または現場を管理することは非常に困難であるのが現実である。まして、ゾーンタイプとなれば、現場に携るものにとってはロック、トランジション、廃棄岩を判別区分するのは経験的、観念的にする判断しかなく、個人差が大

きく左右してダムの安定性ならびに経済性に大きな影響を与える恐れがある。

水窪ダムにおいてはこれを粒度的に何等かの規制する方法を考えるため、まず過去に施工されたダムの粒度分布状態を調べた。図-1に示すのがその結果である。

この図に当原石山で坑導式大発破により採取された材料の粒度曲線を入れて比較してみると他のダムに比べて細粒分の多いのが目についた(もともとこの材料は、当原石山で、A~Eブロックと5回行なった大発破のうちBブロックの材料であり、このブロックの材料が一番悪く約25%の廃棄岩が発生した)。

そこで、当ダムの設計条件、ロック ϕ (摩擦角、以下同じ) = 45° , γ_d (乾燥密度、以下同じ) = $1.8t/m^3$, トラ

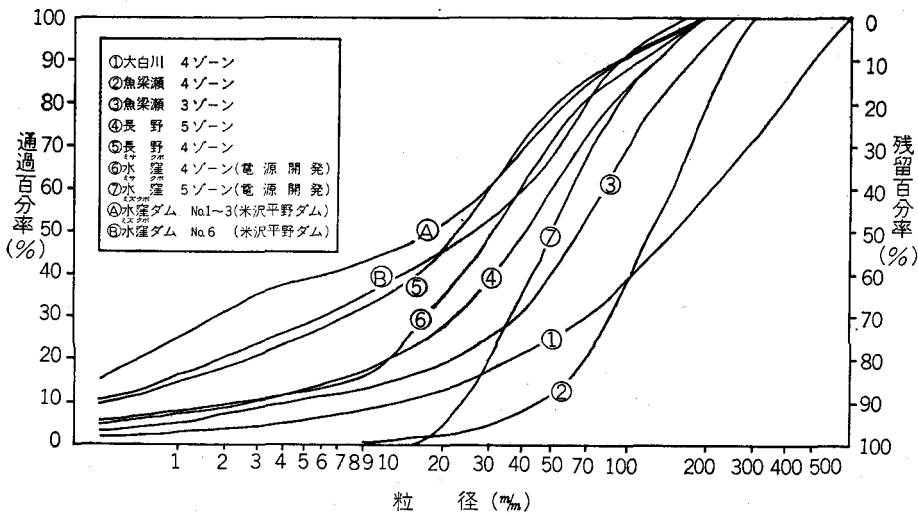


図-1 過去において施工されたダムの粒度曲線

* 農用地開発公団東北支所 (前工事課長)
 ** 浪岡川農業水利事業所 (前支所長)
 *** 大利根用水農業水利事業所 (前試験係長)

ンジョン $\phi = 35^\circ$, $\gamma_d = 1.9t/m^3$ にあわせて、細粒分を $25.4m/m$ 以下と規定し、これにより $25.4m/m$ 以下の細粒分の含有量の変化とセン断強度の関係をさぐるべく試

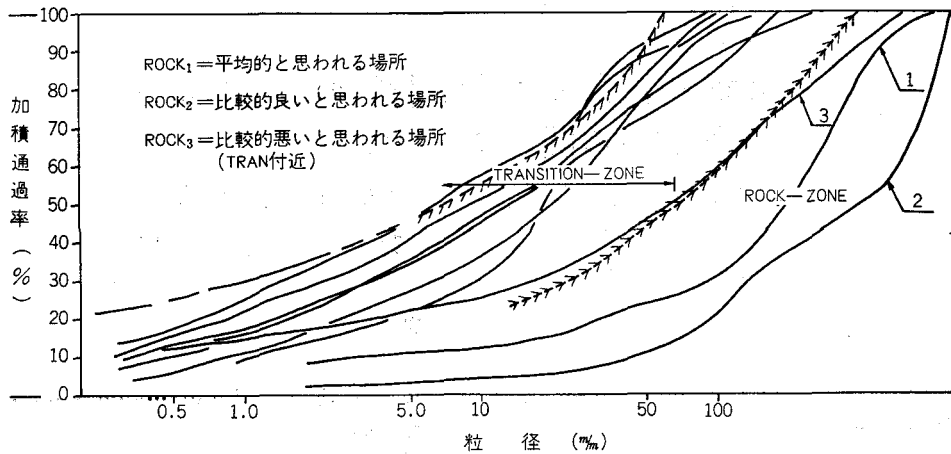


図-2 TRANSITION, ROCK 粒度範囲

験を実施した。ただしトランジションの γ_d は転圧試験結果より $2.0t/m^3$ として調整した。図-6に◎ ($\gamma_d=1.8t/m^3$)、× ($\gamma_d=2.0t/m^3$) 印で示したのがその時の値である。

この当初の試験のデータ数は非常に少なく、また100%満足できる結果とは云えないが、これでも粒度調整、密度調整、セン断試験、セン断後の粒度試験と約2ヶ月半の日数を要したので、これ以上の試験は実際の盛立の管理として実施することにした。そこで、ダム盛立施工に当っては、この結果ならびに原石山の採取比率を勘案して、粒径25.4mm以下の含有量をロック材30%以内、トランジション70%以内と決定し、盛立実施要領を作成し、ダムの施工管理の基本とした。

図-2は、この許容含有量を決定したときの粒度範囲(点線および斜線)と実際の施工で得られた代表的な曲線(実線)を併せて列記してある。

この報告書はダム築堤完了に伴ない、盛立実施要領で定めた細粒分の許容含有量とセン断強度の関係が実際の様に施工に反映されたか検討し、あわせて今後のダム設計、施工にあたり、粗粒材料のセン断強度の推定および施工管理の参考のためにと筆をとったものである。

2 大型一面セン断の試験方法

セン断試験機は、池敷内のモータープール付近に設置し、その構造は図-3の如く鋼製の上箱(1.0×1.0×0.5m)とコンクリートの箱(下箱)からなり、垂直荷重は20tの油圧ジャッキ、水平荷重は30tの油圧ジャッキを使用して、水平速度2mm/分でセン断させる。

試料は堤体においてバックホーで約4.0m³掘削し、これを4分法で採取したものである。また、最大粒径はセン断面付近では250mm以内とし、締固めはタコによる人力突固めとした。

なお、セン断試験機は図のように非常にシンプルなもの

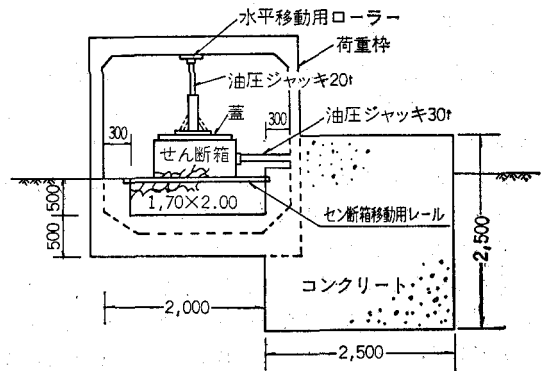


図-3 セン断試験機見取図

ので、ダイレタンシーによる垂直荷重や偏圧の問題、水平移動によるセン断箱のマスツ抵抗、水平ジャッキの使用法等、多々問題点もあるように思われるが、ここでは試験装置および方法論については、現場の施工管理としてよりも研究室的话题であるので割合させて頂く。

3 試験結果一覧表

表-1 試験結果一覧表 △: 調査時の値

No	乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$	間隙比 e	粘着力 c (t/m ²)	内部マサツ角 ϕ (度)	摘 要	
1	1.904	0.41	1.8	40°-45'	比重 G=2.686	
2	1.850	0.45	1.2	35°-30'		
3	2.045	0.31	2.8	41°-30'		
4	2.080	0.29	1.2	41°-30'		
5	1.800	0.49	1.7	34°-40'		
6	1.900	0.41	1.1	37°-30'		△
7	2.000	0.34	0.2	40°-30'		△
8	1.910	0.41	1.6	37°-30'		△
9	1.800	0.49	1.5	35°-00'		△
10	2.000	0.34	1.8	33°-30'		△

ロ ッ ク	1	1.702	0.58	0.748°-00'	G = 2.686	
	2	1.702	0.58	1.645°-30'		
	3	1.750	0.53	1.345°-30'		
	4	1.820	0.48	0.548°-30'		
	5	1.890	0.42	1.749°-00'		
	6	1.840	0.46	0.350°-00'		
	7	1.810	0.48	0.246°-30'		
	8	1.800	0.49	1.546°-00'		△
	9	2.000	0.34	2.545°-40'		△

盛立施工前の調査ならびに施工管理の結果は表-1, 図-4, 図-5のとおりである。

4 試験結果の検討

一般に粗粒材料のセン断強度は、主としてその粒子の形状や粒度組成に影響されると云われているが、図-6

は粒径 25.4m/m 以下の含有率と内部マサツ角の関係をプロットしたものである。この図によるとロックの平均密度は1.81 t/m³, トランジションは1.95t/m³でありほぼ設計値に近い数値が得られ、細粒分の含有率が增大するにしたがって密度は増大しているが、逆に ϕ が減少している。これは、密度の増加は ϕ の増加といわれている一般の見解からすれば、一見奇異に感じられるが、ロック, トランジションの様な粗粒材料の場合、密度の増減は、ある限られた粒径 ($\approx 25.0 \sim 25.4 \text{m/m}$) の範囲においての空隙をうめるための細粒分の含有率の割合に左右され、含有率が增大するにつれて密度は増大するの当然と云えるが、逆に云えば、粗粒材が少なくなり、セン断強度が小さくなると解釈すべきである。

なお、この図で△印のついている調査時の密度は試験前にあらかじめ調整して求めたものである。この図-6より細粒分の含有率 (x) と内部マサツ角 (ϕ) の関係を

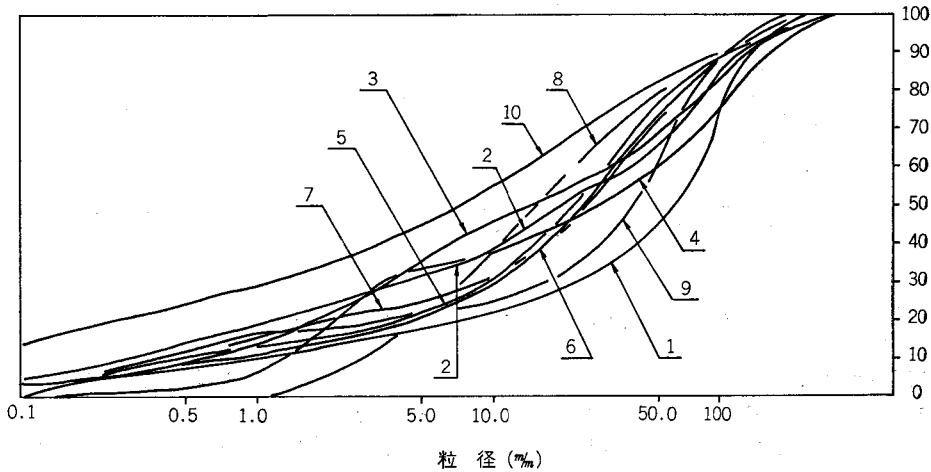


図-4 Tr 材粒度試験結果

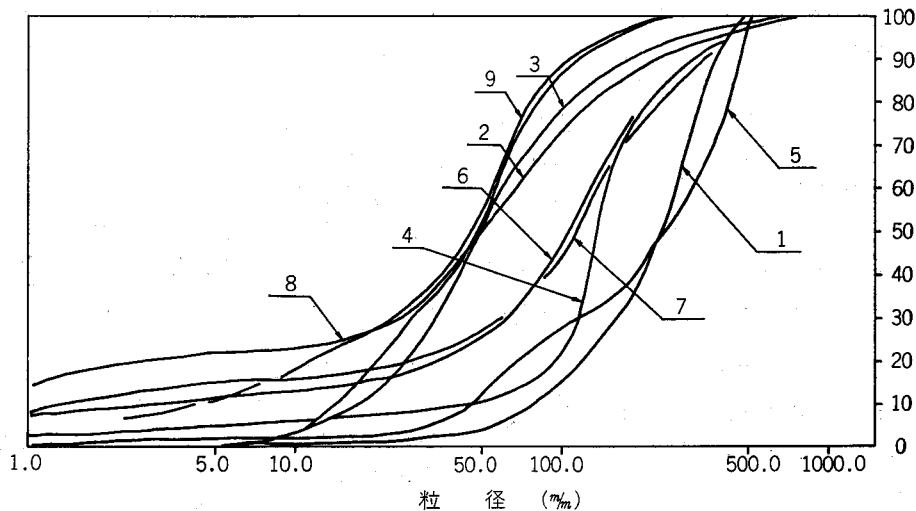


図-5 ROCK 粒度試験結果

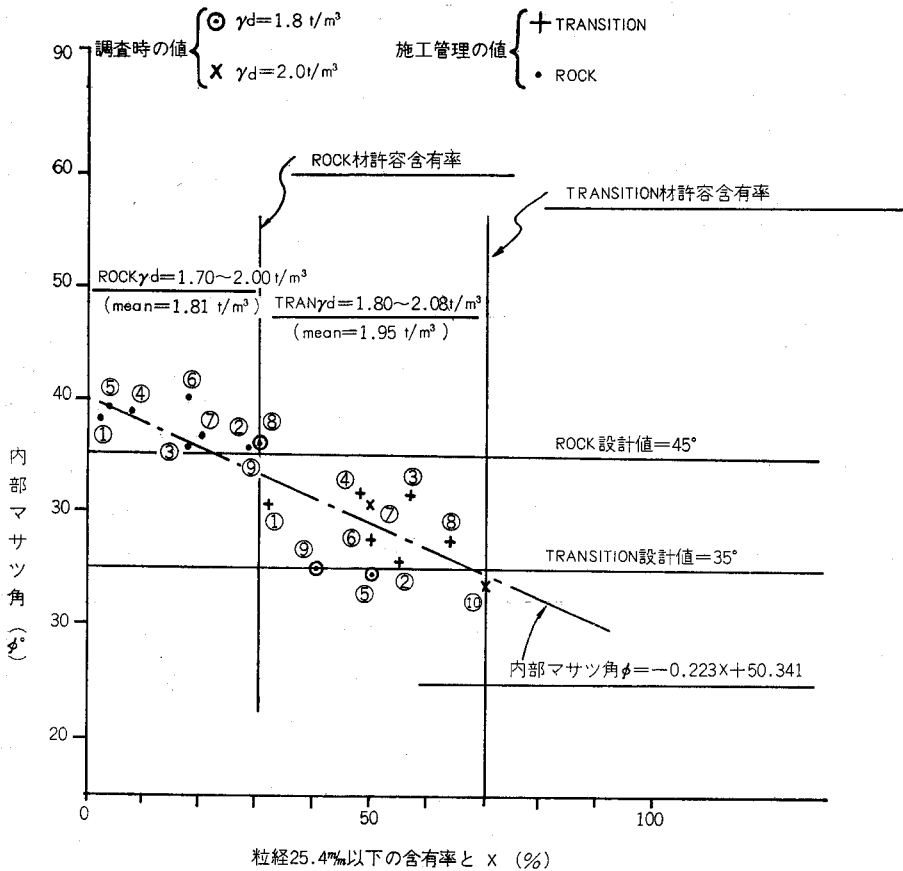


図-6 粒径25.4m/m以下の含有率と内部マサツ角の関係

求めると、内部マサツ角 ϕ は

$$\phi = -0.223x + 50.341 \quad (1)$$

となり、細粒分が10%増大すると ϕ は約 2° 減少する。

また、設計せん断強度に対するそれぞれの細粒分の許容含有率を求めると、ロック24%、トランジション70%となり、施工前に設定した盛立実施要領の許容範囲はほぼ正しかったと云える。

なお、これとは別に最上武雄氏が粒度の分布状態から内部マサツ角を推定する方法として*1「レキの内部マサツ角の常数 K について」という論文を発表されているので、水窪ダムの試験結果でこの式の適合性を検討してみた。

最上氏の提案している式は、次の(2)、(3)式である。

$$\sin \phi = \frac{K}{1+e} \dots \dots (2) \quad \text{および一般式として}$$

$$\sin \phi = \frac{K_1}{1+e} + K_2 \dots (3)$$

ただし、 ϕ : レキの内部マサツ角、 e : 間隙比。

K : $K = \log U_c + \alpha$ で表わされる常数である。

U_c : 均等係数。

なお、本文では U_c と K の関係を表-2で算出し、図-9はそれをプロットしたものである。

図-7は間隙比と内部マサツ角の関係を表わしたものであるが、同じ間隙比の場合はやはり細粒分の少ない方が高い値を示しているのが良くわかる。これは最上氏が“ ϕ は粒子の大きさによって変らない”と云っていることと一致しないが、ロック、トランジションと大別し、その各粒径がほぼ同じ場合にはやはり e が小さいほど、すなわち密度が大きいほど ϕ が大きくなっている。また、これを一般式(3)により図-8のようにして表わすとほぼ直線的な傾向が得られる。しかし、最上氏は、この K_1 、 K_2 の値で岩質、粒度配合の影響を数字的に特長づけることはできないとし、内部マサツ角に大きく影響する因子は岩質、粒度配合によるもので粒子の大きさによっては変わらないとして、これを特長づける K は、(2)式の変形 $K = (1+e) \times \sin \phi$ (4)を用いることにより岩質による違いが明瞭に表われると提言している。図-9の直線Aは最上氏の直線であり、 $K > 1.0$ は良質な岩で $K < 1.0$ は悪い岩としている。

ここで U_c は均等係数と称するもので、粒度曲線より次の式によって求められる。 $U_c = D_{60}/D_{10} \dots \dots (4)$ ただ

*1「レキの内部摩擦角と常数度について」土と基礎1968, 11月号

し、 $D_{60}=60\%$ 粒径(m/m)、 $D_{10}=10\%$ 粒径(m/m)。

ところで図-9をよく見ると、ロックの⑥、⑦、⑧、トランジションの⑧が大きはずれているが、ロックについては25.4~5m/m間の粒度分布が非常に少なく5m/m以下の含有量が多い、トランジションについては、1.0m/m以下の材料がなく他の粒度曲線と比べていわゆるスムーズな状態ではないので、この4点はずして試験値よりこの関係を求めたのが直線である(粒度分布は図-4、5参照)

この図によると最上氏の K に比し、ロックは小さく、トランジションは大きく、直線Aよりも緩勾配の関係が得られた。しかし $K=1.0$ の点についてはほとんど大差なく、 $K>1.0$ は良質な岩質、 $K<1.0$ は悪い岩質と云えるようである。

この図から設計値を満足する均等係数を求めてみる。ただし、水窪ダムのロック、トランジションの原石山は同一場所で、粒径の大きいものがロック、小さいものがトランジションとしたため、真比重 $\gamma_s=2.69$ は各々共通である。

ロック材

◎ $\gamma_d=1.80t/m^3$ (設計密度) のとき、 $e=0.494$

したがって $\phi=45^\circ$ を満足する K は

$$K=(1+e)\times\sin\phi=1.06\text{となる。}$$

∴ $\log U_{c1}=0.9$ $U_{c1}=8$ …図-9 直線Aより求めた場合

$\log U_{c2}=0.9$ $U_{c1}=8$ …図-9 直線Bより求めた場合

以下 U_{c1} はA、 U_{c2} はBより求めたものである。

◎ $\gamma_d=1.938t/m^3$ (施工管理における平均密度) のとき

$e=0.388$ したがって $K=(1+e)\times\sin\phi=0.98$

∴ $\log U_{c1}=1.11$ $U_{c1}=13$

$\log U_{c2}=1.32$ $U_{c2}=21$

トランジション材

◎ $\gamma_d=1.90t/m^3$ (設計密度) のとき

35° を満足する $K=0.81$

∴ $\log U_{c1}=1.55$ $U_{d1}=36$

$\log U_{c2}=2.18$ $U_{c2}=151$

◎ $\gamma_d=2.118$ (施工管理における平均密度) のとき

35° を満足する $K=0.73$

∴ $\log U_{c1}=1.78$ $U_{c1}=60$

$\log U_{c2}=2.60$ $U_{c2}=398$

となり上記の値をみるとロック U_c は8~21と大きなバ

表-2-(1) TRANSITION

No	乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$	内部マサツ 角 ϕ (度)	$\sin\phi$	$1+e$	K	\bar{K}	$(K-\bar{K})/\bar{K}$	$ (K-\bar{K})/\bar{K} $	均等係数 U_c	$\log U_c$	細粒分 x (%)
1	1.904	40°-45'	0.653	1.41	0.921	0.852	0.081	0.030	64	1.81	31.7
2	1.850	35°-30'	0.581	1.45	0.842		0.012		143	2.16	55.0
3	2.045	41°-30'	0.663	1.31	0.869		0.020		55	1.74	57.0
4	2.080	41°-30'	0.663	1.29	0.855		0.004		38	1.58	48.0
5	1.800	34°-40'	0.569	1.49	0.847		-0.006		71	1.85	50.0
6	1.900	37°-30'	0.609	1.41	0.859		0.008		72	1.86	50.0
7	2.000	40°-30'	0.649	1.34	0.869		0.020		82	1.91	50.0
8	1.910	37°-30'	0.609	1.41	0.859		0.008		8.5	0.93	64.0
9	1.800	35°-00'	0.574	1.49	0.855		0.004		137	2.14	40.0
10	2.000	33°-30'	0.552	1.34	0.739		-0.133		233	2.37	70.0

$\bar{U}_c=90.4$ $\log \bar{U}_c=1.96$ ※ ($\bar{U}_c=99.4$ $\log \bar{U}_c=1.99$) ※ () 書は⑧を削除した場合

表-2-(2) ROCK

No	γ_d	ϕ	$\sin\phi$	$1+e$	K	\bar{K}	$(K-\bar{K})/\bar{K}$	$ (K-\bar{K})/\bar{K} $	U_c	$\log U_c$	x
1	1.702	48°-00'	0.743	1.58	1.174	1.088	0.079	0.036	3.4	0.53	2.2
2	1.702	45°-30'	0.713	1.58	1.127		0.036		4.9	0.69	28.2
3	1.750	45°-30'	0.713	1.53	1.091		0.003		3.5	0.54	17.8
4	1.820	48°-30'	0.749	1.48	1.109		0.019		4.0	0.60	8.0
5	1.890	49°-00'	0.755	1.42	1.072		-0.015		6.4	0.81	4.1
6	1.840	50°-00'	0.766	1.46	1.118		0.028		43.0	1.63	18.0
7	1.810	46°-30'	0.725	1.48	1.073		-0.014		90.0	1.95	20.0
8	1.800	46°-00'	0.719	1.49	1.071		-0.016		82.0	1.91	30.0
9	2.000	45°-40'	0.715	1.34	0.960		-0.118		13.0	0.11	30.0

$\bar{U}_c=27.8$ $\log \bar{U}_c=1.44$ ※ ($\bar{U}_c=5.9$ $\log \bar{U}_c=0.77$) ※ ⑥⑦⑧を削除した場合

表-3 水窪ダム設計諸元

項目別	断面別	CORE	FILTER	TRANSITON	ROCK
	採取地	ダム右岸上流0.5kmの第1上取場及ダム下流1.0kmの第2上取場	ダム地点から西へ6.0kmの南原より購入	原石山	原石山
築堤	最大粒径又は重量			40cm以下	120cm以下
	含水比	20.0%		8.0%	
材料	締固め乾燥密度	1.6t/m ³		1.9t/m ³	1.8t/m ³
	内部摩擦角	30°		35°	45°
料	透水係数	5×10 ⁻⁵ cm/s		5×10 ⁻³ cm/s	自由排水
	比重	2.65		2.70	2.70
料	盛立量	148.591m ³	26.975	281.496	571.811
	堤高	62.0m 有効貯水量29,000,000m ³			
	取水水量	19.48m ³ /sec			

表-4 乾燥密度と内部マサツ角

	トランジジョン	ロック	備考
1. 設計乾燥密度より得られる内部マサツ角	37°<35°	47°>45°	トランジジョン $\gamma_d=2.118$ t/m ³ , ロック $\gamma_d=1.938$ t/m ³
2. 設計内部マサツ角を満足する乾燥密度	1.8t/m ³ <1.9t/m ³	1.72t/m ³ <1.8t/m ³	より推定マサツ角
3. 施工管理より得られた平均乾燥密度	39°30'>35°	51°>45°	

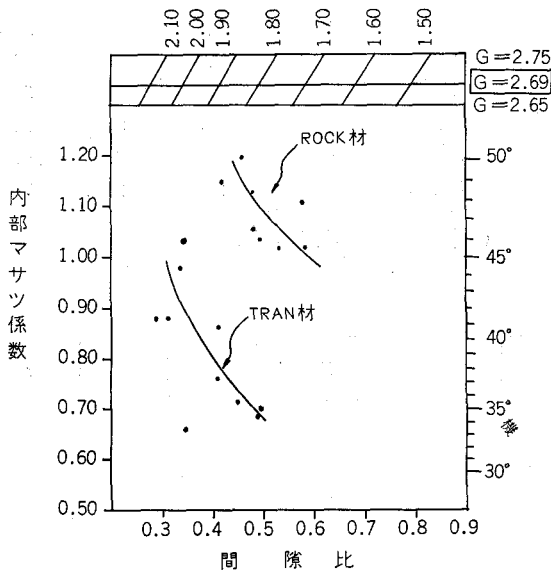


図-7 間隙比と内部マサツ係数の関係

ラツキは認められないが、トランジジョン U_c は36~398と非常に大きなバラツキが認められた。これは直線Aに比して、試験結果より求めたトランジジョン材のK

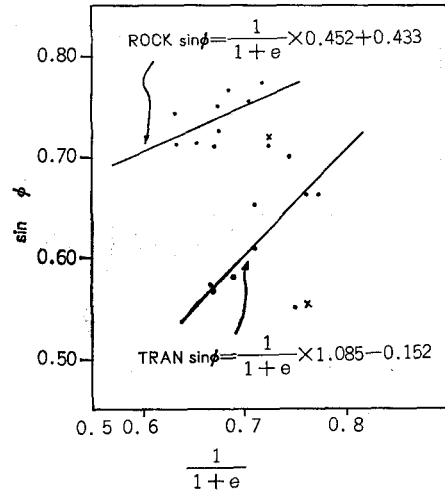


図-8 $\sin \phi$ と $\frac{1}{1+e}$ の関係

が大きいことに起因している。

なお、施工管理における粒度試験の均等係数の範囲は約50~200である。

図-10は表-2の計算結果より求めた γ_d と ϕ の関係であり、これによってダムのセ断強度を検討すると、

表一4のようになる。

何れも設計値に対して満足な値いが得られていることが判明した。

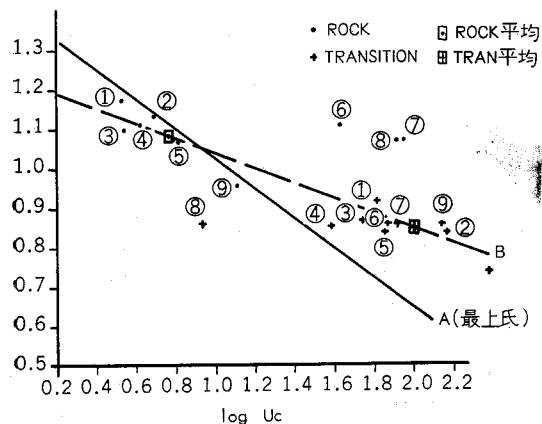


図-9 log U_c と K の関係

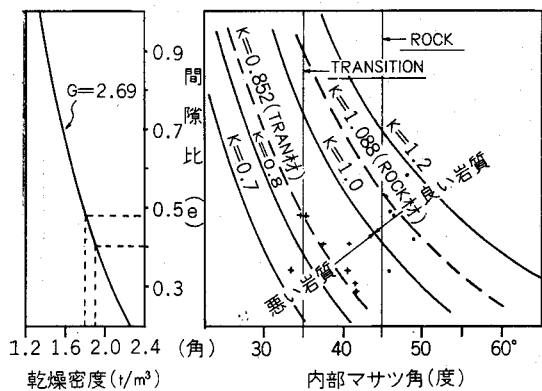


図-10 乾燥密度と内部マサツ角の関係

5 考 察

以上、細粒分の含有率と内部マサツ角の関係、均等係数と内部マサツ角の関係の2方法について検討を加えて来たが、前者の場合はバラツキはあるとは云うものの、その傾向ははっきりと表われており、当初設定した許容範囲もほぼ妥当であったと云える。

後者の場合は、たしかに均等係数と K の関係は良く得られており、採取される材料が割合均一で、粒度曲線が立っている場合は、あらかじめ数回のセン断試験を行なって K 値を求め、密度の変化に伴う ϕ の変化を求めるには有効な方法であるが、ただ均等係数より ϕ を推定するにはいささか問題があるように思われる。図-2に示したロック1を例にとると、この粒度試験は盛立現場の堤体からバックホーで掘削し、トラックスケールならびに300kg秤りを用いて約3,000kgをフルイ分けたものである。

この粒度曲線を見ると、細粒分の含有率は17.5%で、細粒分の許容範囲30%以下で満足するが、 $U_c=65$ であり、試験結果の検討ロックの項で示した最大値21よりもはるかに大きく、この点から云えば不合格となる。しかし、25.4%以下の粒度曲線は非常に緩勾配であり、ここでもし、10%粒径に5%の試験誤差があったとすると、 $U_c=13$ となり、実に U_c では実に80%の誤差が生じたことになり、試料の採取方法、試験方法による数パーセントの誤差も均等係数には数十%、或は数百%となつてはね返ってくる恐れがある。この点からすれば前者の場合、含有率に多少の誤差が生じてもその影響は、ほとんどないので、今後これに関する資料を数多く集めて密度の関係もあわせて解明すれば、使用材料の可否を判断する上で非常に有効な方法になるものと思われる。

最後にダム管理試験に熱心にとり組んで頂いた鹿島建設の職員とくに小園敏幸氏および本支所菅野敏仁技官に感謝を申し上げます。

軟弱地盤上のサイホン式取入工について

青木 登* 横田正夫** 畠山信雄*** 吉永健治****

目 次

1. まえがき.....(84)	決定.....(89)
2. 土質条件及び計画取水位.....(85)	5. 設計及び施工.....(89)
1) 土質条件.....(85)	1) 水理計算.....(89)
2) 計画取水位.....(88)	2) 基礎処理工.....(90)
3. 堤防の概要と沈下状況.....(88)	3) 送水管路工.....(92)
1) 堤防の概要.....(88)	4) 呑口工.....(93)
2) 堤防の沈下状況.....(88)	5) 呼水機構.....(95)
4. 取入工についての比較検討及びタイプの	6. あとがき.....(98)



写真一 取入口、幹線用水路の工事現場を上空から望む

1 まえがき

八郎潟は、秋田市北方約20kmに位置し、北緯40度、東経140度の経緯度交差点を中心に東西12km、南北27kmに亘る半かん湖で、その内に中央干拓地15,640haを有する

干拓地である(図-1)。八郎潟中央干拓地にかかる農業用水は、調整池、又は承水路を水源とし、昭和40年度以来、農用地造成の工程に順じ正面堤防・東部承水路右岸堤防部に10ヶ所・西部承水路堤防に7ヶ所・計17ヶ所の取入口施設を築造し、既に入植を完了した第一次から第四次までの入植地約4,570haの農業用水を供給している。

これら既設の取入施設の構造は、堤防内外の水位差・

* 農林省関東農政局 ** 農林省東北農政局
 *** 八郎潟新農村建設事業団 **** 農林省構造改善局

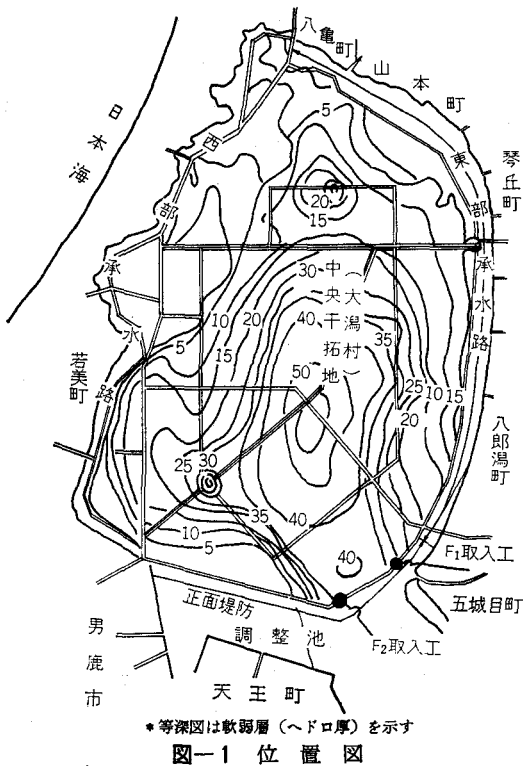


図-1 位置図

基礎地盤の良否・堤防開削の可否及び施工の難易・地震時における堤体及び構造物の挙動等を加味して西部承水路堤部では鉄筋コンクリート暗渠方式(堤防開削施工), 東部承水路堤部ではサイホン方式で, 構造物は鋼管杭又はRCパイル杭等で直接支持層に定着させ堤体の挙動と分離した工法が採用されている。今回施工した F_1 ・ F_2 取入工(本報告は F_2 取入工について紹介)は中央干拓堤防中最も軟弱層が厚く, 20~25m附近にゆるい砂層を狭むものの支持層まで考慮すれば40mにも達するいわゆる“へドロ”の上に築造された正面堤防部に位置し, 土質条件・堤防形状, これに伴う水理諸元・附帯構造物の設計条件等は既設の取入施設に比し著しく相違し種々検討を必要とした。以下, F_2 取入工について, その設計及び施工概要を報告し, 御意見・御指導をおおぐと同時に正サイホンとしては施工例の少ない当工事の報告が今後なんらかの形で参考となれば幸いである。

2 土質条件及び計画取水位

1) 土質条件

取入工施工地点の堤防横断の土質概要は, 図-3及び図-4の通りで, 堤体盛土砂と軟弱シルトとの間には概ね対照的な値を呈している。即ち比重では軟弱シルトで

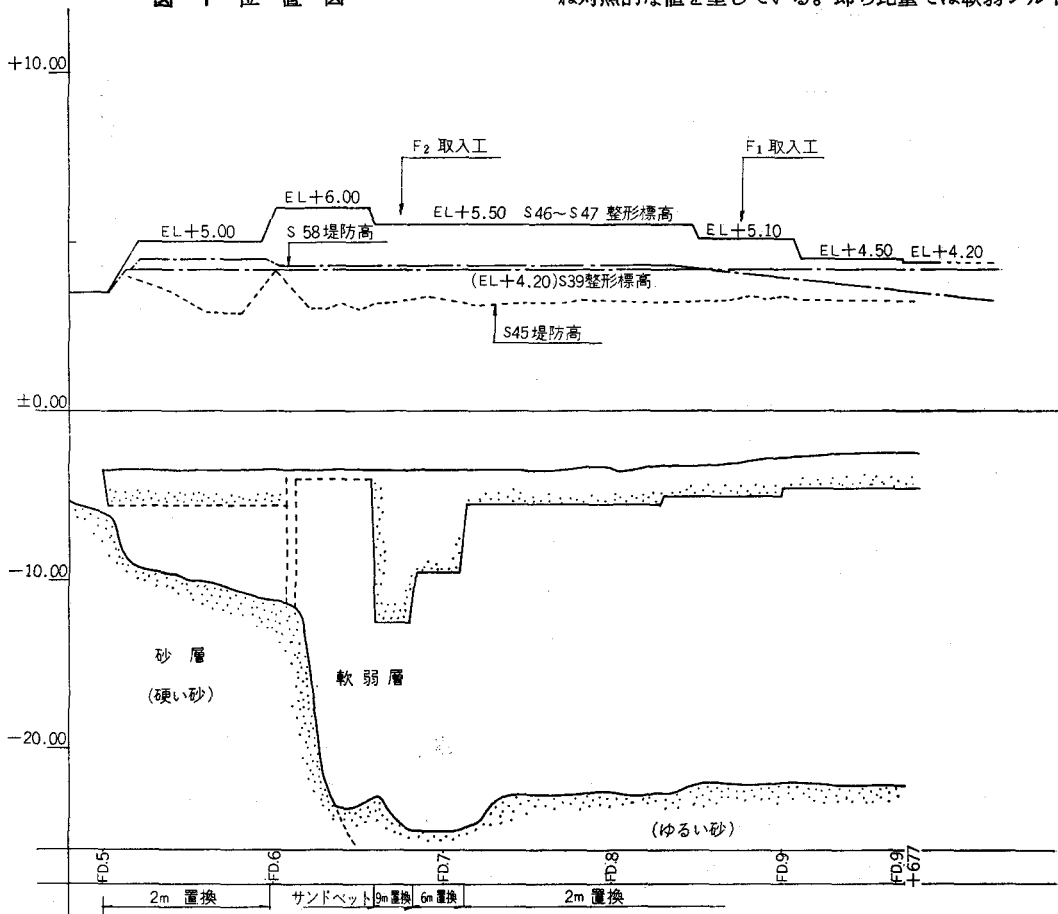


図-3 土質概要図

平面図

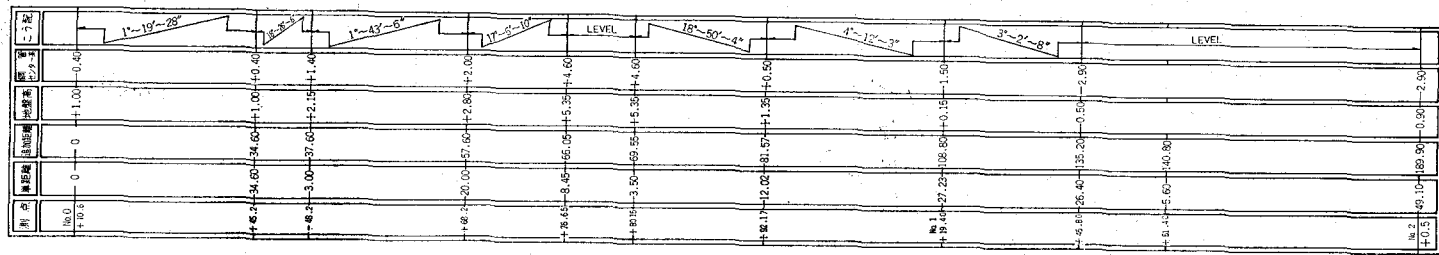
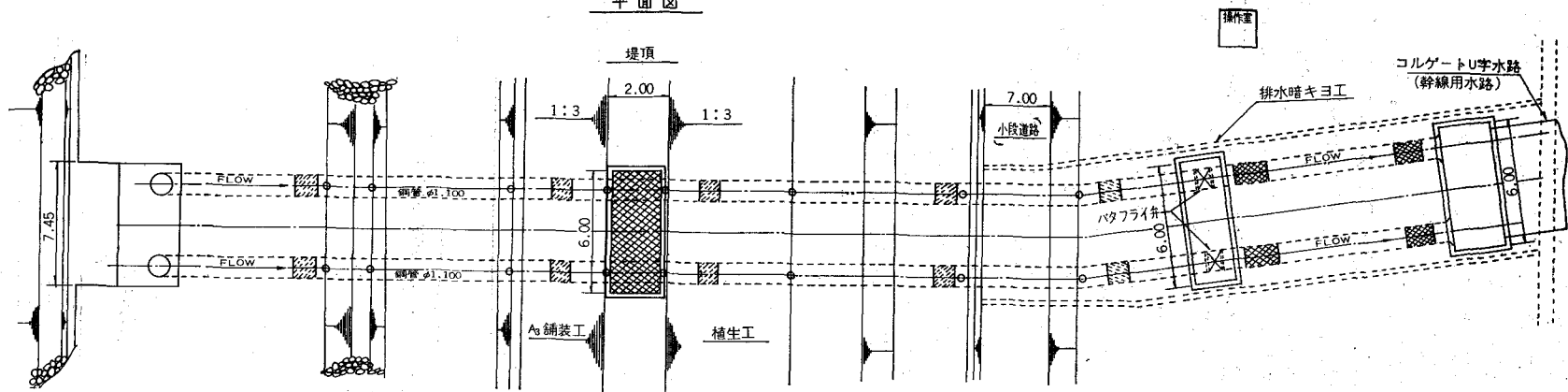


図-2 一般平面図及び水理縦断面図(1)

縦断図

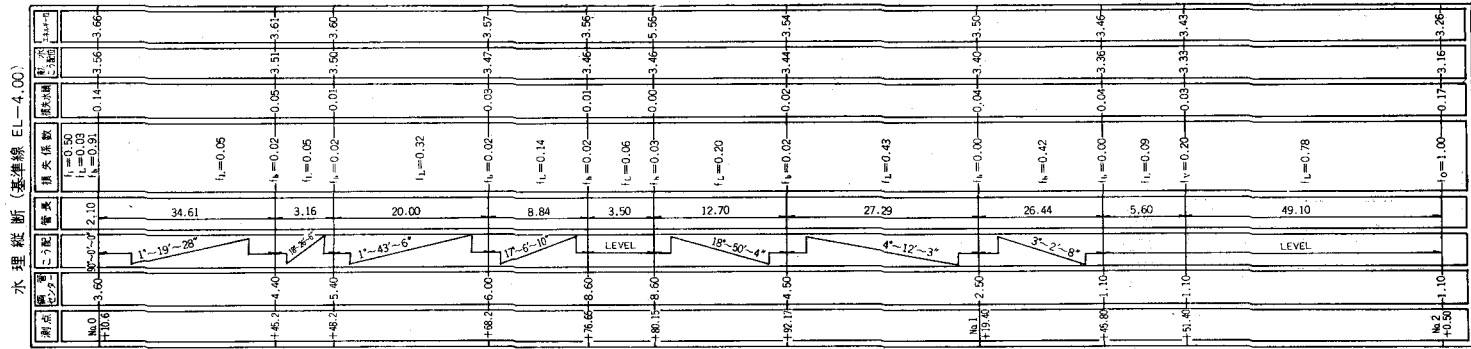
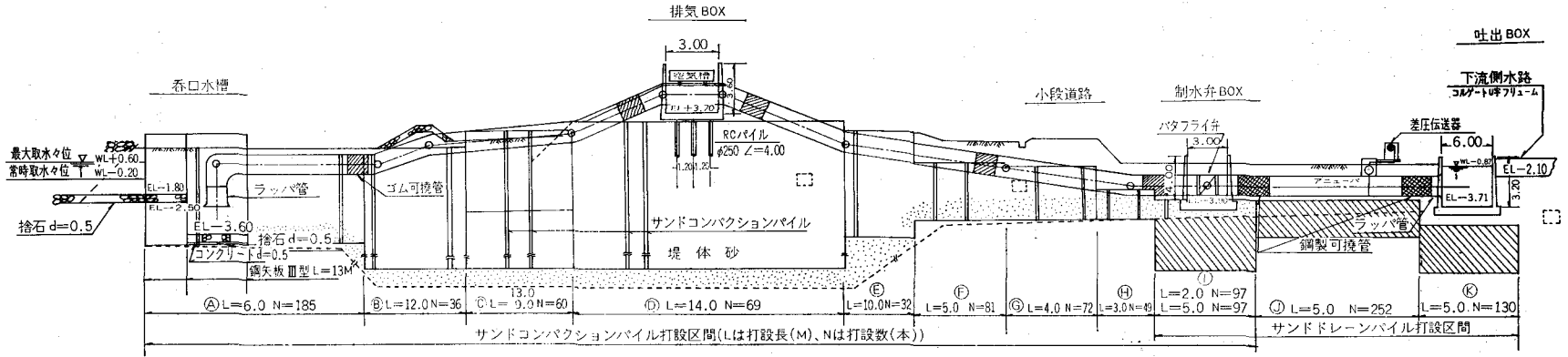


図-2 一般平面図及び水理縦断図(2)

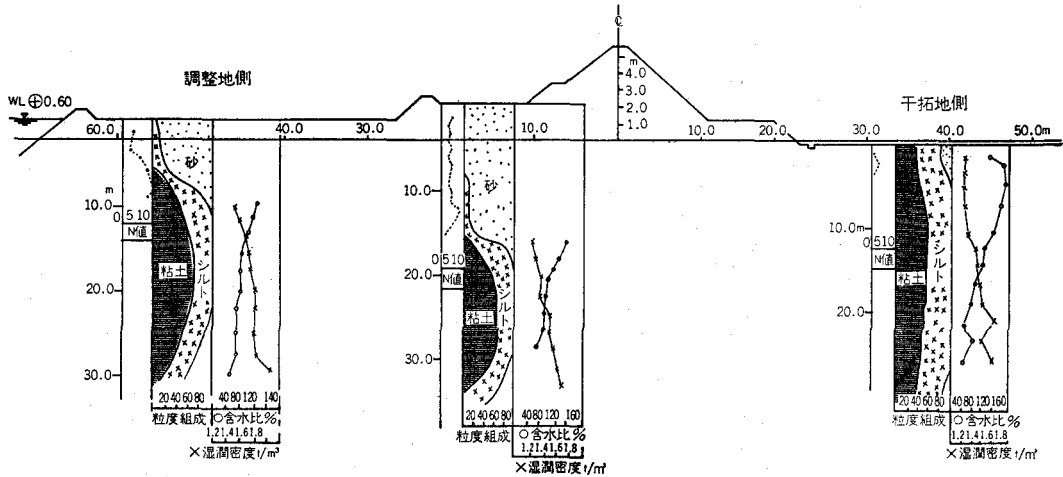


図-4 土質図

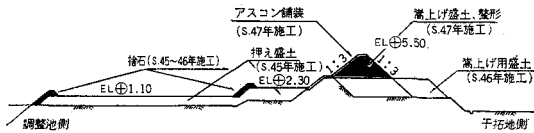


図-5 嵩上げ施工断面図(9m置換部分)

2.6前後、堤体砂では2.7以上、又含水比では堤体砂で33~35%、軟弱シルトでは60~140%にも達する。同じ軟弱シルトでも上下の含水比の差が大きいが、これは圧密の進行度の差と考えられる。単位体積重量も堤体砂では1.2~1.3、軟弱シルトで1.3~1.7とこれも下層へ行く程大である。従って、間隙比も堤体砂1.13~1.31、軟弱シルト2.15~2.52と通常の沖積土に比し非常に大である。さらに一軸圧縮試験からみると0.3~0.8kg/cm²で堤体盛土直下および支持層に近い部分以外はかなり弱く、又鋭敏比も高い。

2) 計画取水水位

中央干拓地の用水源である調整池・東部承水路のかんがい期間中(5月~7月)の水位は5年確率でEL+0.60m以上に保たれ、8月においてわずかにEL+0.50mを下まわる程度である。又10年確率(計画低水位)はEL-0.20mである。従って、計画取水水位はEL+0.60mで最大取水量(Q=3.240m³/sec)を確保し、EL-0.20mで常時取水量(Q=2.615m³/sec)を維持できるものとする。但し、実際には呑口部及び吐出部の水位関係と調整池側の水位低下に伴う損失ロスの増大・及び最大負圧の

許容する範囲内で、呑口部サクション水位を低下させ、EL-0.20m以下の異常湧水時においてもある程度の取水は可能である構造とした。表-1に呑口計画水位及び吐出水位の関係を一覧表に示す。

3 堤防の概要と沈下状況

1) 堤防の概要

中央干拓地の堤防は昭和33年から昭和38年にかけて築堤され、昭和38年11月には干陸を開始し、翌年4月には堤体内水位をWL-3.50mまで低下し、昭和41年5月には地区内全体の干陸を完了した。築堤に際しては、正面堤防及び東部承水路堤右岸の一部は厚さ20m前後の著しい軟弱層の上に築堤されるため、種々の工法が検討された結果、置換工法が採用され、経済性・施工上の難易を考慮して置換厚さ2.0mで施工された。計画断面施工後の軟弱層の圧密沈下の進行に伴って堤防嵩上の実施が予想され、昭和45年から昭和47年にかけて堤防の第一期嵩上げが実施された。以後、堤防沈下の実測は引き続き実施されており、堤防横断方向で若干の差はあるものの年間10~15cmの沈下が今なお続いている。図-5は堤防の嵩上げ施工断面である。

2) 堤防の沈下状況

正面堤防の沈下計算については過去種々の計算が実施されている。又、計算値と実測値とのチェックは、堤防築堤中に埋め込んだ二重管式の沈下観測管等によって行っている。図-6は過去の検討結果に基づいて再度沈下計算を

表-1 呑口~吐出水位関係

	取水量m ³ /s	計画取水水位m	吐出水位m	水位差m	損失水頭m	備考
最大取水時	3,240	※ EL+0.60	EL-0.87	1.47	0.93	※5年確率
常時取水時	2,615	EL-0.20	EL-0.87	0.67	0.54	10年確率

実施したもので施工部断面（堤頂）の沈下状況である。
正面堤防No. FD6+596+FD6+824（9m置換）

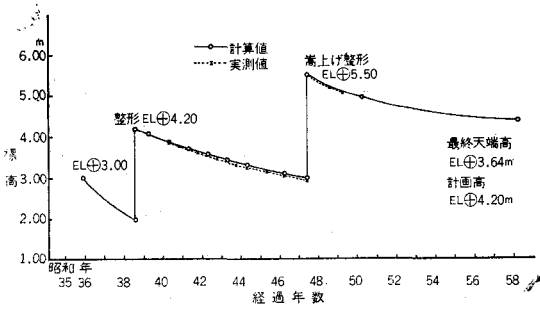


図-6 中央天端標高の沈下状況

4 取入工についての比較検討及びタイプの決定

表-2 取入工タイプの比較

取入工タイプ	下流水路タイプ	工事費	利点	欠点
(1)サイフォン方式	オープン (コルゲートフルーム)	中	①堤体の沈下に対応できる。 ②付帯構造物の築造、および堤体へ与える危険性が少ない。	①サイフォン形成時の負圧が大きい。
(2)ポンプ圧送方式	クローズド (鋼管, FW管)	高	①下流水路の地質条件に適している。	①工事費が高い。 ②堤防上での構造物が大規模になる。
(3)暗渠方式	オープン (コルゲートフルーム)	低	①維持管理が容易 ②取水が安定している。	①堤防開削に伴う危険度が高い ②仮締切工が難しい
(4)中継ポンプ方式	オープン+クローズド	高	①取水が安定している。 ②下流水路の地質条件に適している。	①維持管理が煩雑である。

5 設計及び施工

1) 水理計算

(イ) 水理諸元 (表-3)

(ロ) 管種・口径の決定

配管は鋼管を使用し、予想される因子を考慮して2連とし、最大・常時取水時において危険側を採用する。今、パイプ径を $\phi 1100\text{mm}$ と仮定する。

$$\text{最大取水時 } Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2gh}{\Sigma f}} = 0.95 \sqrt{\frac{2 \times 9.8 \times 1.05}{5.81}} = 1.788 > 1.620 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{常時取水時 } Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2gH}{\Sigma f}} = 0.95 \sqrt{\frac{2 \times 9.8 \times 0.67}{5.81}} = 1.428 > 1.308 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(但し、 $\Sigma f \cdot H$ 等については図-2の水理縦断図参照)

(イ) 吐出水位の決定

実損失水頭に3cm程度の余裕をもたせる。

$$\text{吐出水位 } WL = -0.84 - 0.03 = -0.87\text{m}$$

(ロ) 最大負圧の計算

呑口部④部と堤頂部③部にベルヌーイの定理を用いて算出する (危険側の常時取水時で計算)

$$Z_A + h_A + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{W} + \frac{V_B^2}{2g} + H'$$

H' : A, C間の損失の和 (=0.54)

H'' : A, B間の損失の和 (=0.24)

$$\frac{B}{W} P = Z_A + h_A + \frac{V_A^2}{2g} - Z_B - \frac{V_B^2}{2g} - H''$$

表-3 水理諸元

流量 $Q(\text{m}^3/\text{sec})$	管径 $D(\text{mm})$	流量積 $A(\text{m}^2)$	流速 $V(\text{m}/\text{sec})$	速度水頭 $V^2/2g(\text{m})$	粗度係数 n	摩擦係数 $f=124.5 \times n^2/D^{4/3}$
(常時) 1.308 (最大) 1.620	$\phi 1,100$	0.950	1.377 1.705	0.097 0.148	0.012	0.0158

※流量は1連当りの値である。

堤体下の軟弱層の土質条件・堤防の沈下状況・および当該水路路線の地形が中だるみの傾向にあること等から取入工のタイプとしては表-2に示す通りの工法が想定される。

表-2に示す4つのタイプについて検討した結果、取入工はサイホン方式とし、下流接続水路はコルゲートU字水路を採用することとした。しかし、ここで構造物の基礎については厚い軟弱層をつらぬいて完全支持型とし、堤体の挙動と全く分離した工法を採用すべきか、又は堤体に何らかの基礎処理を施し、堤体の挙動と一体化した構造物とすべきかという問題が残る。前者については次期嵩上時の施工上の問題・長尺物の杭打設上の技術的な問題等疑問点が大であるとし、地震時及び堤体の沈下に対してもあくまで堤体上の構造物は堤体の挙動に対応するという思想に立ち後者の工法を採用した。

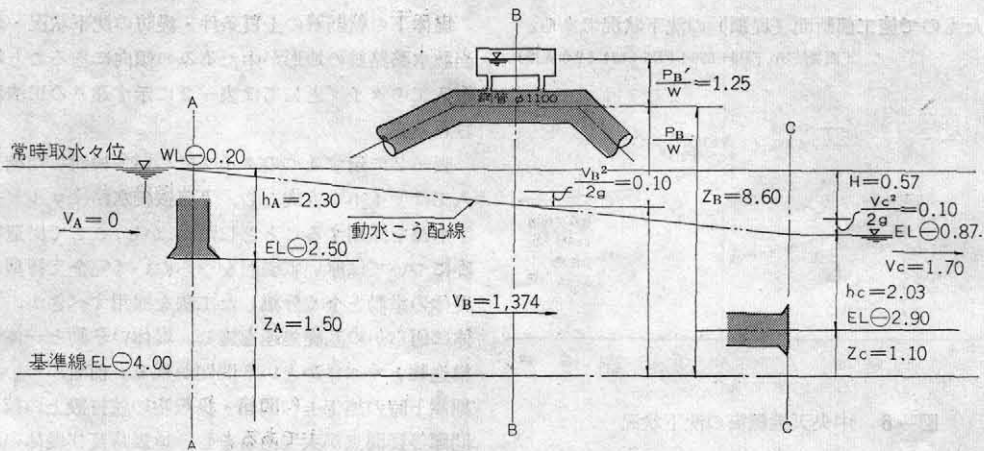


図-7 最大負圧算出図

=-5.14m (管センター高での負圧)

さらに、空気槽内の上限水位までは1.25mあるので実質的に最大負圧は $-\frac{P_B}{W} = 5.14 + 1.25 = 6.40\text{m}$ となる。

(b) 呑口及び吐出配管高さの決定

呑口部及び吐出部の配管高さの決定は概ね各種ポンプ便覧に準じて決定したが、呑口部については仮に EL ⊖ 0.20以下の異常湧水時でも呑口部と吐出部の水位が逆転しない範囲である程度の取水可能な構造とし、吐出側についてはサイホン形成時においてパタフライ弁からの空気混入防止、排気時間の短縮という点から下流接続水路底以下に押し、サイホン形成時には常時少なくともパタフライ弁まで満水状態にあるように考慮した。

2) 基礎処理工

横断堤防の土質概要は、厚い軟弱層の上にポンプ船で築堤した堤体砂が載っている状態である。従って、施工当初の堤体砂は間隙比も大きく、相対密度も小さく、N値はほとんど0に近いものであった。ただその後の堤体の嵩上げ盛上及び十勝沖、男鹿地震等によって、堤体砂自体の相対密度も必然的にある程度向上したと思われる、今回施工前の標準貫入試験結果からすれば堤防横断方向の各セクションで若干の差はあるもののN値4~10程度と堤体砂自体の経年的な密度の変化はうかがえる。しかし、現況の堤体砂の粒度分布(図-8)及び砂の密度・間隙比・相対密度等いわゆる砂の締固り具合をN値(図-9)で代表させるものとすれば、地震等によって流動化現象を生じやすい部類の砂地盤にはいると考えてもよい。こうした条件下の堤体に局部的に構造物を築造し、現況の堤防の荷重条件を変化させることは危険度が大きく、又構造物自体が取入口という重要構造物であるという観点から考えれば何らかの基礎処理を施し、地震時におけるこうした危惧に対処すべきである。ところで、一般に砂地盤の流動化現象はダイレンシーによる体積圧縮が起り、間隙水圧が上昇して有効応力が減少し、

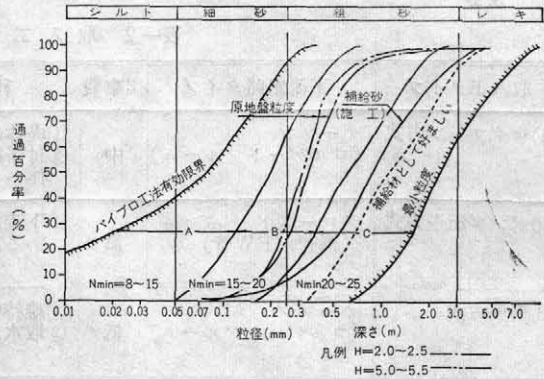


図-8 原地盤の粒度と締固め後の最小N値との関係
砂の強度であるせん断力を減少させることによって生じるものとされている。又、流動化ファクターとしては相対密度、有効拘束力・平均粒径・粒子形状等が個々に作用するものと考えられるが、外力条件及び土質条件の

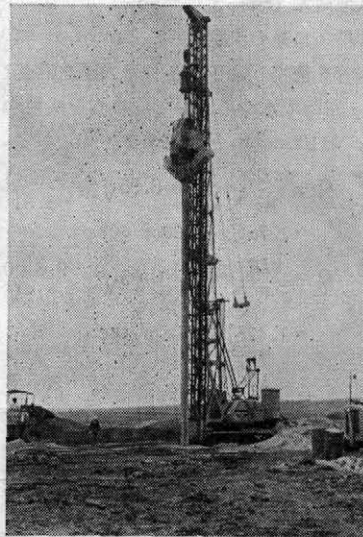


写真-2 サンドコンパクションパイル打設中

決まっている自然の砂盤においては相対密度を向上させることが最良の工法と考えられる。

こうした点から、当工事では過去震害等で実績のあるサンドコンパクション工法を採用し、地盤の相対密度の向上、即ち N 値の向上を図り、流動化に伴う構造物設置部分の局部破壊に対応するものとした。設計に際しては堤体砂の盛上厚さが図-2で示す通り堤防の調整池側・堤頂・干陸側で各々異なるので各セクション毎に砂厚・現況 N 値をあらかじめ確認し、この結果から打設長は各セクション別に $L=4\text{m}\sim 14\text{m}$ とし、パイルピッチは現況堤体砂の N 値4~10を改良後おおむね N 値15以上を確保できることを目的とし、 $L=2\text{m}$ の正三角形配置で打設した。補給砂量はほぼ堤体砂と同一のものとし、 m 当りの投入砂量は $V=0.46\text{m}^3$ 以上とした。さらに、干拓地側で砂厚が比較的うすく配管及び附帯構造物(制水弁ボックス・吐出ボックス)の設定箇所にかかる部分については、サンドドレーンパイル工法を採用し、強制圧密を実施させ構造物設定後の不等沈下の防止を図った。パイルピッチ、打設長の決定は工期及び他の工種との関連からプレロード期間2ヶ月程度で、圧密度 $U=80\%$ を目標とし、正三角形 $L=1.4\text{m}$ ピッチ・打設長 $L=5.0\text{m}$ で打設した。

打設に際しては、堤防横断方向に打設する関係上からあらかじめ打設機の安定を図るためのサンドベッドを各セクション毎に設定し施工上の便宜を図った。又打設順序は干陸側から調整池側へと打設し、各セクション毎に試験杭を打設した後、杭間で標準貫入試験を実施し、 N 値の改良度合が所定以上確保されているか否かを確認したうえ本施工にはいることとし、以下各セクション毎に同様な施工体制を採った。

出来高・施工管理については、施工機械に附帯するオッシュログラフ(写真-3)で打設長・打設本数・投入砂量等は管理できるようになっており、日毎の出来高、使用機械の稼働率等についてある程度の確に把握できた。改良後の N 値の確認については先にのべたごとく標準貫入試験によったが、その結果は図-9及び図-10で示す

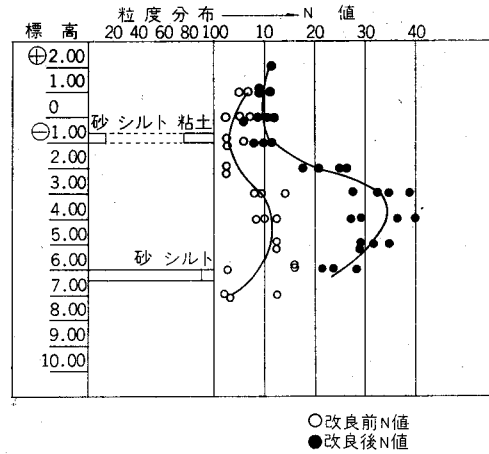


図-9 改良前後の N 値の比較(1)

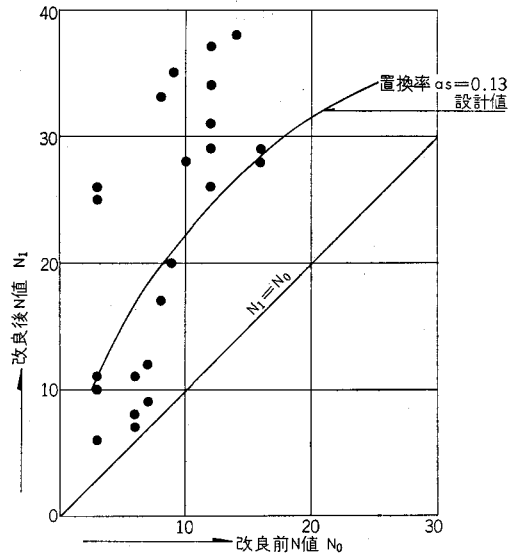


図-10 改良前後の N 値の比較(2)

通りである。

それによると標高的にみて堤体盛土 EL $\ominus 1.0\text{m}$ 附近にある浚深時の粘土の吹きだまりの部分を除いては N 値

表-4 工種別打設数 (L打設長 (m) , N打設本数(本), T全打設長 (m))

区間※		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	計
サンドドレーン工法	L	—	—	—	—	—	—	—	—	5.0	5.0	5.0	
	N	—	—	—	—	—	—	—	—	97	252	130	
	T	—	—	—	—	—	—	—	—	485	1,260	650	
サンドコンパクション工法	L	6.0	12.0 or 13.0	9.0	14.0	10.0	5.0	4.0	3.0	2.0	—	—	
	N	185	36	60	69	32	81	72	49	97	—	—	
	T	1,110	432	640	966	320	405	288	147	194	—	—	

※ 区間は図-2 参照

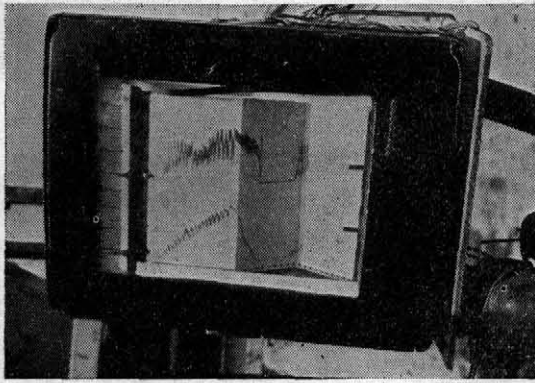


写真-3 オッシログラフ

の改良度合は良好であった。但し、表層部でN値の低い部分は配管に伴う掘削にかかる部分で無処理の部分である。さらに、図-11は呑口部水槽内掘削時に確認した打

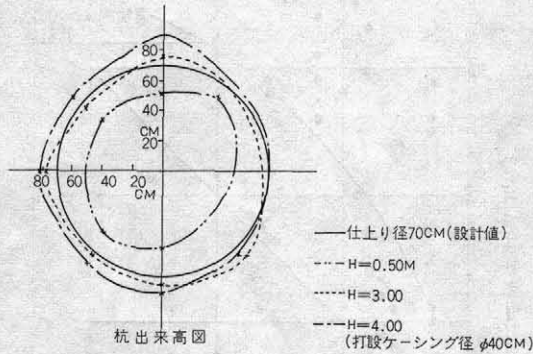


図-11 杭出来高図

設杭の形状である。パイル打設後の改良度合の信頼性に関しては、標準貫入試験とオッシログラフの形状とから判断せざるを得ないが、標準貫入試験の点数が比較的多いこと、オッシログラフの形状がほぼ均一であることから堤体砂全体について均一な改良が出来たものと思われる。

次に図-12にサンドドレーン打設部の圧密沈下曲線の計算値と実測値の比較を挙げる。若干プレロード期間に無理があったため所定の圧密度が得られず、構造物設定後わずかながら沈下が継続したが問題となる数字ではなかった。

3) 送水管路工

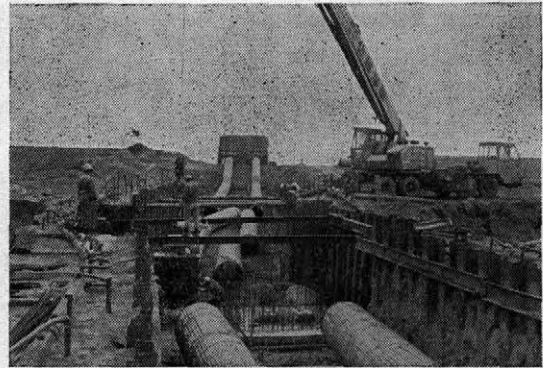


写真-4 送水管路配管施工中

配管は取水時の故障対策、流量調節を考慮し、2連とし、送水管は堤防を横断する重要構造物で堤体の変位等で予測不可能な偏荷重の発生等も考慮し、安全性、加工性の面から鋼管 (JIS G 3443, 水道用塗覆装鋼管) を使用し、管及びジョイントの接合は総て熔接方式とし、

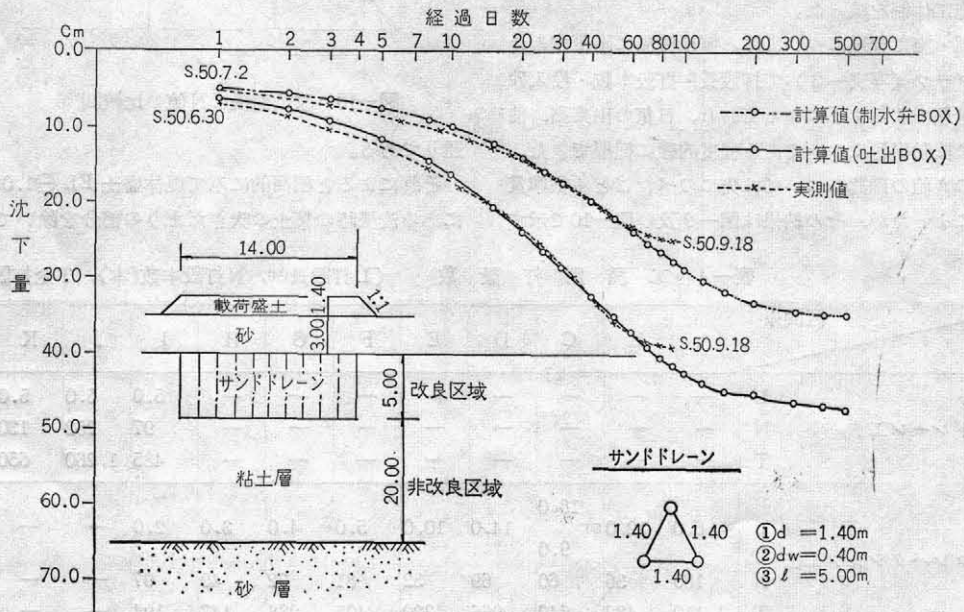


図-12 圧密沈下曲線

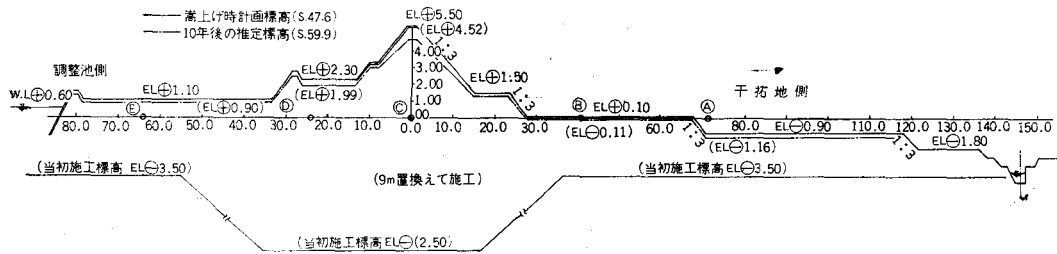


図-13 堤防の沈下予想図

表-5 沈下計算結果 (No. ED6 +800付近)

	計画標高 S.47.6.月	沈下量 S ₁	布設時標高 S.49.9.月	沈下量 S ₂	10年後の標高 S.59.9.月
(1) A 点	EL ⊖0.90	12.7	EL ⊖1.03	25.5	EL ⊖1.16
(2) B 点	EL ⊕0.10	9.8	EL 0.00	20.5	EL ⊖0.10
(3) C 点	EL ⊕5.50	16.0	EL ⊕5.34	98.0	EL ⊕4.52
(4) D 点	EL ⊕2.30	15.4	EL ⊕2.15	31.3	EL ⊕1.99
(5) E 点	EL ⊕1.10	10.1	EL ⊕1.00	20.3	EL ⊕0.90

気密性については充分の配慮を行った。サイホン管が堤防を横断する場合の最高位部は堤防の沈下の進行に従って低下して行くので、この決定については第2期堤防嵩上げ時点においても堤防横断構造物下端が計画高水位を下廻らないことを前提として EL = +3.30m (管中心高 EL = +4.60m) と定め、調整池側については堤体各部の沈下の差を考慮したうえで堤体へ埋設することとした。地区内側については小段道路部の埋設深さ、及びバタフライ弁の気密性維持、向上等を考慮し、道路部では土覆り1.0m以上、バタフライ弁〜吐出ボックス間は常時満水可能なるよう下流幹線水路敷高以下にセットした。図-2にその配管計画を示す。

配管にあたっては堤防の沈下予想図-13及び表-5から各点の沈下量を推定し、将来も管路中に凹部が生じないよう配慮し堤防の沈下、管体の伸縮等によって生じる各応力の吸収はジョイントによることとした。ジョイントはサイホン形成時に生じる負圧、堤防各点の沈下量の大きさ等から負圧に対する気密性・沈下に対する変位、伸び量を重点的に流量調節(気密)バタフライバルブ部より上流側(負圧部)については、ゴム可撓管、下流側(内圧部)については、クローザージョイントとしている。使用ジョイントの代表的仕様は表-6のとおりである。

又施工に関しては送水管路及び附帯構造物は堤体の一

部を掘削して施工され、施工箇所のほとんどは浸潤線以下で特に呑口水槽は汀線に面し、直接調整池の影響を受けることなどから施工の如何が直ちに堤体の安定に関係して来るので、施工に際しては特に次の事項を重点的に注意した。

- 1) 堤体の掘削によって生ずる荷重の不均衡を少なくするため、掘削範囲及び掘削土高さを極力押える。
- 2) 浸透水による地盤(堤体)の乱れを防止する。

この条件を満足させるため地下水面下(浸潤線以下)の掘削は仮設鋼矢板による土留工とウェルポイントによる排水を併用し、乾燥状態での施工を原則とし、掘削については、工事特別仕様書で制限する等の配慮を行なった。又、施工管理の一端として工事の進行に伴う堤体の変位関係を調査するため施工位置附近に数ヶ所の基準点を設け随時観測を実施し、異常の有無を確認しながら実施したが特に変化は認められなかった。

4) 呑口工

呑口部の構造は図-14及び図-15に示す通り、鋼矢板 L=13m (根入長 $l=5.5m$) (Ⅲ型) を方形に打設し、掘削(第1次〜第4次掘削)時における危険性、施工の安全性、及び将来の補修時において当初の危険時を想定するうえ、3段切梁 (H=200×200×8×12) とし、腹起し (H=200×200×8×12) には経済性、構造物全体の安定性を加味して火打ち梁 (H=200×200×8×12) を設

表-6 ジョイント仕様表

ジョイント	許容偏心量	伸縮量	内 圧	外 圧
ゴム可撓管	200%以上	±100%以上	負圧1.0kg/cm ² 以上	土覆り1.0m T=20
クローザージョイント	200%以上	±100%以上	1.0kg/cm ² 以上	土覆り1.0m T=20

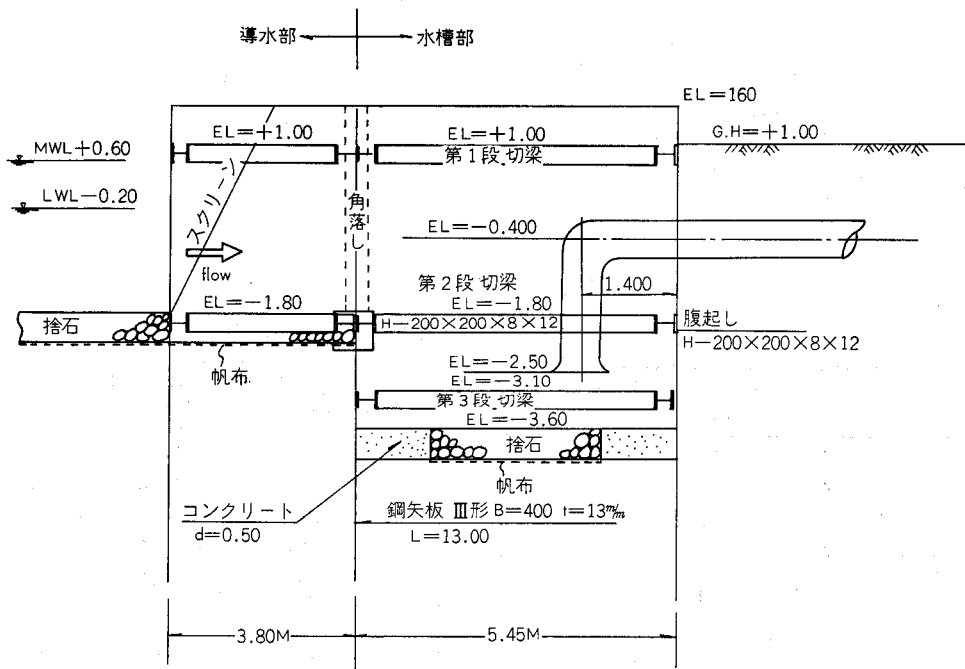


図-14 呑口水槽側面図

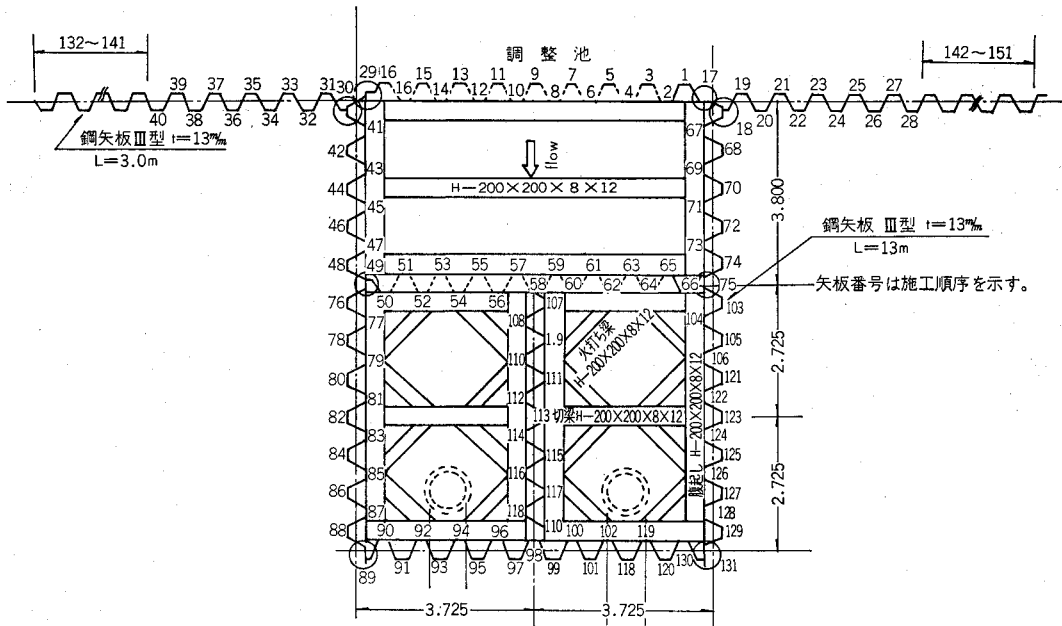


図-15 呑口水槽平面図

定した。構造計算についてはスペースの関係上省略するが、図-16、17に計算に使用した設計条件と土圧分布を示す。表-7及び図-18は掘削段階で矢板、切梁に発生する土圧、せん断力・モーメント力・変位量とその合成図を示すものである。

施工に当っては、打設部が堤防打線部の捨石部（深さ3～5m程度まで散在する）にかかるためあらかじめ捨

石の有無をサウンディング等により確認、撤去した後打設に入らざるを得なかった。打設順序は図-15の通りとし矢板を方形に打設するため、高精度の技術が必要とした。打設方法は打込み法線に沿って一定の導わくを設定し、一部屏風打ち、他は単独打ちで施工したものの、最終のコーナーシートパイルを所定の位置に打設するためには数回の打直しを必要とした。掘削はシートパイル打

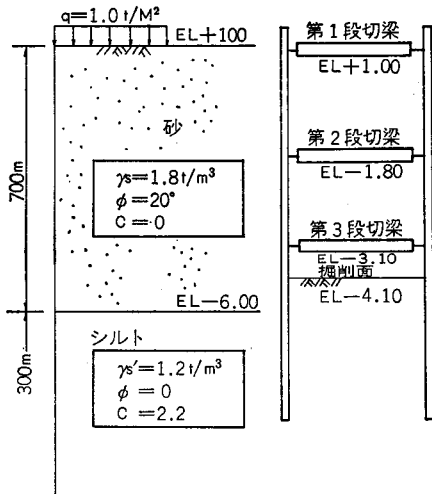


図-16 土質及び切梁位置図

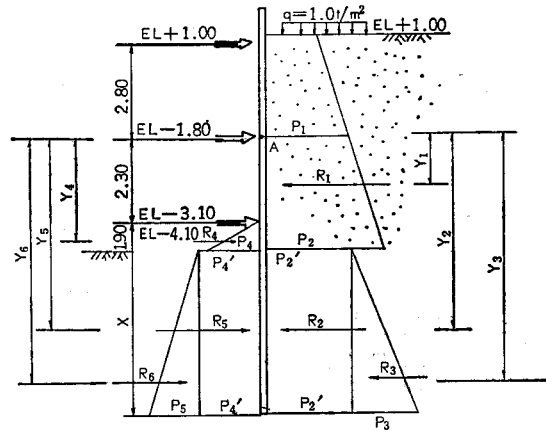


図-17 土圧分布図

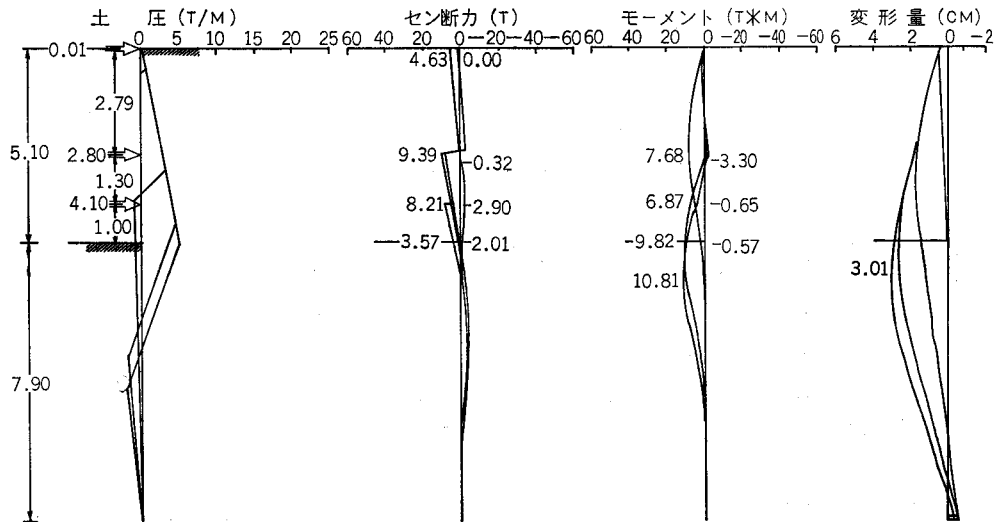


図-18 矢板断面に働く応力

表-7 計算結果一覧表

(単位幅当り)

切梁掘削段階	掘削深さ Z (m)	曲げモーメント M_{max} (t·m)	支点反力 R_{max} (t)	変形量 δ_{max} (cm)	位
1次掘削	0.50	-0.66		0.52	
1段切梁2次掘削	3.30	+7.69 -0.53	4.63	1.69	
2段切梁3次掘削	4.60	+9.90 -1.96	12.89	2.65	
3段切梁最終掘削	5.10	+10.81 -3.30	5.48	3.01	

各掘削段階に於る各段切梁反力一覧表(単位幅当り)

	1次掘削	2次掘削	3次掘削	最終掘削
1段梁	—	4.63	1.17	0.69
2段梁	—	—	12.87	11.38
3段梁	—	—	—	5.48

単位: ton

設後第1次~第4次に分け、各切梁を設置後次の掘削に移り、最終掘削まで随時矢板の変形量を観測したが記すべき変形量もなく無事終了した。

5) 呼水機構

(1) 呼水装置

本装置は真空ポンプにより、サイホン形成、及びサイホン維持(鋼管内に混入した空気を排除し、正常な通水

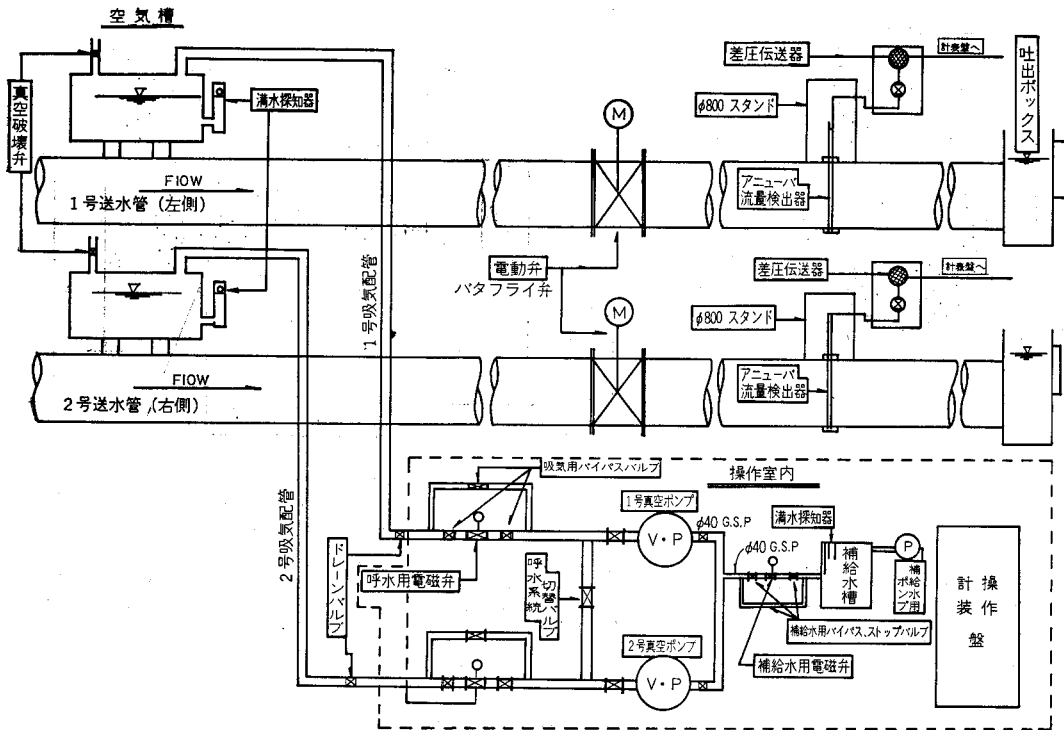


図-19 呼水機構配置図

を維持)の両面を手動、自動運転が可能な装置である。サイホン維持の自動運転は堤頂部に設置した空気槽に電極棒式の満水探知器を取付け、操作盤内に組込んだ「自動起動指令機構」の指令により真空ポンプの起動、停止を自動運転させる。真空ポンプは配管2連の自動運転の円滑性を保ちながら同時に、故障時危険分散を考慮して2台設置する。

イ) 真空ポンプ容量の決定

真空ポンプの負荷は図-20に示すとおりである。

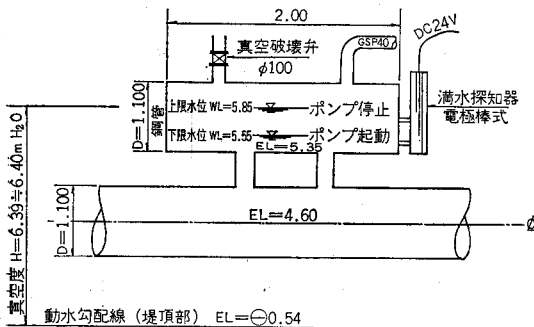


図-20 空気槽及び真空度

図から $H=6.40\text{m}$ (5の1)の(=参照)

ポンプ負荷率を80%とすれば、真空ポンプ真空度

$$H_0 = \{(6.40 \div 0.8) \times 760\} \div 10.33 = 588 \\ \approx 600\text{mmHgとなる。}$$

ロ) 排気時間の計算

真空ポンプによる鋼管内の排気時間計算は J I S B 8305に順じ下記の相当管長理論式により計算する。

$$T = T_H + T_V + T_S \\ = \frac{A}{Q} \times L_H + \frac{A}{Q} \times L_V + \frac{A}{Q} \times L_S \\ L_H = \frac{P(10 - H_H)}{10(P - H_H)} \times l_H \\ L_V = \frac{P \{ 2H_V - (H_V + 10 - 2P) \cdot \ln \frac{P - H_V}{P} \}}{10} \\ L_S = \frac{l_S}{H_S} \times \frac{P \{ 2H_S - (H_S + 10 - 2P) \cdot \ln \frac{P - H_S}{P} \}}{10}$$

説明記号

- T : 排気時間 (min)
- P : 真空ポンプの最大真空度 (m)
- H : 水面からパイプの中心までの高さ (m)
- l : パイプの長さ (m)
- L : パイプの相当管長 (m)
- Q : 真空ポンプの最大風量 (m³/min)

添字記号

- V : 垂直管
- H : 水平管
- S : 傾斜管

上式より、配管計画に従い計算した結果表-8のとおりとなる。

以上の計算から 7.5kw が $H=630\text{mmHg}$ で真空度を

表-8 (1台運転時)

ポンプ容量	2.2kw	3.7	5.5	7.5	11
最大風量 Q (m^3/min)	1.1	1.8	2.5	3.5	6.2
真空度 (mmHg)	630	630	630	630	600
排気時間 (min)	159	97	70	50	28

満足し、排気時間も概ね60分程度であるから7.5kwを採用する。

ハ) 真空ポンプの型式

真空ポンプの型式としては、ナッシュ型、エルモ型、ルーツ型等があるが、本装置では真空度と排気時間の両面から検討した結果、ナッシュ型(回転液封型)を採用し、その容量は7.5kw、 $H=630mmHg$ 、 $Q=3.5m^3/min$ である。

(2) 流量調節装置採用し

バタフライ弁を採用し、その開度により流量調節を実施する。バタフライ弁は将来故障時の修理等を考慮し弁箱を取りはずさず弁体のみ抜き取れる構造とし、操作は操作室内で遠隔操作できる装置とした。

(3) 流量計測装置

流量計測装置としてはパーシャルフリューム、ベンチュリー管、電磁波等があるが、本取入工では水頭差が少くしかも軟弱地盤上で工費、維持管理に問題があるので、近年米国で開発されたアニューバ流量検出器を従来の汎用型計測装置と比較検討した結果採用した。

表-9 比較表

流量計別	工費	施工性	精度	管内ロス
アニューバ	◎	◎	○	微小
汎用型	×	△	○	大

流量計測装置の系統図は図-21に示すとおりである。アニューバは流量検出器であり、検出した差圧を差圧伝送器によりDC24Vの電源で電気信号に変えて開平演算器に送り込み流量計算を実施した後、各々積算計、指示計のゲージに表わすことになる。

図-22はアニューバ、差圧伝送器による流量計測の一連の関連を示す。

(4) 操作(運転)方法

呼水機構の操作方法は図-23に示すとおりである。

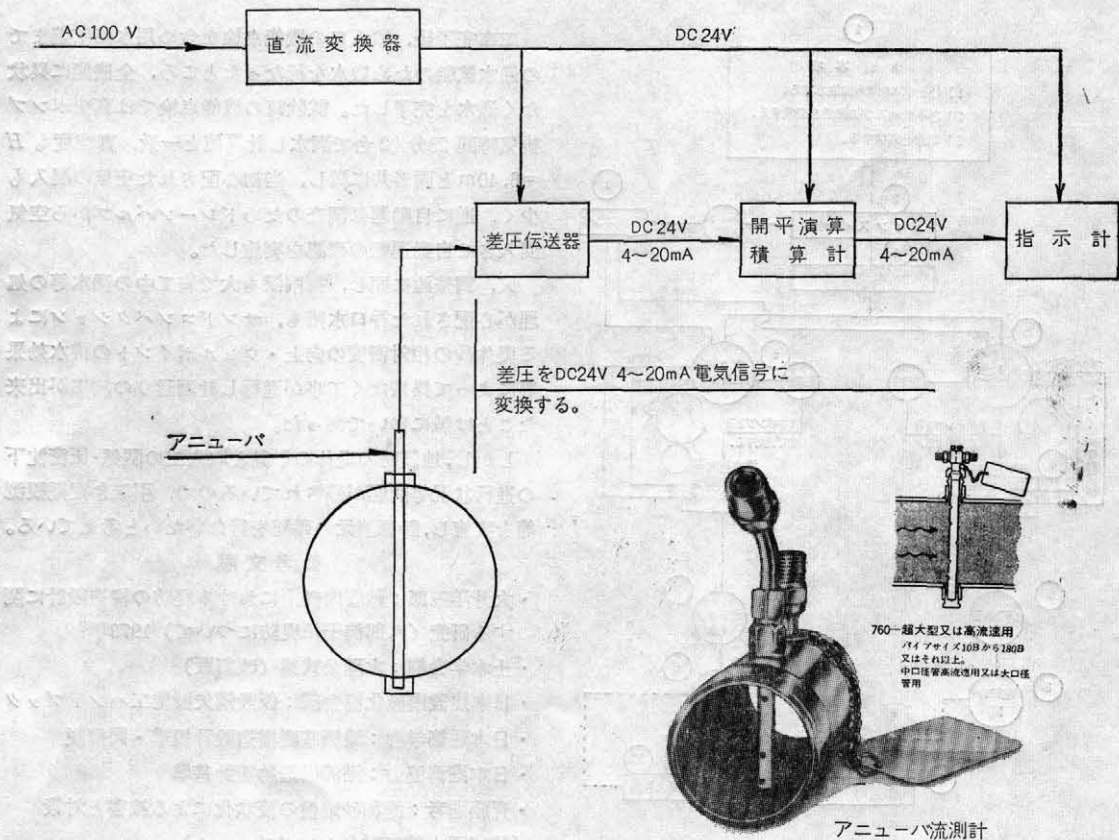


図-21 流量測定系統図

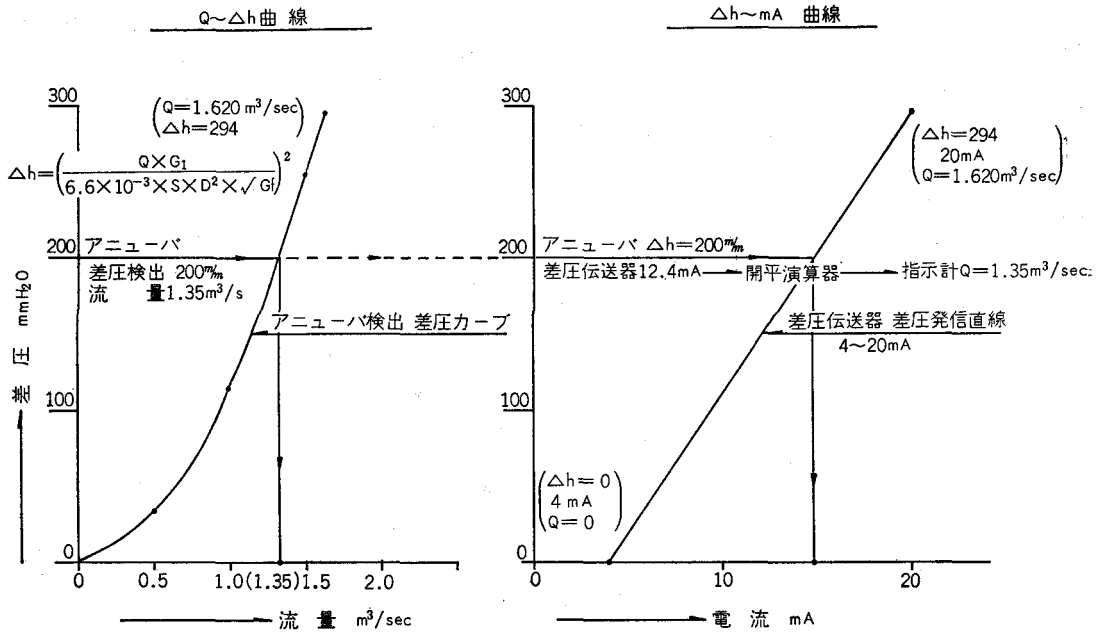


図-22 流量計測関連図

6 あとがき

工事完了後、取入口の機能点検を含め用水路末端までの通水試験のため取水を行なったところ、全機能に異状なく通水を完了した。試験時の機能点検では真空ポンプ排気時間 28分/2 台で満水し計算値と一致、真空度も $H_f = 6.40\text{m}$ と両者共に満し、当初心配された空気の混入も少なく、逆に自動運転調査のためドレーンバルブから空気混入させ自動運転の確認を実施した。

又、調整池に面し、掘削深も大で施工中の湧水等の処理が心配された呑口水槽も、サンドコンパクションによる堤体砂の相対密度の向上・ウェルポイントの排水効果等によって異常なく工事が進行し計画通りの施工が出来たことは誠に幸いであった。

しかし、地震時の堤体の挙動と取入工の関係・圧密沈下の進行状況等問題が残されているので、引継き定期観測等を実施し、計画諸元の確認を行ないたいと考えている。

参考文献

- ・大月洋三郎：軟弱地盤上における堤防の構造設計に関する研究（八郎潟干拓堤防について）1973年
- ・土木学会編：水理公式集（改訂版）
- ・日本建設機械化協会編：仮設鋼矢板施工ハンドブック
- ・日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説
- ・日本港湾協会：港湾構造物設計基準
- ・斉藤迪考：飽和砂地盤の液状化による被害と対策（第16回土質工学会シンポジウム）
- ・土質工学会：土質工学ハンドブック
- ・水門鉄管協会：水門鉄管技術基準

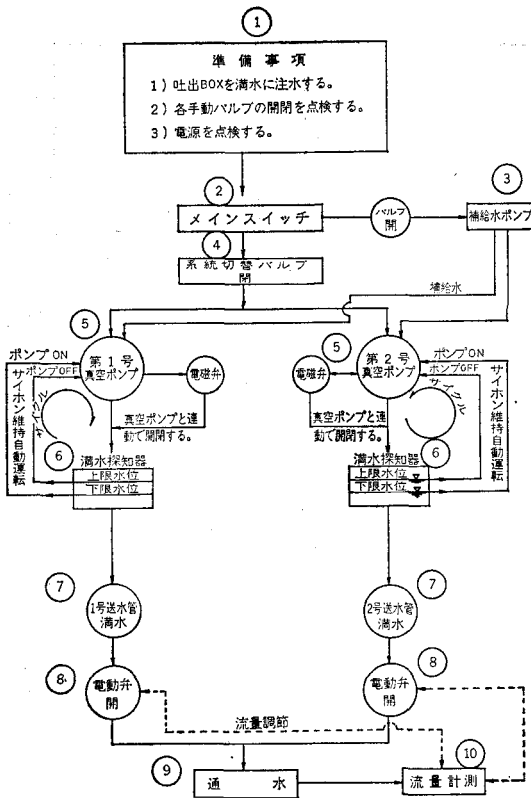


図-23 機構操作フローシート

DEMOS—E による工事費積算システム について (その3)

黒川 義孝* 小沢 勇**

目 次

4. システムの細部設計	3) アイテム設計..... (101)
1) コード設計 (ここまで前号掲載済み)	4) チェックシステムの設計..... (101)
2) ファイル設計.....(99)	

2) ファイル設計

ファイルは、使用する媒体、すなわち周辺機器のどれを使用するかで、一般に次の様に分類される。

- ・カード ファイル
- ・紙テープ ファイル
- ・磁気テープ ファイル
- ・磁気ドラム ファイル
- ・磁気ディスク ファイル

多量のデータを使用して、積算処理を短時間に行うためには、磁気ドラム又は磁気ディスクを利用することが望ましい。このうち、DEMOS-Eでは、利用者は、利用者ファイルと称する磁気ディスクによるものを使用することになっている。尚、データ等の退避用（ファイル内容の一時的な出力）としては、カード、紙テープ、カセット磁気テープを使用することが出来る。

①ファイルの編成方法

ファイルの編成方法は、大きく分けて、一般に次の4つに分類できる。

- ・ シークエンシャル編成 レコードは、ファイル内に連続して、並んでいる物理的な、位置を基礎に編成されている。レコードは、通常コントロール項目（キー項目）の順に並べられ、一般的に、キー項目の小さいほうから大きい方へと記録される。

- ・ パーティションド編成 シークエンシャルに編成された、レコードからなる。いくつかの、メンバーと呼ばれる単位から構成される。メンバー内のレコードは、シークエンシャルに処理される。メンバーは、独自の名前をもち、この名前によって、必要の都度、ランダムに呼び出されて処理される。

- ・ インデックスド・シークエンシャル編成 じん速なシークエンシャル処理ができるうえ、各レコードにつ

いてのインデックスを使うことによって、ランダムな処理も行うことができる。また、レコードの追加に当っては、追加レコード用の記録場所を、別に用意して、おくことにより、シークエンシャルファイルの欠点である、ファイル全体を書き直す手間を省いている。

- ・ ランダム編成 各レコードのキー項目を、何らかの方法で、ファイル媒体上のアドレスへ変換するもので、各レコードのキー項目を与えると、以前のアクセスアドレスとは関係なく各レコードのアドレスを見つけることが出来る。

この積算システムで採用したファイルは、次の通りである。

〔ファイルの種類〕

①名称ファイル

労務名称、資材名称は、年間一定であって、追加、削除等の変更はないので、変更の可能性のある労務単価、資材単価とは、別にファイルする。

②単価ファイル

労務、資材単価をファイルしたもの。

③機械損料ファイル

機械損料は、通常数年間一定で、名称、単価とも変更しないので一本のファイルとする。

以上①②③を基礎データファイルと呼んでいる。

④施工単価条件表インデックスファイル

施工単価は、各単価毎に、内部組み合わせ数（コード、数量）が異なるので、ファイルエリヤの有効利用を計るため、別にインデックファイルを作成する。

⑤施工単価条件表ファイル

施工単価の内容をファイルしたもの。

以上、④⑤を施工単価データファイルと呼んでいる。尚、インデックスファイルを設けることにより、ファイルエリヤは節約出来るが、アクセスタイムが長くなる。この関係は、DEMOS-Eの場合次の通りであった。

* 東海農政局名古屋施工調査事務所

**

表一16 ファイル編成方法の種類と特徴

編成方法	長 所	短 所	用 途
シークエンシャル編成	<ul style="list-style-type: none"> 記録が連続して空がないため記憶エリアの利用効率は最大である。 分類せずに、ファイルの中のレコードの順序に並べたアウトプットが得られる。 1回の処理で、ファイル内の全レコードまたは大部分のレコードを扱う場合、能率のよい処理ができる。 将来ファイルが大きくなっても問題ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 任意のレコードをじん速に検索できない。 レコードの追加、削除など更新処理を行うために別のファイルエリアを必要とし、全ファイルの書き換えが必要である。 	<ul style="list-style-type: none"> 記憶容量が限られていて、ファイル編成を簡単にしたいとき。 マスタファイルの全レコードに対しアクセスされる、レコードの率が高いとき。 一部分の個々のレコードの検索が対象とならないとき。 ファイルの大きさがきわめて大きいとき。 中間処理結果の処理
パーティションド編成	<ul style="list-style-type: none"> ファイル内のメンバーをランダムに検索できる。 割合応答時間が早い。 	<ul style="list-style-type: none"> メンバーとメンバーの間に空間ができ、記憶エリアの利用効率高くあまりよくない。 	<ul style="list-style-type: none"> プログラムファイル、テーブルファイルに適する。 レコードの内容の変更が非常に少いとき。
インデックスドシークエンシャル編成	<ul style="list-style-type: none"> シークエンシャル処理、ランダム処理のいずれでも効率的に行うことができる。 レコードの追加、削除が割合容易である。 レコードのブロッキングが容易にできる。 	<ul style="list-style-type: none"> 記憶エリアの利用効率が低い。 効率のよいファイル処理を行うために適宜ファイルの再編成をする必要がある。 インデックスを検索する時間が必要のため、シークエンシャル処理はシークエンシャル編成より能率が悪く、ランダム処理はランダム編成より能率が悪い。 	<ul style="list-style-type: none"> シークエンシャル処理とランダム処理の両方が必要なとき。 ランダムアクセスファイルについて経験がないとき。 ランダム処理を行いたい、レコードのコントロール項目(キー)をファイル媒体上のアドレスに変換するのが困難なとき。
ランダム編成	<ul style="list-style-type: none"> 任意レコードをじん速に検索でき、しかも全レコードが等時間で検索できる。 レコードの追加、削除が容易 	<ul style="list-style-type: none"> キー変換の最適化がむずかしい。 キーとアドレスの対応付けで空きを生じ、記憶エリアの利用効率を高めににくい。 	<ul style="list-style-type: none"> ランダム処理で、じん速性が必要なとき。 拡大性が余りないとき。

表一17 アクセスタイム (インデックスファイルなし
FORMAT付)

呼び出し数 呼ばれるファイル母集団	100	200	300	500
1,000	0.50秒	1.00秒	1.75秒	2.50秒
2,000	0.50	1.00	1.75	2.75
3,000	0.75	1.00	1.75	2.75
5,000	0.75	1.00	1.75	2.75

アクセスタイム (インデックスファイルあり
FORMAT付)

呼び出し数 呼ばれるファイル母集団	100	200	300	500
1,000	1.00秒	2.00秒	3.25秒	5.25秒
2,000	1.00	2.00	3.25	5.25

ここで、秒数が同じものはDEMOS-Eの最少測定時間が0.25秒単位であるため。

①積算入力データファイル

積算入力データを一時ファイルするもの。

②設計書ファイル

設計書として出力する内容を一時ファイルするもの。

③集計ファイル

各設計書毎の労務、資材、機械損料集計表として出力する内容を一時ファイルするもの。

以上①②③を一時ファイルと呼んでいる。

[ファイルの編成方法]

基礎データをシークエンシャルな方法で呼び出すように積算入力データを作成することは、不可能であるため、積算処理にあたっては、任意のレコードを、じん速に等時間で検索することが望まれること。又、積算基準の改訂等により、どうしても一部の任意のレコードの追加、削除が、かなりの頻度で発生するため、レコードの追加、削除が、容易に行なえることが望まれること。等により、全て、ランダム編成とした。

[ファイルの大きさ]

各ファイルの1レコードの長さは、データの項目ごとにバイト数を計算し、ダミーが少くなるよう決定した。

④ファイルの中での記録方法

ファイルの書き込み、及び、読み込には、バイナリー(2進法)ファイルとBCD(2進化10進法)ファイルの、2種類がある。

一般に、バイトマシンの機械では、数字項目は、バイナリーファイルの方が、BCDファイルよりも記憶容量は少ない。文字項目については、変らない。一方、アクセ

表-18 ファイルの大きさ

ファイル名	1レコード当りの記録項目	1レコード バイト数	レコード数
名称ファイル	労務コード, 労務名称, 労務単位, 資材コード, 資材名称材料単位	33	3,054
単価ファイル	労務コード, 当初単価, 1回変更単価, 2回変更単価, 3回変更単価, 労務構成比率, 資材コード, 集計コード	24	2,900
機械損料ファイル	機械コード, 機械名称, 機械単位, 運転時間, 運転日数, 供用日数, 時間当り損料, 供用日当り損料, 標準状態損料, 日時区分	68	2,900
施工単価条件表 インデックスファイル	施工メインコード, 施工名称, サブコード書き込位置	144	700
施工単価条件表ファイル	施工メインコード, サブコード, 施工補助名称, 施工単位内部コード数, 算出数, 量区分数, 内部単価コード, 内部数量, 係数	60	4,000
積算入力データファイル	—	128	2,000
設計ファイル	—	100	4,320
集計ファイル	—	68	9,300

スタ임 (読み書き時間) は, バイナリーファイルの方が, BCDファイルよりも速い。

DEMOS (DEMOS-Eではない) について, 入出力のテストを行った結果は, 表-19の通りであった。

表-19 コアディスク書き出し時間

変換	BCD型式				バイナリー
	整変数	実変数	実変数	文字変数	
仕様	10i10	10F10.2	10E10.3	10A8	10変数
バイト数	50KB	50KB	50KB	40KB	20KB
所要時間	10秒	24秒	22秒	7秒	1.5秒

このシステムでは, ファイル容量の節約, アクセスタイムの短縮という点を重視し, 全て, バイナリー方式を採用した。

3) アイテム設計

入力様式は, 入力データ作成者 (積算者, システム担当者) とキーパンチャーの両者に, 使いやすい形式のものでなければならない。一般に入力様式を決定するうえでの留意事項は, 次の通りである。

①記入項目は, 入力データ様式の, あちこちに, 分散せず, まとめて配置する。記入欄の分散は, 記入漏れの原因となる。

②記入項目は, 左から右に, 上から下の順に, 記入できる様にする。

③記入頻度の高い項目の順に, 左から右へ配置する。

④相互に関連する項目は, 隣接して配置する。

⑤共通 (大) 項目は, 上段に配置する。

⑥記入項目は, 必ず枠を設け, 指定した枠の中に, データを記入させ, 記入位置が, 明確になる様にする。

⑦数字項目, 英字項目, カナ項目は, それぞれ, まとめて配置する。

⑧数字項目, 英字項目, カナ項目の記入欄に, 色分けを行い, 記入誤りを少なくする。

⑨カラム (欄) 数の決定は項目ごとに空白が, ある様にする。

このシステムでは入力様式は, 基礎データ作成用に3種類と, 積算入力データとして, 4種類作成する。基礎データ作成用は, 作業-1で用いる。これは, 名称ファイル, 単価ファイル, 施工単価条件表インデックスファイル, 施工単価条件表ファイルの作成, 修正, 追加等の時に用いる。積算者には, あまり, 関係がなく, ファイルメンテナンス用のデータである。

一方積算入力データは, 積算の実行に, 関係するデータで, 実際現場の担当者が, 記入する様式である。

表-20 入力データ様式一覧表

作業名	データ様式
基礎データ作成用	労務資材用名称単価等入力様式 (表-22) 機械損料単価, 名称等入力様式 (表-23) 施工単価条件表入力様式 (表-24)
積算入力データ用	全体データ様式 (表-25) 共通単価データ様式 (表-26) 特別単価データ様式 (表-27) 明細データ様式 (表-28)

4) チェックシステムの設計

データを正しくインプットすることは, 電算処理上極めて重要なことであるが, なかなか行なえることではない。

表-21 カラムの決定 (積算入力用データのみ)

様式	記入項目名称	カラム数			カード1枚 合計カラム数
		タイプ	最少必要	決定	
全体データ	1枚目 (全体データ)				31
	局名コード	数 字	1	3	
	地域名コード	"	2	3	
	事業所名コード	"	2	3	
	工事番号	"	2	3	
	工種区分	"	1	2	
	工期	"	3	3	
	変更回数	"	1	2	
	電力区分	"	1	2	
	設計運転日数	"	2	2	
	積雪補正	"	1	2	
	共通単価数	"	2	2	
	共通仮設費	"	1	2	
	工期計算	"	1	2	
	2枚目 (設計年月日)				
当初	数 字	6	6		
第1回変更	"	6	6		
第2回変更	"	6	6		
第3回変更	"	6	6		
3枚目 (工事名)				40	
工事名	主としてカナ	40	40		
4枚目 (施工場所)				40	
施工場所	主としてカナ	40	40		
5~8枚目 (工事内容)				40	
工事内容	主としてカナ	40	40		
共通単価データ	単価コード・メインコード	数 字	4	4	80
	単価位置	英 字	1	1	
	サブコード	数 字	2	2	
	登録コード	数 字	1	1	
	条件 Z ₁ 記入	数 字	7	7	
	Z ₂ "	"	7	7	
	Z ₃ "	"	7	7	
	Z ₄ "	"	7	7	
	機械補正係数 (岩、積雪運転日数補正用)	"	6	7	
	作業時間 割増しなし時間	"	3	7	
	超動時間	"	3	7	
	深夜時間	"	3	7	
	補助名称	主としてカナ	16	16	
	特別単価データ	1枚目 (Aデータ)			
単価記号		カ ナ	4	4	
コード (メインのみ)		数 字	4	4	
単価位置		英 字	1	1	
単価数		数 字	2	2	
単価名称	主としてカナ	24	24		

様式	記入項目名称	カラム数			カード1枚 カラム数
		タイプ	最少必要	決定	
	単位 算出数量	英数字 カナ 数 字	3 7	4 7	
	2枚目 (Bデータ) 単価コード (共通単価と同じ) 数量 当初 " 1回変更 " 2回変更 " 3回変更 条 件 (共通単価と同じ) 補助名称 (")	数字一部英字 数 字 " " " 数 字 主としてカナ	8 7 7 7 7 49 16	8 7 7 7 7 49 16	80
明細データ	1枚目 (Aデータ) 明細記号 明細番号 単価数 明細名称 単位 算出数量	カ ナ 数 字 " 主としてカナ 英数字 カナ 数 字	4 2 2 24 3 3	6 2 3 24 4 7	46
	2枚目 (Bデータ) 単価コード (共通単価と同じ) 数量 (特別単価と同じ) 条 件 (") 補助名称 (")	数字一部英字 数 字 数 字 主としてカナ	8 49 49 16	8 49 49 16	80

表-22 労務名称単価、資材名称単価、入力データ

1	2	3	4	5
単価コード	名 称	規 格	単 位	集計コード

表-25 全体データ表

局コード	地域コード	事業所コード	工事番号	工事区分	工期(日)	変更回数	電力区分	設計種別	補正回数	共通単価区分	共通単価区分	工事期別区分	計算
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

設計年月日
当初
1回変更
2回変更
3回変更

工事名	10	20	30
施工場所	10	20	30
工事内容	10	20	30
	10	20	30
	10	20	30
	10	20	30
	10	20	30

表-27 特別単価データ表

	特別単価コード				特別単価名				単位	算出数量	工事名	
	1	4	5	9	10	12	20	30				35
当初設計												
1回変更												
2回変更												
3回変更												

工事名
特別単価名

枚数	(施工材) 単価名	単位	単価コード	数量				条件				補助名称
				当初	1回変更	2回変更	3回変更	Z 1	Z 2	Z 3	Z 4	
			1 5 89	15	22	29	36	43	50	57	64	80

表-28 明細データ表

	明細番号	単価数	明細名称				単位	算出数量	工事名
			1	6	8	11			
当初設計									
1回変更									
2回変更									
3回変更									

工事名
明細名称

枚数	(施工材) 単価名	単位	単価コード	数量				条件				補助名称
				当初	1回変更	2回変更	3回変更	Z 1	Z 2	Z 3	Z 4	
			1 5 89	15	22	29	36	43	50	57	64	80

表-29 チェック方法

種	類	作業名	チェック方法
原始データのチェック		データ表作成中	・読み合せ
インプット媒体への変換時のチェック		カードパンチ中	・読み合せ
機械処理中のチェック		プログラム実行中	・プログラム（電算機）によるチェック
アウトプットのチェック		出力作業中	・読み合せ

エラーは、次の様な段階で発生することが考えられる。

- ・ データ表作成中
- ・ カード等パンチ中
- ・ データ伝送中

これらに対するチェック方法としては、次の様なものが考えられる。

プログラム（電算機）によるチェックとしては、次の様なものがある。

①ブリチェック

インプットの正確性を保つため、ファイルメンテナンスを行うまえに行うチェックである。

- ・ データ数のチェック
- ・ 最大、最少の範囲のチェック
- ・ 統計、横計、合計等のチェック等々

②ファイルメンテナンスチェック

入力データと基本（マスター）ファイルを突きあわせて、基本ファイルを維持訂正する機械処理で、行うチェックである。

- ・ 基本ファイルのコードとインプットデータのコードとの2者のコードの適合性チェック等々

③主計算チェック

主計算およびアウトプットの作成段階で行うチェックである。なお、この過程で、エラーが発生すると、機械

処理を中止しなければならない場合もあるので、極力この過程でエラーが発生しないように、プリチェックおよび、ファイルメンテナンスの過程でエラーを発見するチェック方法を採用する。

- ・ 分母のゼロ・デビッドチェック
- ・ 出力の桁オーバーフローチェック等々

このシステムで採用したチェック方法は、次の通りである。

表-30 積算システムでのチェック方法

項目	チェック方法
基礎データ	読み合せ、プログラムによるファイルメンテナンスチェック
施工単価データ	読み合せ、手計算による単価チェック
積算入力用データ	読み合せ、プログラムによるブリチェック
プログラム実行中	プログラムによる主計算チェック
アウトプット中	プログラムによるチェック結果のエラーメッセージ出力
データ伝送中	DEMOS-Eにより電々公社側で責任をもって処理する。

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 α (アルファ)
r(アール)と r (ガンマー) k(ケイ)と κ (カッパ)
w(ダブルユー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
l(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ε (イプシロン) v(バイ)と ν (ウプシロン)
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。