

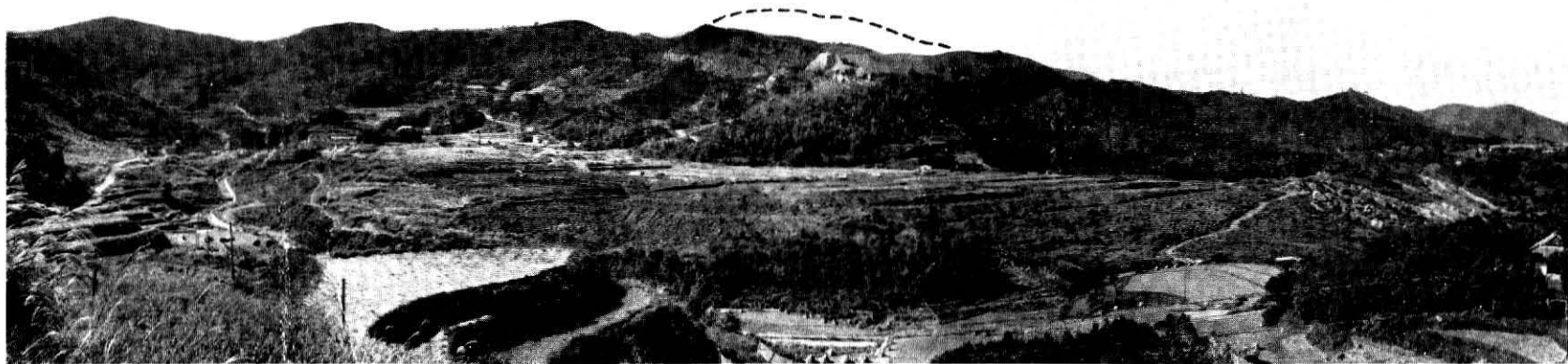
February 1973

農業土木技術研究会

# 水と土

第 12 号

高峰地区地すべり災害と復旧 (関係記事本誌 55ページ)



44年8月被災後の全景



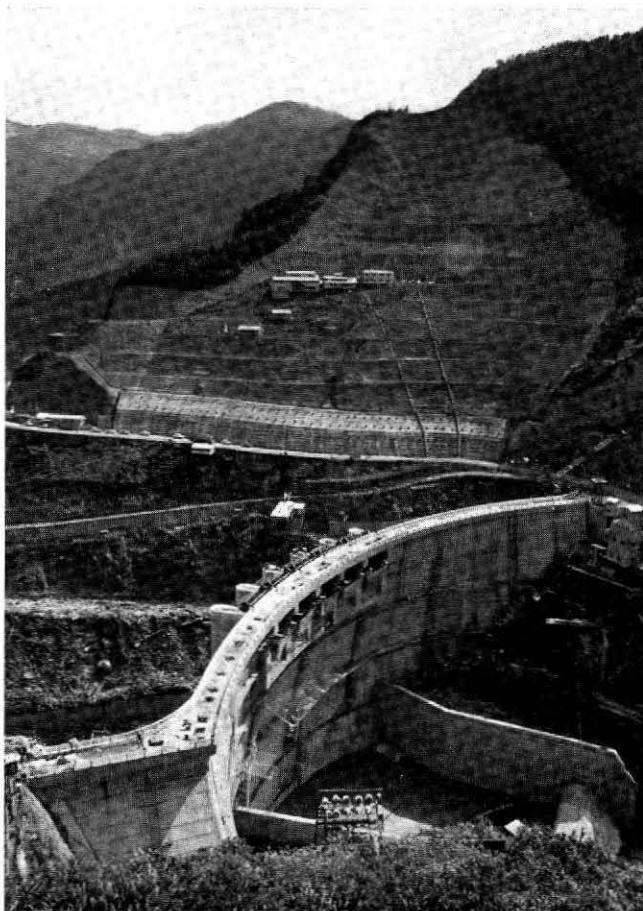
47年6月復旧全景

## 完成近い農業用ダム(2)



- (上) 内の倉ダム  
加治川農業水利事業  
目的……農業用水、治水、  
上水道  
中空重力式コンクリート  
ダム  
加治川水系内の倉川  
堤高82.5m、堤長166m  
堤体積220,000m<sup>3</sup>  
総貯水量24,800,000m<sup>3</sup>  
間組施工

- (右) 大追ダム  
十津川紀の川農業水利事  
業  
目的……農業用水  
ドーム型アーチダム  
紀の川水系紀の川  
堤高70.5m、堤長222m  
堤体積160,000m<sup>3</sup>  
総貯水量27,750,000m<sup>3</sup>  
大成建設施工



# 水

# と

# 土

No. 12

1973

February

## 目 次

### グラビア

高峰地区地すべり災害と復旧

完成近い農業用ダム(2)

### 報 文

北海道における水路の凍上対策について

宗 好 秀.....(1)  
山 本 義 弘

かんがい用水管理の自動化 井 上 美 彦.....(27)

畑地かんがいの計画日消費水量について

伊 藤 光.....(30)

管理上からみた設計施工の留意点(管水路について)

塩 谷 泰 文.....(37)

境水道における副振動の解明について

伊勢村 正 治.....(48)  
福 田 守

高峰地区地すべり災害に対する復旧工法について

林 忠 一.....(55)

地すべり地帯におけるため池工法について

緒 方 齊.....(60)

双葉ダムカットオフ及びグラウトの

設計施工について

杉 井 勲 善.....(64)  
駒 村 勝 通  
有 川 通 世

### 資 料

地表排水計画のたて方

緒 形 博 之.....(73)

### 講 座

エコロジー(2)

上 床 一 義.....(87)

農業水利計画とコンピューター

白 石 英 彦.....(91)  
中 道 宏  
岩 崎 和 巳

会 告

.....(98)

編集後記

.....(100)



# “北海道における水路の凍上対策について”

宗 好 秀\* 山 本 義 弘\*\*

## 目 次

1. はじめに……………(1)	5-3 積算寒度, 積雪深の統計処理……………(7)
2. 凍上概説……………(1)	5-4 置換率および北海道における水路の 置換率……………(12)
3. 水路の凍上被害……………(1)	5-5 北海道における水路のウラ込厚の現 況……………(16)
4. 水路の凍上対策の基本的事項……………(2)	5-6 置換材料……………(17)
4-1 概要……………(2)	6. 水路の凍上対策としての断熱工法……………(17)
4-2 土の凍上性判定および北海道の水路 地盤上の凍上性……………(2)	6-1 概 要……………(17)
4-3 凍結深の算出および北海道の水路に おける凍結深の調査例……………(2)	6-2 断熱材の特性……………(18)
4-4 積算寒度……………(2)	6-3 断熱工法を用いた水路の概要……………(19)
4-5 積雪が地盤の凍結に及ぼす影響……………(2)	6-4 断熱効果……………(21)
4-6 凍上量……………(2)	6-5 置換工法と断熱工法の経済性……………(24)
4-7 凍上力……………(6)	6-6 今後の問題点……………(25)
5. 水路の凍上対策としての置換工法……………(6)	7. あとがき……………(25)
5-1 概 要……………(6)	参考文献……………(25)
5-2 水路における凍結深さの算出……………(7)	

## 1. はじめに

寒冷地における水路の建設には, 温暖地域にはみられないいくつかの技術上の問題点があり, そのうち, 凍上対策は最も重要な問題点のひとつである。

北海道における水路の凍上対策は過去, 道路等での調査, 研究の成果をとり入れつつ進められてきたが, 近時水路においても経験の積重ねと水路の凍上に関する調査研究の成果をふまえて, 独自の立場に立った凍上対策が講じられてきている。

この報文は, 北海道における水路の凍上対策についてその考え方と筆者らが行った調査結果を述べようとするものである。

## 2. 凍上概説

凍上とは地表面の冷却によって, 地中水の凍結が起こり, さらに凍結線の内部への侵入過程において地中に霜柱が発生し, これが発達することにより, 地表面がふくれあがる現象を言う。このような凍上を発生させる基本的な機構については, 現在種々の仮定により説明されている段階であり, 未だ定説はないようである。しかし,

凍上が発生するためには種々の条件が必要であり, これらの条件は土質, 地中水, 温度の三要素に帰着される。このうち, 土質の凍上に関係する要素として, 粒度およびその組成, 含水比, 密度などがあげられるが, とくに凍上の条件としてシルト以下の微細粒子の存在が必要である。この場合, 毛管上昇高, 透水性の点から砂質土, 重粘質土は一般に凍上しがたく, ローム質土, シルト質土は凍上しやすい。

また, 凍結, 凍上している地盤は春先の融解期をむかえると気温の上昇とともに地表と凍結層の底面より融解を始め, 融解の速度が排水の速度より速い場合は土層に多量の水分を残留し, 地盤は過飽和状態となり, この部分の土のせん断強さは著しく低下するようになる。

## 3. 水路の凍上被害

水路の凍上による被害は凍上そのものによる被害と春先の融解期における土のせん断強さの著しい低下による被害の二つにわけて考えることができる。

凍上そのものによる被害は側壁の押出しや装工面にクラックが発生するという形で起こる。また, 春先の融解期における土のせん断強さの著しい低下による被害は, とくに排水路(土水路)において顕著なものがあり, 融雪出水により水路一帯に侵食される例が多い。

\* 北海道開発局土木試験所特殊土壌開発研究室長

\*\* // 主任研究員

#### 4. 水路の凍上対策の基本的事項

##### 4-1 概要

水路の凍上対策の計画にあたっては、あらかじめ計画路線上の土質、地下水、気象などを調査しておく必要があり、これらの調査は決定された水路工法に対応する凍上対策工法選択の基礎となるものである。そこで、本節ではこれらの調査結果に対応する考え方を既往の研究成

果を中心として紹介し、あわせて筆者らが行なった調査結果を概括的に述べようとするものである。

##### 4-2 土の凍上性判定および北海道の水路地盤上の凍上性

土の凍上性判定については、現在までに多くの研究者により種々提案されているが、未だ統一的な見解を得るまでに至っていないようである。

表-1は各研究者が提案している凍上性判定<sup>1)2)3)</sup>を整

表-1 凍上性判定

発表者	凍上性判定			
Beskow	62 $\mu$ 以下の粒子の量 125 $\mu$ "	25%以上 35%以上	どちらかの条件で凍上	
Casagrande	均等係数5以下の土 " 15以上 "	20 $\mu$ 以下の粒子の量 " "	10%以上 3%以上	
Morton	50 $\mu$ 以下の粒子の量	10%以上		
Smith	74 $\mu$ 以下の粒子の量 125 $\mu$ "	20%以上 22%以上	両方の条件を満足すること	
Cronney	20 $\mu$ 以下の粒子の量 62 $\mu$ 以下 74 $\mu$ 以下 125 $\mu$ 以下	" " " "	18%以上 32%以上 35%以上 45%以上	
Schaible	2 $\mu$ 以下の粒子の量 2 $\mu$ ~20 $\mu$ " 20 $\mu$ ~100 $\mu$ "	2~4% 10~20% 20~40%	凍害を起こしやすい	2 $\mu$ 以下の粒子の量 5% 2 $\mu$ ~20 $\mu$ " 20%以上 20 $\mu$ ~100 $\mu$ " 40%以上 凍害危険
Willis	砂質土の場合 $W_c > 12$ ( $W_c$ : 遠心含水当量)	粘性土の場合 $W_L < 50$ $W_L - W_P < \frac{W_L - 14}{1.6}$ $W_s > 21 - 1.1\sqrt{W_L - \frac{W_L^2}{800}}$		
Corps of Engineers	$F_1$ 20 $\mu$ 以下の粒子を3~10%含む砂利 $F_2$ (a) 20 $\mu$ 以下の粒子を10~20%含む砂利 (b) 20 $\mu$ 以下の粒子を3~15%含む砂 $F_3$ (a) 20 $\mu$ 以下の粒子を20%以上含む砂利 (b) 20 $\mu$ 以下の粒子を15%以上含む砂(ただし極細粒のシルト質砂を除く) (c) 塑性指数12以上の粘土 $F_4$ (a) シルト質土 (b) 20 $\mu$ 以下の粒子を15%以上含む細粒のシルト質砂 (c) 塑性指数12以下の粘土 (d) Varved Clay および細粒の凝固した堆積土			凍上性大
土木試験所				

理したものである。

表より、判定基準を総括すれば、シルト以下含有量が10%以下であれば、おおそ凍上に対しては安全であると言えよう。しかし、この範囲内であっても有害な凍上を起こす可能性があり、シルト以下含有量だけでなく他の要素についても考慮する必要がある。

次に、筆者らが北海道の水路地盤土の凍上性判定を試みた結果<sup>4)</sup>を述べる。

凍上性の判定はシルト以下含有量10%を限度とし、それ以上を凍上性土とし、火山灰の場合はシルト以下含有量と強熱減量より判定を行なったものである。調査地点数は113地点であり、凍上性と判定できるものは85地点75%、準凍上性あるいは非凍上性と判定できるものは28地点25%であった。ただ、これらの調査地点はほとんどが火山灰地帯と重粘土地帯であって、この結果をもってただちに道内における水路地盤土の凍上性を一概には云々できないが、道内における水路地盤土は少なからず凍上性土であろうことが考えられる。

従って、道内の水路においては当然凍上対策が必要となる。ただ、例外として泥炭地盤上の水路は、泥炭そのものが凍上を起こしにくいものであり、凍上対策は要しない。

#### 4-3 凍結深さの算出および北海道の水路における凍結深さの調査例

地盤の凍結深さを求めるには、実測による方法—温度計、メチレンブルー凍結深度計などの計器を用いる方法—ギムネによる方法、掘削による方法—と計算式による方法があるが、実用的には計算式によるのが便利であろう。

計算式には Stefan, Neuman 式のように静水における氷層の生成を熱伝導論によって解析したものを含水土の凍結に適用した理論式と多くの実測値を基にした経験式がある。

これらの各式はいずれも最終的には次式で表わされる

$$\epsilon = \alpha \sqrt{F} \quad \epsilon: \text{凍結深さ (cm)}$$

$\alpha$ : 定数

$F$ : 積算寒度 ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ )

ここで、 $\alpha$  の値は土質条件、気象条件などいろいろな条件によって影響されるので、その場所所得られた実測値を基にして判断するのが適当である。

図-1は実測値に基づいた凍結深さと積算寒度の関係<sup>5)</sup>を示したものであり、一点鎖線はよく除雪された空港舗装下(アスファルト系、ポルトランドセメント系舗装)での排水性の粗粒材料における例(ACFEL U.S.A) 実線は北海道における比較的よく除雪された砂利道における例(伊福部氏) 破線は石狩、空知支庁管内における積雪の影響が少ない(積雪深20cm以下)泥炭、普通土地盤での水路各部の例(水路工法調査)である。

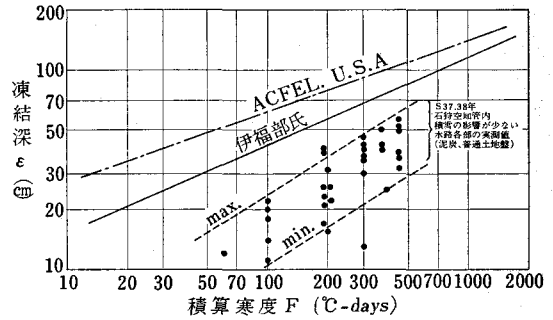


図-1 凍結深さと積算寒度の関係

この関係から Corps of Engineers は  $\alpha=4.8$ 、伊福部氏は  $F < 300^{\circ}\text{C days}$  の場合  $\alpha=4$ 、 $F=300\sim 1000^{\circ}\text{C days}$  の場合  $\alpha=3.7$  としており、水路では下限値が  $\alpha=1.1\sim 1.3$ 、上限値が  $\alpha=2.4\sim 2.9$  程度である。

従って、図はそれぞれの土質条件下における大略の凍結深さの算出に利用できよう。

その他凍結深さの算出例として、寺田氏は  $\alpha=2.94$  を提案しており<sup>2)</sup>、東北地方での実測値と比較的よく一致すると言われている。

次に、北海道の水路における凍結深さに関する調査例について述べる。

現在、水路における凍結深さに関する調査として報告されている例は少なく、わずかに水路工法調査(昭和3738年度)報告書などに散見できる程度であるが、ここでは水路工法調査の結果<sup>6)</sup>を主にして述べる。

##### ① 凍結の進行状況

石狩、空知支庁管内の水路では凍結現象は11月下旬頃から徐々に起こり、その最盛期は2月中旬頃と思われる。

##### ② 水路断面の凍結深さのちが

水路断面のうちで最も深い凍結深さを示すものは水路天端か北斜面であり、南斜面や幅員の狭い水路数では浅くなっている。表-2は北斜面と南斜面の凍結深

表-2 北斜面と南斜面の凍結深さ

地区名	水路名	調査年月日	凍結深 (cm)		
			北斜面	南斜面	北斜面 南斜面
厚南	4号排水路	S45. 1.20 ~21	65	30	2.2
南長沼	第4幹線	S38. 2.11	43	23	1.9
"	"	S39. 2.25	33	17	1.9
美唄	晩生内幹線	S38. 1.28	46	13	3.5

さのちがいを示したものであり、南北の差は2~3.5倍程度とその差は非常に大きい。

##### ③ 土質による凍結深さのちが

普通土は泥炭土に比べ凍結深さは深い。これは主に含水量の多少によって決まるものと考えられ、粗粒土なると、さらに凍結深さは増す。(図一1参照)

#### ④ 地盤の凍結に及ぼす積雪の影響

積雪が地盤の凍結に及ぼす影響は非常に大きいものがあり、積雪深の大きいところは凍結深は浅い。このことについては、4—5項において詳述する。

#### 4—4 積算寒度

積算寒度は温度と時間との積で表わされ、一般には日平均気温と日数との積の累計が常にマイナスとなる日から翌年のこれがプラスになる日までの最大値をとる。

気象は同じ場所でも毎年変り、これに伴って積算寒度も変化することになる。従って、設計にあたってはこのような毎年変化する積算寒度から今後起こりうる積算寒度を予測する必要が生ずる。

このような考え方について、すでに筆者らは北海道における各地の積算寒度に対して統計確率処理を試み、水路に適用するよう提案している<sup>8)</sup>。また、このような設計積算寒度は、Corps of Engineers では過去10年間の第1位の積算寒度または過去30年間の積算寒度の第3位までの平均を、また道路土工指針では過去数年間の最大積算寒度をとるようにしている。

なお、積算寒度の統計処理については5節において詳述する。

#### 4—5 積雪が地盤の凍結に及ぼす影響

積雪が地盤の凍結に及ぼす影響はきわめて大きいものがあり、積雪は言わば天然の断熱材である。このことは水路の凍上対策にとってきわめて有利に作用するものであり、ここでは積雪の影響について述べる。

雪はその特性として熱伝導率が小さく、このためある深さ以上になると、地中から凍結面に供給される熱量と地表面から積雪層を通して逃げる熱量とが釣り合って、凍結の下方への進行は停止する。

一般に積雪深が30~50cm以上になると、地表温度は0°C以下にはならないと言われているが、水路のようにあるのりをもつ構造物にこれがそのまま適用できるかは疑問である。従って、水路では既設水路における実測から凍結の進行を停止するに有効な積雪深を求め、さらに計画地区の土質、気象条件などを加味して設計積雪深を決定すべきであろう。

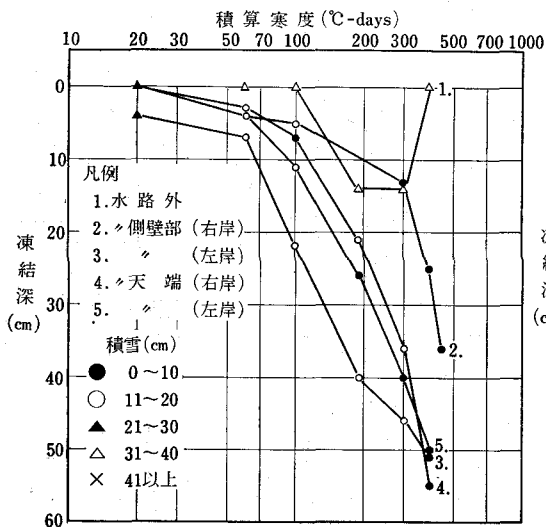
昭和37、38年度の水路工法調査では石狩、空知支庁管内の2、3の土水路における凍結調査<sup>9)</sup>を行なっているが、この資料に基づいて、水路での積雪が凍結に及ぼす影響を検討してみる。

図一2~5は積雪深別の水路各部における凍結深と積算寒度の関係である。ここで、積算寒度は調査地点に近い気象観測所の資料より算出したものであり、積雪深は調査地点の積雪深である。

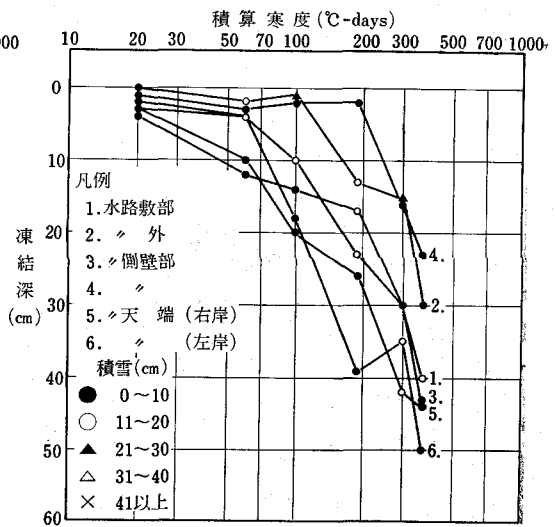
図によれば、積雪20~30cm深以上になるとそれ以後の凍結の進行は著しく緩慢になることかかわれる。しかし、この資料は積雪深の測定が凍結深測定時に限られたことなどから、たんに傾向を示すに過ぎないので、今後路各部について調査の必要がある。

#### 4—6 凍上量

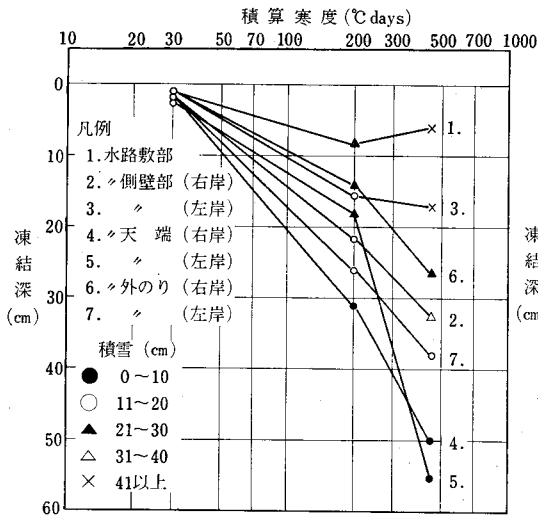
凍上現象の結果としての地表面の盛りりは凍上量として把握される。この凍上量については多くの調査例があるが、ここでは伊福部氏の砂利道における研究<sup>1)</sup>と塚本らの水路における研究結果<sup>8)</sup>を中心として述べる。



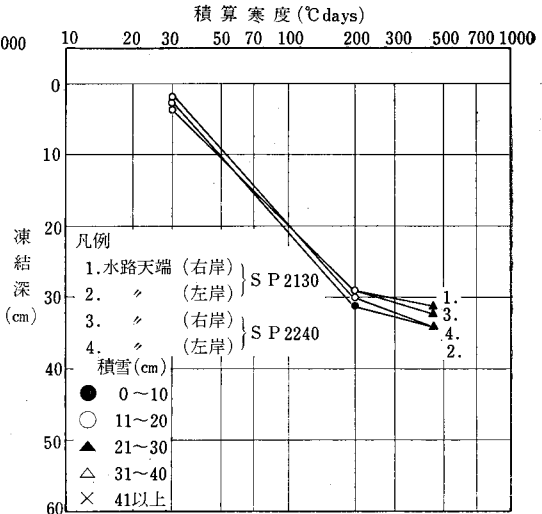
図一2 積雪深、凍結深、積算寒度の関係 (美唄地区、晩生内幹線、37年度)



図一3 積雪深、凍結深、積算寒度の関係 (南長沼地区、第4幹線、37年度)



図一四 積雪深，凍結深，積算寒度の関係  
(南長沼地区，第4幹線 38年度)



図一五 積雪深，凍結深，積算寒度の関係  
(美俣地区，沼貝幹線 38年度)

伊福部氏は、凍上は凍結の進行とともに発生し、最大凍上量は最大凍結期と同じか、または最大凍結期に先行してあらわれることを見出し、さらに凍上量の深度分布の測定から凍上量と凍結深さの間にきわめて重要な関係を認めている。この関係は、地中凍結深さ内のある点の凍上量 ( $f$ ) の路面最大凍上量 ( $f_{max}$ ) に対する百分比 ( $f/f_{max} \times 100$ ) を凍上影響とし、その点の凍結前の深

さ ( $\epsilon$ ) のその時の最大凍結深さ ( $\epsilon_{max}$ ) に対する百分比 ( $\epsilon/\epsilon_{max} \times 100$ ) を凍結深さ比とし、この両者の相関を求めたものである。すなわち、図一六に示す関係である。

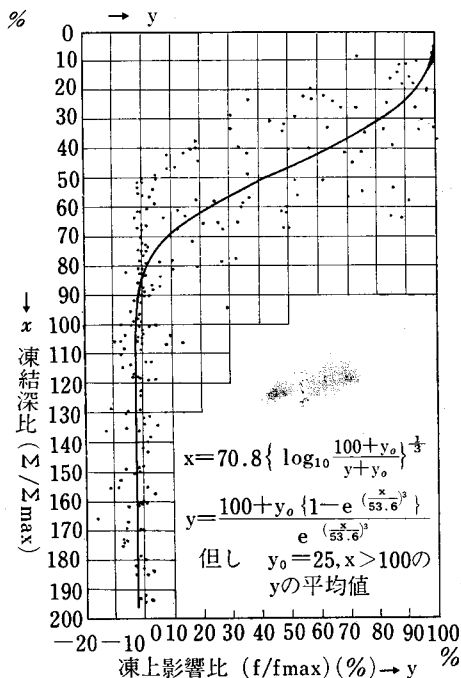
図によれば、路面凍上量は大部分凍結深さ比の20~60%までの凍上量に支配され、70%付近では次第にかん慢となり、83%付近では0線を過ぎ、その後は逆に収縮をはじめることがわかる。ここで、凍結深さ比の20%付近まで凍上影響比の減少程度が少ないのは、調査道路が表層15~25cmの砂利層をもち表層付近の凍上率が小さいことによるものである。また、凍結深さ比83%以後の収縮は地中水の凍結面への移動に起因する体積収縮と考えられる。

さらに、伊福部氏はこの関係をもとにして置換深さについて考察を行ない、凍結深さの80%を置き換えることにより道路での凍上をほぼ防止することができる結論づけている。

次に、水路における試験例について述べる。

塚本らは中士幌地区において装工水路の凍上試験を行ない、凍上量などの報告を行なっている。図一七は筆者が塚本らの報告から36年3月、37年3月における床版と壁の凍上量（これはほぼ最大凍上量である）をウラ込厚との関連において整理したものである。

図によれば、凍上量はウラ込厚の増大に従って指数関数的に減少することがうかがわれる。また、擁壁の凍上量が床版の凍上量に比べ少なくなっており、これは重量と関係しているように思われる。年度による凍上量のちがいはその年の寒さによって異なり、36年は37年に比べ寒く凍上量も多くなっている。ただ、床版において37年の凍上量が大きくなっているのは、36年融解期に原位置にもどらなかったためである。



図一六 凍結深さ比と凍上影響比の関係  
全地区の集計 (伊福部)



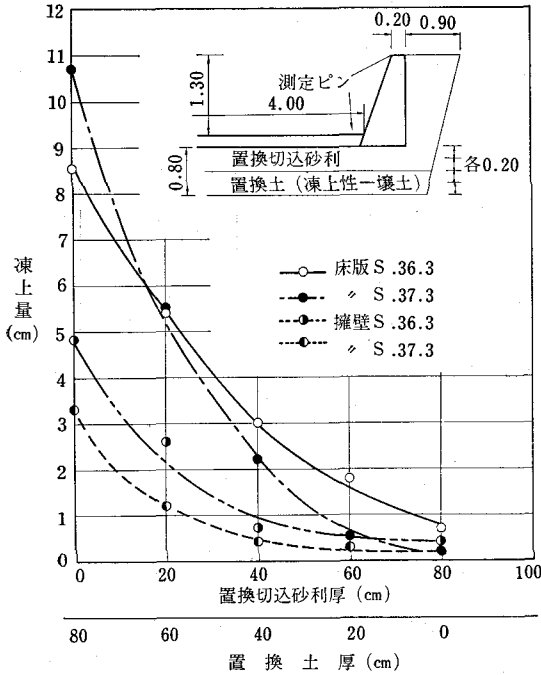


図-7 凍量とウラ込厚の関係 床版、擁壁  
(塚本らの資料を競者が整理したもの)

#### 4-7 凍上力

凍上現象により、地上にある諸施設が破壊されるが、このような破壊力は凍上力として把握される。この凍上力については木下らによって詳細な研究<sup>9)</sup>が行なわれ、現在も継続されている。また、水路側壁に作用する凍上力については古谷らの研究がある。ここでは、木下、古谷らの研究結果<sup>10)</sup>を述べる。

木下らは凍上力を土と接触する物体の下面に働いて物体を押し上げようとなる力(地盤凍上力)と土と物体とが凍着している側面に働く力(凍着凍上力)のふたつに分けて考え、北見において測定を行なっている。表-3は地盤凍上力の各年の最大値を示したものである。

表-3 凍上力の最大値(木下ら)

年月日	力 kg	圧力 kg/cm <sup>2</sup>	凍上量 cm	凍結深 cm	積算寒度 °C·day
昭和37. 3. 1	5150*	29		54	660
38. 1.22	2670	23	6.0	52	380
39. 2.27	5300	47	10.6	68	750
40. 1. 8	3600	32	4.1	42	250
41. 1.24	4930	43	5.7	62	410
42. 2.15	6200	55	10.7	80	750
43. 1.31	2700	24	4.0	64	470

\* この年だけ門板の直径15cm, 他は12cm

なお、試験に用いられた現場の土質は粘土分35%, シ

ルト分51%, 砂分14%の粒度組成をもつ凍上性土である。

表で明らかなように、地盤凍上力はきわめて大きなものであり、この力をなんらかの方法によって軽減することが必要となる。

また、古谷らは実験水路(敷幅30~70cm, 壁高60cm)において側壁に作用する凍上力を測定している。その結果、凍上力は水路のりこう配が直に近づく程大きくなり、ライニング厚さの厚い程凍上力は小さくなることを見出している。また、図-8に示すように凍上力とウラ込厚との間に指数関数的な関係を認めている。

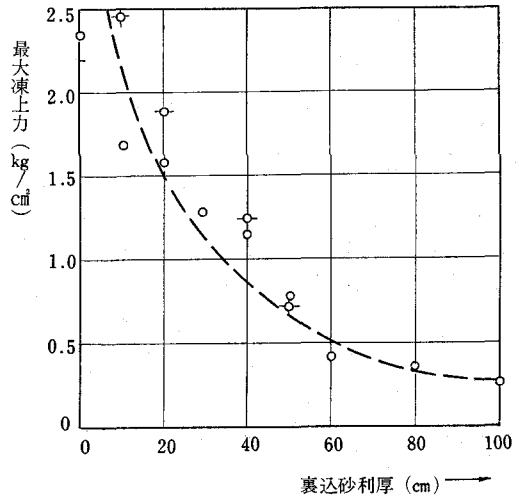


図-8 最大凍上力とウラ込砂利厚の関係(古谷ら)

この関係と前項で述べた凍上量とウラ込厚の関係から水路のウラ込の効果(置換効果)について触れてみると水路のウラ込はウラ込厚を増すことにより凍上量、凍上力を指数関数的に減少させることができ、さらに重量の増大と緩りこう配をあわせれば、凍上に対する効果はきわめて大きいことがわかる。従って、今後、土質、気象条件、水路工法など多くの要素を考慮して、最も経済的なウラ込厚を決定する必要がある。

### 5. 水路の凍上対策としての置換工法

#### 5-1 概要

凍上を防止するためには凍上を支配する三要素(土質、地中水、温度)のうちいずれかを除去すればよく、このため凍上防止工としていくつかの工法が考えられ、実施されている。

北海道における水路の凍上防止工法は、一般には置換工法が採用されている。置換工法とは凍結深さ内の凍上性土を難凍上性材料で置き換える工法をいうが、地盤上に必要なだけの難凍上性材料を盛上げる工法もこれに含まれている。

この凍上対策としての置換工法において重要なことは決定された水路工法に対して有効で経済的な置換深さの決定と適切な置換材料の選択である。そこで、本節では北海道における水路の置換工法の現状とその考え方を述べ、さらに筆者らが行った調査結果を概括的に述べるものである。

### 5-2 水路における凍結深さの算出

水路の凍上対策として置換工法を採用する場合、まず凍結深さを求めておく必要があり、これにより置換深さの決定を行なうことになる。

前節で述べたように、積雪の断熱効果は大きいものがあり、水路においては積雪の影響を考慮して凍結深さを算出するのが妥当である。そこで、筆者らは水路における凍結深さの算出を積算寒度と積雪深を要素として、次のように提案したい。

#### ① 凍結進行停止積雪深の算出

これは凍結面から雪面を通して上方に逃げる熱と地中から凍結面に供給される熱が釣り合って凍結の進行が停止する積雪深を求めるものである。この場合、地域あるいは時期によって積雪の特性が異なっていることやその積雪深の継続期間をいかに取り扱うかなどの問題がある。

例えば、前節で述べたように石狩、空知支庁管内の2、3の土水路における測定結果から言えば、20~30cmが凍結進行停止積雪深と考えられる。

#### ② 凍結進行停止積雪深の現出時期の算出

水路においては耐用年数を考慮して計画、設計が行なわれていると思われるが、凍結深さの算出においても耐用年数内に起こり得る最低寒気（この場合積算寒度が指標となる）最小積雪を目安とすべきであろう。従って、凍結進行停止積雪深の現出時期の決定はその水路の耐用年数内に起こり得る最大の積算寒度により凍結深さを算出すべきである。

#### ③ 凍結進行停止積雪深の現出時期以前の積算寒度を算出する。

#### ④ ③で算出した積算寒度により凍結深さを算出する。

以上述べた①~④はあくまで凍結進行停止積雪深がある場合の水路における考え方であり、ない場合はその水路の耐用年数内に起こり得る最大の積算寒度により凍結深さを算出すべきである。

また、以上のことは水路敷部において適用される考え方であり、水路側壁部では積雪の断熱効果を期待するのは無理があると思われるので、水路側壁部の凍結深さの算出は積雪がないものとして扱うのが妥当ではないかと思われる。すなわち、水路側壁部の凍結深さはその水路の耐用年数内に起こり得る最大の積算寒度により行なうべきであろう。

前節で述べたように水路における凍結の進行状況は2月中旬頃にその最大期をむかえており、従って凍結深さはこの時期までの積算寒度に支配されると考えられるので、凍結深さの算出には安全側をとって年最大積算寒度を用いるのが適当である。

また、以上の考え方は水路の気象条件に対する考え方であり、凍結深さの算出にはさらに土質条件を考慮しなければならない。すなわち、凍結深さの算出式( $\epsilon = \alpha \sqrt{F}$ )における定数 $\alpha$ の決定である。このことについては前節において各土質条件下における定数 $\alpha$ の値を示しており、計画地区の土質条件を考慮の上、適当な値が考えられよう。

### 5-3 積算寒度、積雪深の統計処理

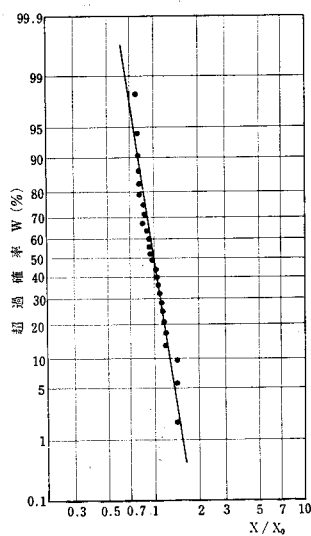
前項で述べたように水路における凍結深さの算出にあたっては、凍結進行停止積雪深のない水路および水路側壁部ではその水路の耐用年数内に起こり得る最大の積算寒度により算出すべきであるとした。すなわち、水路の耐用年数の範囲内で積算寒度はその確率を考慮するような統計的処理を行なうと言うことである。

年最大積算寒度の確率値（ある母集団から無作為的に実現されたN個の標本における超過確率—これ以上の値が現われる確率—）を推定する場合、まず得られた標本について適当な確率密度曲線（度数分布曲線）を見出さなければならない。そこで、筆者らは年最大積算寒度は対数正規分布に従っていると考え、このための検定と確率計算の容易な方法である Hazen 法を用いて算出を行なった。資料は道内の主要11都市における最近の連続30年間程度の日平均気温を用いた。ここで、30年間の資料としたのは、気温は過去30年間の平均値をもってその平均値としており、気温を基礎とする積算寒度においても

過去30年間の資料で処理するのが妥当と思われるからである。

表一4は道内主要11都市における過去30年間の年間の年最大積算寒度を示したものであり、図一9は対数正規確率紙上に帯広の例をプロットしたものである。図によれば、年最大積算寒度は対数正規分布に従っていることがわかる。

表一5は Hazen 法によって計算した



図一9 ヘーザンプロットによる確率れ計算図(帯広)

表-4 道内主要11都市における年度別年最大積算寒度

年度	都市名										
	帯 広	旭 川	網 走	釧 路	稚 内	根 室	留 萌	札 幌	小 樽	函 館	室 蘭
S 14	615	877	604	564	456	452		468		170	173
15	704	690	502	504	470	410		388		242	149
16	914	1091	706	674	597	526		488		510	289
17	430	856	588	515	456	417		487		385	225
18	879	792	784	703	709	612	344	215	412	496	255
19	1061	1065	831	790	686	687	689	699	591	616	408
20	882	868	723	778	647	543	538	520	424	420	277
21	845	781	585	503	472	407	486	438	353	407	207
22	926	662	570	581	380	394	333	396	261	265	205
23	598	507	437	397	320	239	227	205	137	92	32
24	757	753	585	560	505	425	408	381	299	288	159
25	773	845	669	558	570	429	493	476	355	329	240
26	823	757	505	561	526	434	427	444	346	378	264
27	1103	1031	860	849	724		633	595	460	427	286
28	769	801	614	590	548	404	432	416	297	252	155
29	626	634	511	462	535	360	366	365	287	281	198
30	677	635	481	421	425	344	386	365	294	277	201
31	560	638	504	432	374	367	375	334	257	253	172
32	580	569	450	417	381	324	287	240	170	91	110
33	607	515	436		330	293	293	248	190	175	109
34	721	783	652	579	552	501	459	356	331	347	230
35	767	790	717	646	569	514	437	422	342	345	214
36	572	710	506	429	401	332	398	304	208	215	114
37	622	719	546	396	334	326	369	294	143	165	77
38	609	751	689	520	485	444	460	337	287	238	147
39	657	692	535	456	461	352	416	454	284	285	163
40	622	584	516	414	425	339	315	337	270	263	159
41	693	667	667	556	558	480	482	472	377	363	232
42	610	514	514	382	329	316	354	317	214	226	128
43	724	608	608	499	588	454	445	436	384	370	259

表-5 年最大積算寒度の確立値

都 市 名	標 本 数	1/2	1/5	1/10	1/20	1/25	1/50
留 萌	26	406	495	550	599	614	659
札 幌	30	382	483	545	604	622	636
小 樽	26	289	386	449	508	527	585
稚 内	30	481	584	646	702	720	772
室 蘭	30	178	264	325	386	405	468
函 館	30	281	405	491	575	602	688
旭 川	30	742	878	959	1026	1053	1119
網 走	30	589	684	739	788	803	848
帯 広	30	709	842	921	991	1013	1077
根 室	29	408	492	543	590	604	646
釧 路	29	530	635	698	754	772	824

表-6 道内主要11都市における積雪深 20cm 以上継続する起日, それまでの積算寒度および年最積算寒度

年度 (昭和)	旭川			小樽			札幌			幌甸			稚内		
	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C・days)	年最大 積算寒度 (°C・days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C・days)	年最大 積算寒度 (°C・days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C・days)	年最大 積算寒度 (°C・days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C・days)	年最大 積算寒度 (°C・days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C・days)	年最大 積算寒度 (°C・days)
14	11.29	16	877				12.27	93	468	12.2	25	456			
15	12.25	76	690				欠		388	欠		470			
16	12.24	317	1091				"		488	12.16	36	597			
17	11.28	9	856				"		487	12.4	20	456			
18	11.28	14	792	12.9	27	412	"		215	11.19	18	709			
19	12.1	35	1065	12.3	12	591	"		699	12.7	28	686			
20	12.10	43	868	12.14	38	424	"		520	12.10	42	647			
21	12.11	40	787	12.11	14	353	12.24	71	438	欠		472			
22	11.19	24	662	12.3	1	261	欠		396	11.21	0	380			
23	12.26	52	507	1.13	43	137	1.1	29	205	12.29	19	320			
24	12.1	38	753	12.14	11	299	12.14	24	381	12.24	86	505			
25	欠		845	12.19	12	355	12.11	26	476	12.11	35	570			
26	"		757	欠		346	欠		444	欠		526			
27	"		1031	"		460	"		595	"		724			
28	11.12	12	801	12.28	40	297	12.30	143	416	12.26	106	548			
29	欠		634	欠		287	"		365	欠		535			
30	"		635	"		294	"		365	"		425			
31	"		638	"		257	"		334	"		374			
32	"		569	"		170	"		240	"		381			
33	"		515	"		190	"		248	"		330			
34	"		783	"		331	"		356	"		552			
35	"		790	"		342	"		422	"		569			
36	"		710	"		208	"		304	"		401			
37	"		719	"		143	"		294	"		334			
38	"		751	"		267	"		337	"		485			
39	"		692	"		284	"		454	"		461			
40	12.8	20	584	12.16	30	270	12.31	160	337	12.13	47	425			
41	12.3	15	756	12.9	17	377	12.9	19	472	12.6	16	558			
42	12.25	152	747	12.26	31	214	12.25	92	317	12.22	99	329			
43	12.23	25	723	12.28	19	384	1.11	106	436	12.31	73	588			

表-6 (つづき)

年 度 (昭和)	室 蘭			釧 路			帯 広			根 室		
	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)
14	2.3	117	173	無	564	564	2.7	385	615	2.8	266	452
15	無	149	149	〃	504	504	1.12	162	704	1.29	143	410
16	〃	289	289	〃	674	674	1.7	257	914	無	526	526
17	〃	225	225	〃	515	515	欠		430	〃	417	417
18	〃	255	255	〃	703	703	2.5	363	879	〃	612	612
19	1.1	104	408	〃	790	790	12.1	14	1061	2.9	435	687
20	12.17	23	277	12.17	62	778	12.1	529	882	2.2	250	543
21	無	207	207	無	503	503	12.6	14	845	無	407	407
22	〃	205	205	12.27	179	581	11.18	4	926	2.1	194	394
23	〃	322	322	無	397	397	1.1	86	598	2.14	66	239
24	〃	159	159	〃	560	560	12.27	133	757	1.1	107	425
25	〃	240	240	〃	558	558	2.11	361	773	無	429	429
26	欠		264	欠		561	欠		823	欠		434
27	無	286	286	1.6	299	849	12.31	315	1103	〃		欠
28	〃	155	155	1.6	176	590	1.5	262	769	12.30	55	404
29	欠		198	欠		462	欠		626	欠		360
30	〃		201	〃		421	〃		677	〃		344
31	〃		172	〃		432	〃		560	〃		367
32	〃		110	〃		417	〃		580	〃		324
33	〃		109	〃		欠	〃		607	〃		293
34	〃		230	〃		579	〃		721	〃		501
35	〃		214	〃		646	〃		767	〃		514
36	〃		114	〃		429	〃		572	〃		332
37	〃		77	〃		396	〃		622	〃		326
38	〃		147	〃		520	〃		609	〃		444
39	無	163	163	無	456	456	2.21	521	657	無	352	352
40	〃	159	159	〃	414	414	12.30	131	622	〃	339	339
41	〃	232	232	〃	556	556	無	693	693	〃	480	480
42	〃	128	128	〃	382	382	〃	610	610	〃	316	316
43	〃	259	259	〃	499	499	2.1	382	724	〃	454	454



表-6 (つづき)

年 度 (昭和)	留			函			網			走		
	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)	積雪20cm 以上継続 起点月日	それまでの 積算寒度 (°C·days)	年 最 大 積 算 寒 度 (°C·days)
14				1.17	65	170	2.12	426	604			
15				無	242	242	1.30	164	502			
16				1.6	93	510	2.5	408	706			
17				無	385	385	無	588	588			
18	1.4	114	344	2.7	213	496	1.8	204	784			
19	12.5	11	686	12.26	122	616	2.9	551	831			
20	12.14	41	538	12.28	88	420	12.18	73	723			
21	12.11	11	486	無	407	407	2.4	283	585			
22	11.26	3	333	"	265	265	12.7	24	570			
23	1.5	25	227	"	92	92	2.6	101	437			
24	12.21	33	408	"	288	288	12.22	60	585			
25	12.23	37	493	1.23	169	329	1.1	107	669			
26	欠		427	欠		379	欠		505			
27	"		633	1.13	186	427	12.31	232	860			
28	12.27	62	432	1.24	107	252	12.30	144	614			
29	欠		366	欠		281	欠		511			
30	"		386	"		277	"		481			
31	"		375	"		253	"		504			
32	"		287	"		91	"		500			
33	"		293	"		175	"		436			
34	"		459	"		347	"		652			
35	"		437	"		345	"		717			
36	"		398	"		215	"		506			
37	"		369	"		165	"		546			
38	"		460	"		238	"		689			
39	"		416	1.22	60	285	1.5	93	535			
40	12.26	44	315	1.22	119	263	1.5	109	516			
41	12.5	6	482	1.1	106	363	12.18	51	667			
42	12.17	15	354	1.30	124	226	1.20	160	514			
43	12.30	35	445	12.28	19	370	1.23	207	608			

道内主要都市の結果である。また、表は日平均気温を基礎として算出した結果であるが、月平均気温を基礎としても大差はないようである。

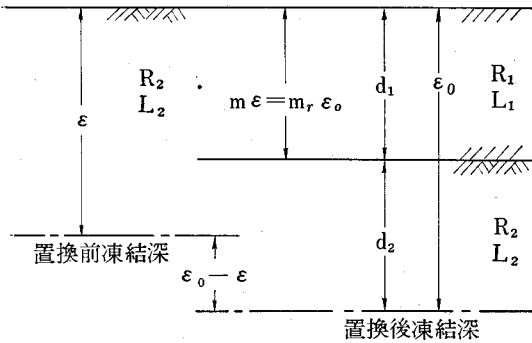
次に、積雪深の統計について述べる。

前項で述べたように水路における凍結深さの算出にあたっては凍結進行停止積雪深をまず算出する必要があるが、石狩、空知支庁管内における2、3の土水路の調査から凍結進行停止積雪深を20~30cm程度とした。そこで、ここでは道内主要11都市の凍結の最盛期(2月中旬頃)に至るまで積雪が20cm以上継続する起日、それまでの積算寒度およびその年の最大積算寒度を算出した資料を表一六に示す。

#### 5-4 置換率および北海道における水路の置換率

前項まで水路における凍結深さの算出について述べたが、ここでは凍結深さに基づいて決定される置換深さについて述べる。

置換深さの決定にあたって、まず注意しておかなければならないのは凍上性土を難凍上性材料で置き換えることにより、大部分は凍結深さが置き換え前の凍結深さより増すことである。このことについて、伊福部氏は Stefan 式に基づいて熱伝導論的に解析を行っている<sup>1)</sup>。例えば図一10に示すような1層置換の場合、置換後における置換層以下に侵入する凍結深さ  $d_2$  は、



※ R : 熱伝導率  
L : 融解潜熱

図一10 置換後の凍結深さ(1層置換の場合)

$$d_2 = \left[ -\left(\frac{R_2}{R_1}\right) + \sqrt{\left(\frac{R_2}{R_1}\right)^2 + \frac{1}{m^2} - \left(\frac{R_2}{R_1}\right)\left(\frac{L_1}{L_2}\right)} \right] d_1$$

で表わされ、置換後の置換率  $m_r$  は、

$$m_r = 1 / \left[ 1 - \left(\frac{R_2}{R_1}\right) + \sqrt{\left(\frac{R_2}{R_1}\right)^2 - \left(\frac{R_2}{R_1}\right)\left(\frac{L_1}{L_2}\right) + \frac{1}{m^2}} \right]$$

で表わされる。

また、 $R_2/R_1=1.5$ 、 $L_1/L_2=0.3$ (切込砂利の含水比7.5%、土の含水比40%位)とした場合の  $m$ (当初の置換率)と  $m_r$ (置換後の置換率)の関係を表一七のように示している。

表によれば、地盤の凍結深さの80~90%を置換すれば

表一七 当初の置換率と置換後の置換率

$m$	$m_r$	$m/m_r$
0	0	1
0.1	0.104	0.962
0.2	0.214	0.935
0.3	0.324	0.926
0.4	0.427	0.937
0.5	0.524	0.955
0.6	0.610	0.984
0.645	0.645	1
0.7	0.685	1.020
0.8	0.746	1.070
0.9	0.807	1.115
1.0	0.855	1.170
1.49	1	1.490

※  $R_2/R_1=1.5$ 、 $L_1/L_2=0.3$

(切込砂利の含水比7.5%、土の含水比40%位の場合)

置換後の置換率は、75~80%程度となることがわかる。したがって、前節で述べた凍上量の深度分布(凍上量は凍結深さの約80%以内が支配する)から考え合わせれば地盤の凍結深さの80~90%程度を置き換えれば、置換後の置換率は75~80%程度となり、凍上に対してほぼ安全と言える。

従って、この考え方を水路に適用すれば、水路の置換深さ(ウラ込厚さ)は次式のように示されよう。

$$\text{ウラ込厚} \geq \text{原地盤の凍結深さ} \times (0.8 \sim 0.9) - \text{コンクリートライニング厚}$$

この場合、原地盤の凍結深さは5-2項で述べた積雪の断熱効果を考慮した算出方法に従って求めることが必要である。また、ライニング厚を置換深さに含めたのは熱伝導率から言ってコンクリート(アスファルトコンクリート 0.0035 cal/sec.cm.°C、ポルトランドセメントコンクリート 0.0022 cal/sec.cm.°C—配合、密度、含水比により変化する)は土(大略 0.0041 cal/sec.cm.°C—密度、含水比などにより変化する)と比べて大差なく、むしろ若干の断熱効果をもっていると考えられるからである。

次に、北海道における水路の置換率について述べる。

表一八は筆者らが行なった全道的な水路現況調査(配票調査)のうち、置換工法におけるウラ込厚の決定基準を各水路別に整理したものである。

表から次のことが言えよう。

- 1) 調査水路89路線のうち、ウラ込厚を凍結深さに基づいて決定した水路は19路線であり、これは調査水路の約20%にあたっている。
- 2) 残り約80%の水路はウラ込のもつ凍上防止機能、地盤支持力の強化機能、排水機能を勘案し、これに施工

表—8 各水路のウラ込厚決定基準

管内名	水路名	敷 部		側 壁 部	
		決 定 基 準	厚 さ (cm)	決 定 基 準	厚 さ (cm)
函館開建	北檜山左岸第1幹線	凍結深、地盤支持力、地下水の関係を総合的に判断	30	凍結深の70% 地下水排除による背面土 庄の軽減 改修水路のために施工を 容易にし、経済性を考慮	60
渡島支庁	渡島南部幹線用水路	凍結深、地盤支持力を総合的に判断	25~30	—	—
	第3元町地区第1号幹線	凍結深、地盤支持力、地下水位等を総合的に判断	20	—	—
	駒ヶ岳東部地区2号幹線	凍結深、地盤支持力を総合的に判断	15	—	—
	出石地区幹線用水路	—	—	—	—
室蘭開建	厚真地区6区用水路	工質、凍結深により判断	40~60	同左	50~70
	厚真地区9区用水路	基礎安定材	30	—	—
	川西北幹線	凍結深と地下水の関係を総合的に判断	40	凍結深の100%	80
	川東幹線	同上	40~50	同上	60~80
	川西幹線	同上	25~50	同上	80
	川西南幹線	同上	20~40	同上	80
胆振支庁	揚水機幹線	—	40	—	40
	川東北幹線	凍結深、地下水等を考慮し、サンドベットの意も含めた	40	凍結深の70%	40
	川東南幹線	同上	40	同上	40
	川西南幹線	凍結深、地下水を考慮し、不良地盤の一部を除去しサンドベットとした	40	同上	40
	第9区第3支線水路	—	—	—	—
	第9区第1支線水路	本水路は旧水路に盛土として布設するので、旧地盤より計画敷高まで基礎砂利とした。	9	—	—
	第8区水路	凍結深の80%	35	凍結深の80%	60
札幌開建	野花南主幹線	基礎地盤の支持力、地下水浸透水の処理など過去の経験実績を総合して決定	20	—	30
	沼貝幹線	—	20	—	15~30
	市米知幹線	土質条件による		同左	
	北海幹線	凍結深	25~30	同左	28~50

	大 願 幹 線	基礎地盤が泥炭のため泥炭になじまないこと、水縮がき、マットとして効果があるので洗砂	30	—	—
	幌 加 内 幹 線	施工最小厚、土質、地下水、凍結深より判断	15	—	—
	雨 煙 内 幹 線	同上	15	地下水、土圧より決定	30
	浦 臼 幹 線	施工上、地盤支持力、地下水の関係より判断	20	凍結深の100%	
石 狩 支 庁	北 札 幌 幹 線	0.3m以上	30	0.15m以上	10~15
	導 水 路	一般的なものを採用	30	—	—
	川南地区東裏幹線	凍結深と過年度施工実績を考慮の上決定	20	同左	30
	川南地区西裏幹線	—	20	—	30
	新篠津地区北13号幹線	—	20	—	30
	新篠津地区基線幹線	—	20	—	30
空 知 支 庁	長 沼 第 1 幹 線	凍結深、地盤支持力、施工性を考慮して決定	20	凍結深を考慮	30
	長沼第2(甲)幹線	同上	20	同上	30
	長沼第2(乙)幹線	同上	10~20	同上	10~30
	第 7 幹 線	同上	20	—	—
	道 管 幹 線	—	20	—	—
	第 9 支 線	凍結深、地盤支持力、施工性を考慮	20	—	—
	三 川 幹 線	同上	20	凍結深を考慮	30
	中 三 川 幹 線	同上	20	同上	20
	由 仁 幹 線	同上	20	同上	30
	中 央 幹 線	同上	20	同上	30
	岩 内 幹 線	同上	20	同上	30
	栗 山 幹 線	同上	20	同上	30
	角 田 幹 線	同上	20	同上	—
	南 学 田 幹 線	同上	20	同上	30
	北学田第1支線	同上	20	同上	30
	中 里 支 線	同上	20	同上	—
	高 瀬 支 線	同上	20	同上	—
	栗 沢 幹 線	同上	20	同上	30
	小 西 幹 線	同上	20	同上	30
	南長沼第11支線	同上	25	同上	30
	南長沼乙幹線	同上	20~30	同上	20~30

	西長沼第3幹線	凍結深, 地盤支持力, 施工性を考慮	25	凍結深を考慮	30
	西南幹線	同上	25	同上	30
	西長沼第2幹線	同上	—	同上	—
	西長沼第1幹線	同上	35	同上	30
	幌向幹線	凍結深, 地盤支持力, 地下水の関係を総合的に判断の上決定	25	—	30
	晩翠上幹線	—	—	—	—
	晩翠下幹線	—	25	—	30
	福野幹線	—	25	—	30
	夕張太幹線	—	—	—	—
旭川開建	美瑛川地区余水吐放水路流未工	経験による	30	同左	30
	流域変更工	凍結深算定式により決定	20	同左	60
	山部幹線	透水性, 施工(基礎コンクリートの打設)の容易さ	30	凍結深の80%	50~80
	富良野地区山手幹線	—	20	—	30
	十勝岳地区日新幹線	—	20	凍結深の80%	70
	天塩川第2幹線	地盤, 地下水の状態を考慮して経験的に決定	20	凍結深の60%	40~60
上川支庁	中央幹線	凍結深, 地盤支持力, 地下水の関係を総合的に判断して決定	20~30	凍結深の70%	30
	上名寄幹線	同上	15	同上	30
	士別第1幹線	経験による	20	同左	30
	東川北幹線	—	—	—	30
	倉沼第1幹線	経験による	20	—	25
網走支庁	上常呂幹線	凍結深, 地盤支持力, 地下水等を考慮	25	凍結深, 経験	30
	屯田幹線	同上	25	同上	30
	西幹線	設計基準(道)	25	同左	30
	東幹線	—	25	—	30
	幹線	凍結深, 地盤支持力	35	凍結深の60%	50
	ルベンベ第1幹線	凍結深, 地下水処理	20	同上	50
帯広開建	第2幹線	凍結深, 地盤支持力, 地下水の関係より判断	25~65	凍結深の80%	90
	第1幹線	同上	25~65	同上	90
十勝支庁	道営ホ場整備事業幹線	—	30	—	30
	道営かん排幹線	国営かん排の資料より	30~40	同左	50



	導水路	凍結深を基に決定	30~65	同左	90
	第2幹線	同上	45~65	同上	90
	第1幹線	同上	45~65	同上	90
日高支庁	日高地区幹線	経験, 国営地区参考	20	同左	15
	団体営かん排池売幹線	—	15~25	—	15~30
	道営沙流地区幹線	—	25	—	20

性を考慮して、言わば経験的に決定している。      の内訳は表一9に示すとおりである。表一9によれば  
 3) ウラ込厚を凍結深さに基づいて決定した水路19路線      決定基準は凍結深さの80%を境にして、ほぼ均等して

表一9 19路線のウラ込厚決定基準内訳

ウラ込厚の決定基準	路線数	内 訳 (開 建, 支 庁)	
凍結深さの60%	3	旭川開建—1路線,	網走支庁—2路線
〃 70%	6	函館開建—1路線,	胆振支庁—3路線, 上川支庁—2路線
〃 80%	5	旭川開建—2路線,	帯広開建—2路線, 胆振支庁—1路線
〃 100%	5	札幌開建—1路線,	室蘭開建—4路線
計	19		

いる。また、地域別にその決定基準を見い出すのは困難であるが、積雪が少なく寒さの厳しい地域ほど凍結深さに対する比率を大きくする傾向がうかがわれるようである。

㉞) 以上のことから、道内の水路ではほとんどが経験的に置換深さを決定しているのが実状であり、今後、全道的な調査を基に統一的な決定基準の確立が望まれる

ところである。

#### 5-5 北海道における水路のウラ込厚の現況

前項において、本道における水路の置換率についてその考え方と現況を述べたが、ここでは本道の水路のウラ込厚について述べる。

表一10は筆者らが行った全道的な水路現況調査(配票調査)によって得られた資料を装工形式別に分類し、

表一10 ウラ込厚の現況

支庁名	敷, 現場打コンクリート側, 〃		敷, 現場打コンクリート・, L型ブロック		敷, 現場打コンクリート側, ブロック(L型以外)		道路工事設計基準(開発局)
	敷部	側壁部	敷部	側壁部	敷部	側壁部	
渡島	30	32			26	0	50~60
檜山							
後志	20	3	20	30	24	0	
石狩							
空知	20	5	25	28	20	28	30
留萌							
宗谷	25	30			27	34	
網走							
釧路	31	31	38	62	37	66	70~80
根室							
日高	27	27	23	23	18	33	
胆振							
上川	30	90			47	87	90~100
十勝							

地域別(各支庁別)にウラ込厚の状況を集計したものである。なお、ウラ込厚は敷部と側壁部に分け、各水路延

長を重みとする加重平均値である。また、表には比較のため開発局道路工事設計基準による地域別の置換深さの

標準値も併記している。

表より、次のことが言えよう。

- 1) ウラ込厚は水路の装工形式に対応して、若干異なっているようであり、全体的にみた場合、現場打コンクリート装工→L型ブロック装工→ブロック(L型以外)装工の順にウラ込厚を増す傾向がうかがわれる。このことから、ウラ込厚は水路の装工形式による構造上の安定性とも対応していると考えられる。
- 2) 地域別にウラ込厚を見た場合、積雪が少なく、寒さの厳しい地域である胆振、十勝支庁管内が他の支庁管内に比較してウラ込厚を増している傾向にある。
- 3) 開発局道路設計基準による標準値との比較では、十勝支庁管内の現場打コンクリート装工、ブロック(L型以外)装工の側壁部、胆振支庁管内のブロック(L型以外)装工の側壁部においてほぼ道路の標準値に近い値を示している。他の支庁管内では道路の標準値の半分以下のところが多い。このことは水路の場合、道路が除雪を前提として考えるのに対し、積雪の断熱効果などを十分に考慮していることを示すものと考えられる。

- ① 難凍性であること。
- ② 水路にかかる荷重に対応する支持力をもつこと。
- ③ ①、②の条件を長期間にわたって維持できること。

このうち①の条件に対して開発局道路工事仕様書<sup>13)</sup>では材料の種類に応じて次のように規定している。

- 1) 粒度調整砕石、切込砕石、48μフルイを通過するものうち、74μフルイを通過するものが15%以下のもの。
- 2) 切込砂利、48μフルイを通過するものうち、74μフルイを通過するものが9%以下のもの。
- 3) 砂、74μフルイを通過するものが6%以下のもの。
- 4) 火山灰(火山礫を含む)、粗粒で風化の徴候がなく排水性が良好で、74μフルイの通過量が20%以下であり、強熱減量が4%以下のもの。ただしこの規格にはずれるものがあっても凍上試験によって凍上を起しにくい材料と判定されたものは使用してよい。

現在、この74μ通過量を制限因子(火山灰の場合は74μ通過量と強熱減量)とする置換材料の規定は、施工の実態などから言ってもほぼ妥当な規定と言われている。

しかし、この規定によっても施工後細粒分の流入が懸念され、この点から出来るだけ74μ通過量を小さくする必要があるが、これも締固めとの関係から検討されねばならないだろう。

### 5-6 今後の問題点

前項まで、水路の凍上対策としての置換工法についてその考え方、現況を述べてきたが、なお、統一的な設計

基準の確立に至っていない現在、今後究明すべき問題点は多い。そこで、ここでは水路の凍上対策としての置換工法の問題点を列記し、今後の課題としたい。

### 1) 水路における適切な凍結深さの決定

このことについて、5-2、5-3項において筆者らは積算寒度の統計処理と積雪の断熱効果を考慮して、凍結深さを算出するよう提案したが、なお、統計期間確率年、積雪深など検討すべき問題は多い。また、凍結深さ算出式( $\epsilon = \alpha \sqrt{F}$ )における定数 $\alpha$ についても、今後水路各部の実測値の統計処理により決定する必要があり、さらに密度、含水比などをパラメータとして理論的な検討も進めなければならぬ。

### 2) 経済的で有効な置換深さの決定

このことについて、5-4、5-5項において伊福部の考え方を水路に適用し、さらに道内の水路の置換深さ(ウラ込厚)の決定基準、現況を述べたが、なお経済的で有効な置換深さの決定には、水路工法、施工性などとの対応に多くの問題点がある。また、決定方法にも積雪、ライニング厚などを土の凍結深さに換算する方法なども考えられ、あるいは水路の南北斜面による凍結深さのちがいがなど水路の横断、縦断方向にもその水路の重要度に対応して置換深さを考慮する必要もあろう。

### 3) 置換材料の選択

このことについて、5-6項において水路の置換材料として必要な条件と開発局道路工事仕様書の規定を述べたが、今後水路の置換材料として適切な品質を施工性あるいは細粒分の流入、締固めなどとの関係において検討していく必要がある。

## 6. 水路の凍上対策としての断熱工法

### 6-1 概要

現在、北海道においては水路の凍上対策として一般に前節で述べたような置換工法が採用されている。しかし近年の砂利等の不足から良質な難凍上性材料の入手が困難になり、その価格の高騰化も避けられない状況にあ

表一 道内の昭和44~48年度の需給見込  
(単位：千立米)

年度	区分	需要量	供給量	過不足
44年度		26,116	13,559	12,557
45 "		28,669	12,684	15,985
46 "		31,940	12,091	19,849
47 "		32,612	11,384	21,228
48 "		34,085	10,931	23,154
計		153,422	60,649	92,773

る。いま、古い資料であるが財団法人日本砂利協会北海道本部による砂利需給見込み<sup>13)</sup>をみると、表-11のようになっており、砂利不足は年々深刻の度を増すことが予想される。

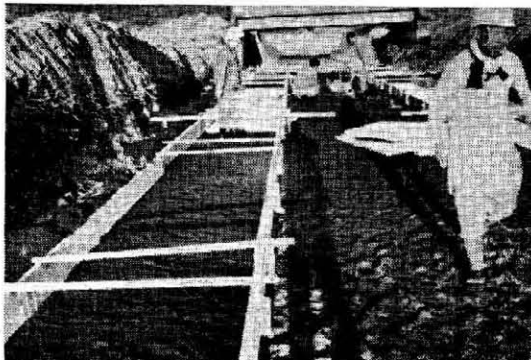
一方、近年における高分子化学工業の飛躍的な発展は多くの高性能の断熱材の開発をもたらし、土木用材料として応用されはじめている。

凍上防止として断熱材を用いる考え方は古くから存在していたが、断熱効果、耐久性などから疑問があり、用いられたとしてもあくまで補助的なものにすぎなかったようである。しかし、自然発泡ウレタンや押し発泡ポリスチレン（スタイロフォーム）などの開発によって、1950年代後期頃からまず道路の凍上防止としてアメリカ、カナダなどで試験的に用いられ、その優劣が実験的立場で比較検討されてきている。これまでの試験結果では押し発泡ポリスチレンがより効果的であることが確かめられつつあり、今後、道路に広く採用されるきざしがみえている。

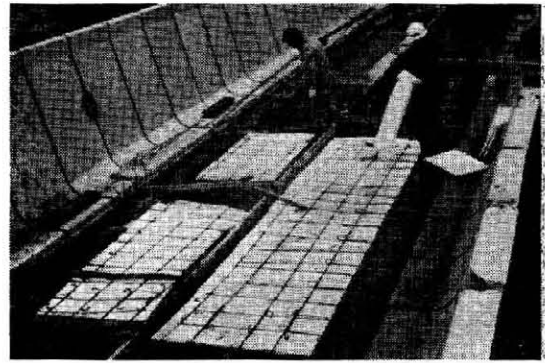
我が国においては、まず鉄道の凍上防止工として1965年旭川鉄道管理局が押し発泡ポリスチレンを用いて成功し<sup>13)</sup>、1966年には道路の凍上防止工として伊福部らが札幌市の道々手稲線において現場実験を行なっている<sup>14)</sup>。現在も道路の凍上防止工としての将来性から、開発局土木試験所舗装研究室が中心になって現場、室内試験が鋭意進められている。

水路では1967年筆者らが鶴川かんがい事業所管内の水路に凍上防止工として断熱材を用いた現場試験を行なったのがはじめである。その後、筆者らは1971年まで現場試験を続け、他の事業所管内の現場試験結果をも整理、検討し、水路の凍上防止工としての有意性を見い出している。

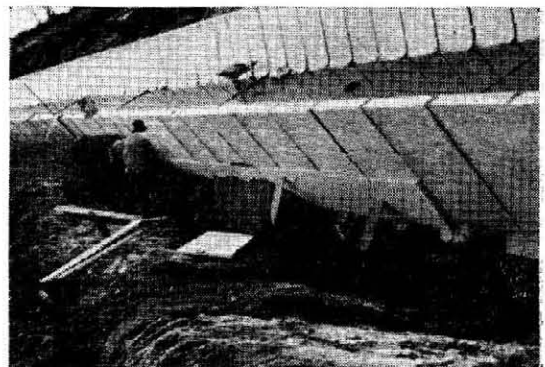
そこで、本節では水路の凍上対策としてその将来性をもっと考えられる断熱工法について、その考え方と筆者らが行ってきた現場試験の結果を中心に述べるものである。



写真一 試験水路側壁下部断熱材布設状況



写真二 試験水路インバート断熱材布設状況



写真三 試験水路側壁背面断熱材布設状況

## 6-2 断熱材の特性

水路の凍上対策用断熱材に必要なとされる条件は次のようなものが考えられる。

- 1) 十分な断熱効果を有すること。
- 2) 十分な耐荷力を有すること。
- 3) 1), 2)の性質を長期間維持できること。この場合、吸水性が支配要素と考えられる。すなわち、吸水性の小さいことが必要である。
- 4) 安価であること。
- 5) 施工が容易であること。

そこで、ここでは押し発泡ポリスチレン（スタイロフォーム）の特性を述べ、合せてこの断熱材が水路の凍上対策用材料として充分であるかを検討してみる。なお、道内において断熱工法を試験的行なった水路では、そのほとんどがこの断熱材を用いている。

押し発泡ポリスチレンボード（スタイロフォーム）の特性は表-12に示すとおりである。

表に示した熱伝導率  $0.029 \text{ kcal/m}\cdot\text{hr}\cdot^\circ\text{C}$  を C.G.S 単位に換算すれば  $0.000081 \text{ cal/m}\cdot\text{sec}\cdot^\circ\text{C}$  となり、これを土の熱伝導率と比較すれば、土の熱伝導率は粒度組成、含水量等多くの因子に影響されるものであるが、多くは  $0.004 \text{ cal/cm}\cdot\text{sec}\cdot^\circ\text{C}$  前後であるので、断熱材の熱

表-12 押出し発泡ポリスチレンボード（スタイロフォーム）の特性

項目	特性	条件
熱伝導率	0.029 kcal/m·hr·°C	平均温度 0°C
せん断強度	2.8 kg/cm <sup>2</sup>	5%の歪, 測定温度24°C
曲げ強度	8.7 kg/cm <sup>2</sup>	〃
引張強度	5.0 kg/cm <sup>2</sup>	〃
吸水率	0.01 g/100cm <sup>2</sup>	体積比換算4°Cにおいて
耐熱性	80 °C	加熱変形温度
密度	0.040 g/cm <sup>3</sup>	

伝導率は土の熱伝導率のおよそ2%となり、きわめて良い断熱材であると言える。また、吸水率もきわめて小さいものであり、長期にわたって断熱効果の持続が可能と考えられる。

次に、押出し発泡ポリスチレンボード（スタイロフォーム）厚38mm, 25mm, の圧縮試験の結果を図-11, 12に示す。図によれば、圧縮強度は厚38mm, 25mmと

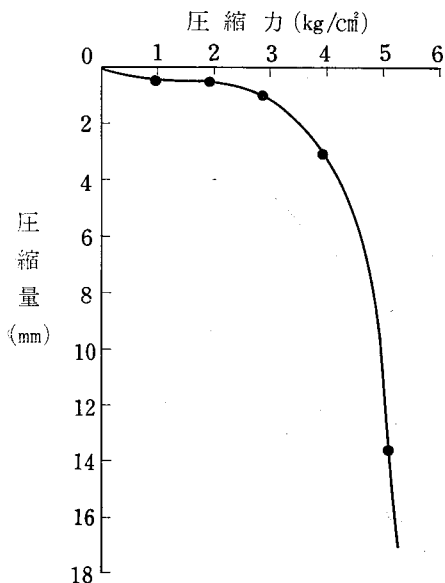


図-11 圧縮試験結果（厚25mm）

も 3 kg/cm<sup>2</sup> 程度と考えられ、この値にある程度の安全を見込んでも、充分水路に用いることが出来よう。

以上のように、押出し発泡ポリスチレンボード（スタイロフォーム）はその物理性、力学性からみた場合、水路の凍上対策用の断熱材として要求される条件をほぼ満足していると考えられる。しかし、最終的な適否は現場試験の結果をもって判断されるべきものであり、次項以降において現場試験の結果を述べ、合わせてその経済性

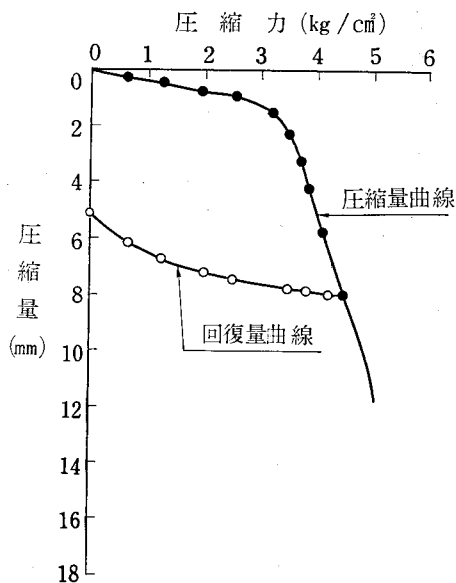


図-12 圧縮試験結果（厚38mm）

についても触れることにする。

### 6-3 断熱工法を用いた水路の概要

現在までに水路の凍上対策としての断熱工法を実施した地区は表-13に示すように8地区に及んでいる。これ

表-13 断熱工法実施地区

管内名	地区名
札幌開発建設部管内	浦臼地区
旭川	天塩川地区, 山部地区
室蘭	鶴川地区, 厚真地区
函館	北檜山地区
網走支庁管内	ルベンベ地区
岩手県管内	第二松川地区
計	8地区

らはいずれも試験的に施工されたものであるが、今後の断熱工法の採用にあたって言えば基本型とも言えるものである。

図-13~20は浦臼, 山部, 鶴川, 厚真, ルベンベ, 第

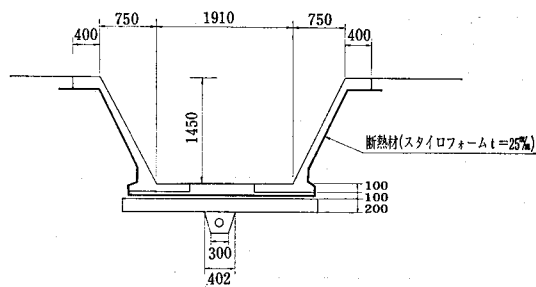
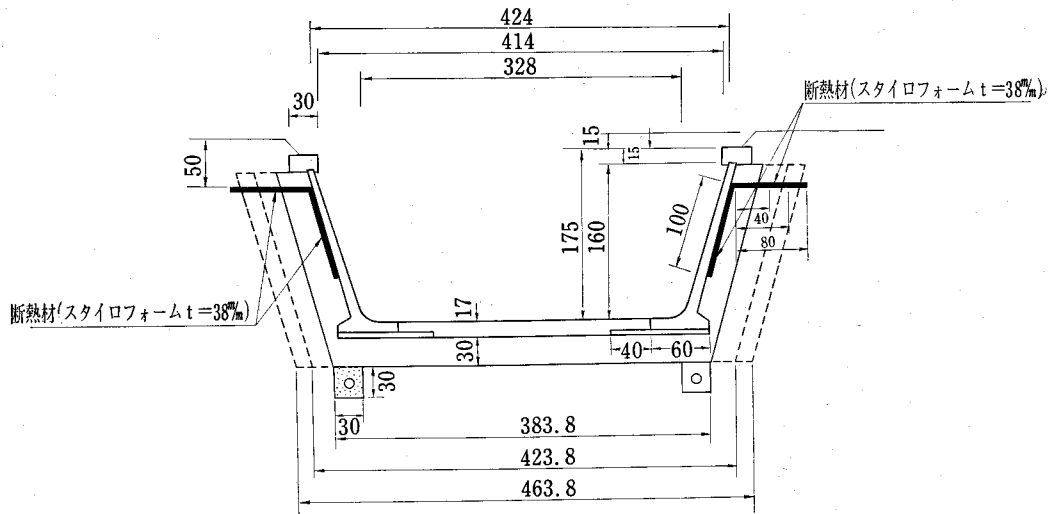
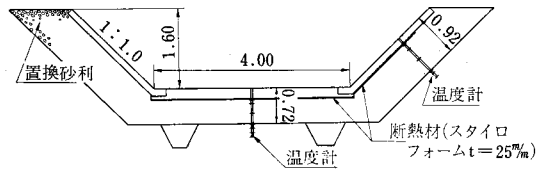


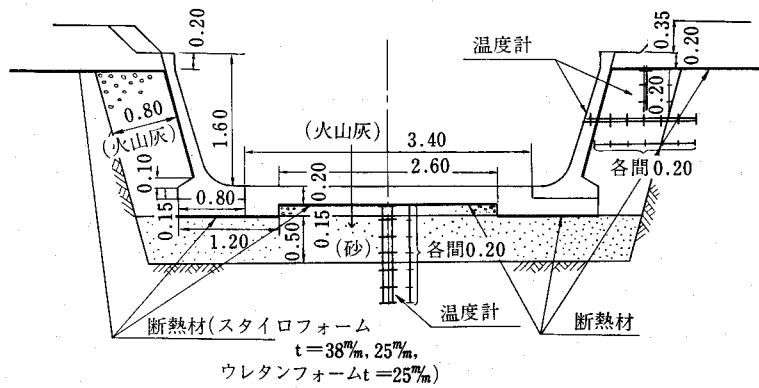
図-13 浦臼地区標準断面図



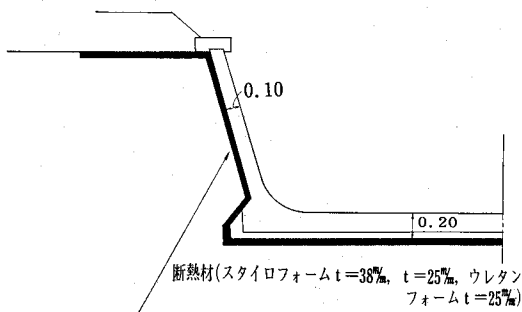
図—14 山部地区標準断面図



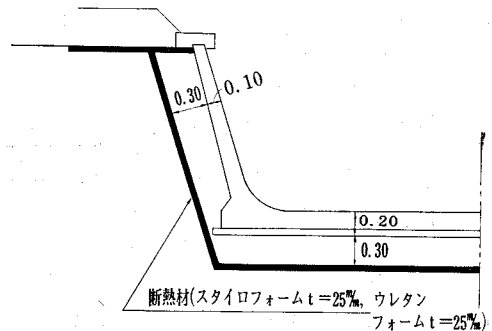
図—15 鶴川地区標準断面図



図—16 鶴川地区標準断面図



図—17 厚真地区標準断面図



図—18 厚真地区標準断面図



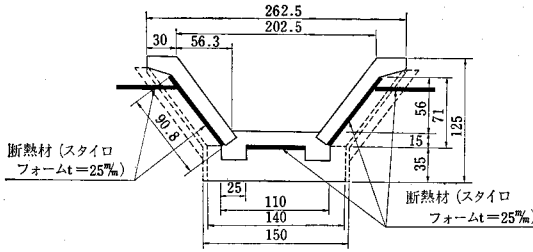


図-19 ルベシベ地区標準断面図

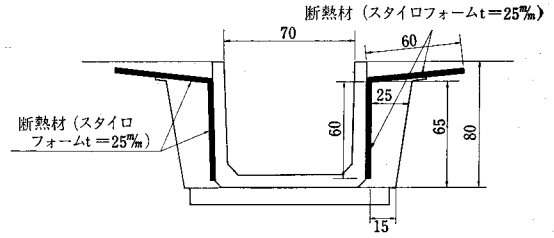


図-20 第二松川地区標準断面図

表-14 断熱工法実施地区施工区分

地区名	施工区分 No.	装 工	裏込厚(cm)		断 熱 材	備 考
			敷部	側壁部		
浦白地区	1	L型ブロック	20	0	スタイロフォーム, t = 25%	温度計設置, 図-13参照
山部地区	1	L型ブロック	30	30	スタイロフォーム, t = 38%	水路肩部断熱材長さ40cm, 温度計設置, 図-14参照
	2	"	"	50	"	" " 60cm
	3	"	"	70	"	" " 80cm
鶴川地区	1	張ブロック	50	80	スタイロフォーム, t = 25%	温度計設置, 図-15参照
	2	L型ブロック	"	"	"	" 図-16参照
	3	"	"	"	ウレタンフォーム, t = 25%	" "
	4	"	"	"	スタイロフォーム, t = 38%	" "
厚真地区	1	L型ブロック			スタイロフォーム, t = 25%	温度計設置, 図-17参照
	2	"			" t = 38%	" "
	3	"			ウレタンフォーム, t = 25%	" "
	4	"			スタイロフォーム, t = 25%	" 図-18参照
	5	"			ウレタンフォーム, t = 25%	" "
ルベシベ地区	1	張ブロック	35	0	スタイロフォーム, t = 25%	温度計設置, 図-19参照
	2	"	"	15	"	" "
	3	"	"	20	"	" "
	4	"	"	25	"	" "
第2松川地区	1			25	スタイロフォーム, t = 25%	図-20参照

二松川の各地区の標準断面図を示したものであり、表-14は各地区の施工区分を示したものである。

このように水路では断熱効果を最大限に発揮させるために断熱材を装工下面にはば密着させ、さらに水路肩部にも断熱材を置く型式が基本型と言えよう。また、水路敷部には凍上防止に有効な積雪の有無によって断熱材を置くか否かが決定される。反面、断熱材を装工下面に密着させることにより、かえって装工材料をきわめて低温状態に置くことになり、材料の安定性への影響が懸念される。

#### 6-4 断熱効果

ここでは筆者らが行なった鶴川地区における現場試験の結果から主に断熱効果について述べる。

#### a 鶴川地区現場試験の概要

筆者らは試験水路の選定にあたって次のような条件を考慮した。

- 1) その試験水路の土質、気象環境が凍結、凍上に対して劣悪な環境下にあること。
- 2) 観測に便利な地点

その結果、昭和42年12月に室蘭開発建設部管内鶴川かんがい事業所、川東幹線用水路測点3140m付近に予備試験水路を設け、翌昭和43年12月に同事業所川西南幹線用水路測点7898m付近に本試験水路を設けた。予備試験水路ではスタイロフォーム厚25%区と普通施工区(断熱材なし)の2試験区に区分し、本試験水路ではスタイロフォーム厚25%区、厚38%、ウレタンフォ

ーム厚25%区、普通施工区（断熱材なし）の4試験区に区分して、カールソン型温度計を各試験区に埋設した。図-15, 16は各試験水路の標準断面図であり、温

度計位置も同時に示している。なお、測定は週1回を原則とし、測定時刻は午前9～12時である。

試験水路の土質は表-15に示すように、いずれも凍

表-15 試験水路の土質

試験水路	比重	強熱減量	粒 度 試 験				
			砂 分	シルト分	粘土分	均等係数	三角座標法による分類
予備試験水路	2.64	7.3%	21%	62%	17%	12.1	シルト質ローム
本試験水路	2.42	16.1%	17%	67%	16%	29.5	〃

表-16 試験水路付近の気象

年 度	積 算 寒 度			最 低 気 温		積 雪 状 況
	起 日	終 日	最大積算寒度	起 日	最低気温	
42	11月18日	3月11日	525 °C-days	2月23日	-23.8 °C	ほとんどなし
※43	12月13日	2月28日	407 °C-days	2月25日	-24.4 °C	多少あり
44	11月26日	3月26日	594 °C-days	3月2日	-23.2 °C	多少あり

※43年度は2月末日までの data である。

上性土と判断される。

また、試験水路付近の昭和42～44年度の気象環境は表-16に示すようであった。

**b 地温の垂直分布による断熱効果に対する検討**

ここでは、昭和44年度において測定中地温が最も低下した昭和45年1月9日の各試験区の地温の垂直分布を示し、断熱効果を検討してみる。各試験区の地温の垂直分布は図-21, 22に示すとおりである。

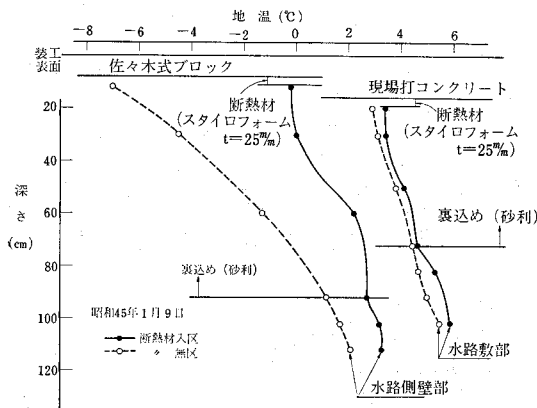


図-21 地温の垂直分布（予備試験水路、水路敷部、側壁部）

図より次のことがいえる。

1) 予備試験水路

水路敷部では断熱材挿入区、普通施工区とも地温は0°C以上であり、両試験区の温度差は0.5°C程度であ

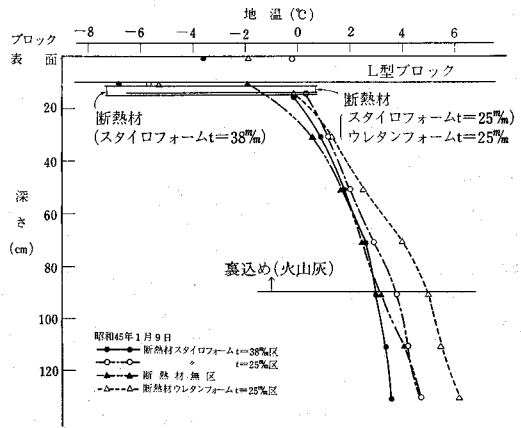


図-22 地温の垂直分布（本試験水路、水路側壁部）

る。これは断熱材の断熱効果の他に、試験水路に多少の積雪があり、この影響によるものと思われる。また、水路側壁部では両試験区のブロック直下の温度差は約7°Cであり、深くなるに従いその差は少なくなっている。これは側壁部であるために積雪の効果が余りないこと、水路肩部よりの寒度の影響などによるものと考えられる。しかし、凍結深さ(0°C線)は普通施工区で約70cm、断熱材挿入区で約20cmであって、断熱材が凍結深さを約50cm程度減少させたことを意味しており、かなりの断熱効果であると言えよう。

2) 本試験水路

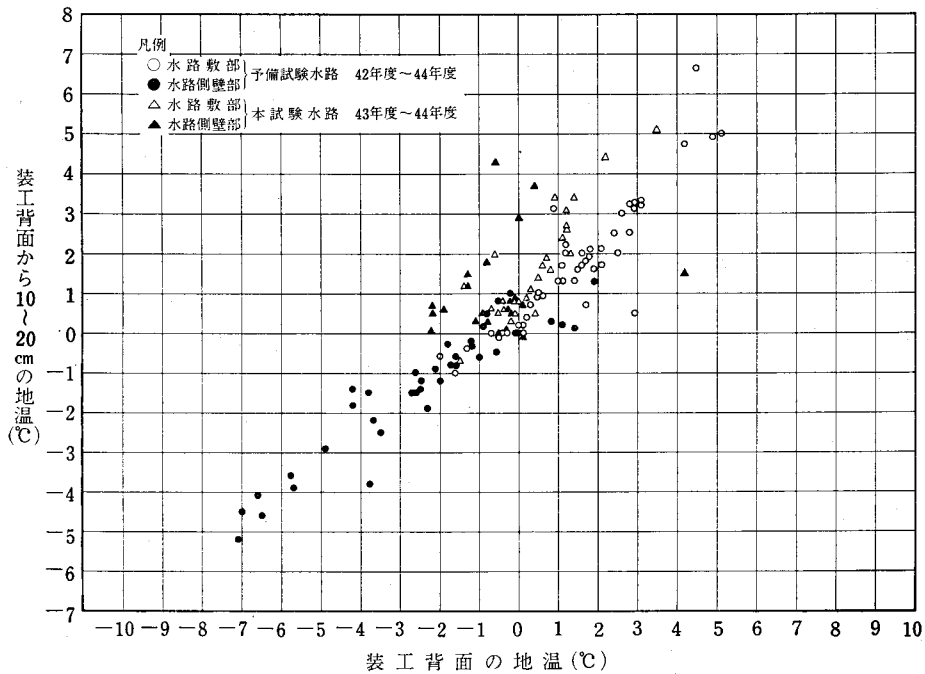
水路側壁部では断熱材の種類、厚さによる差異はほとんどみられない。凍結深さは普通施工区で約15cm、

断熱材挿入区ではほとんどない。また、断熱材上下面の温度差は5~7°Cに及んでおり、断熱効果がかなりあることを示している。しかし、断熱材挿入によって装工材料や寒暖の激しい繰り返しを受けることになり材料の安定性に懸念が生じる。

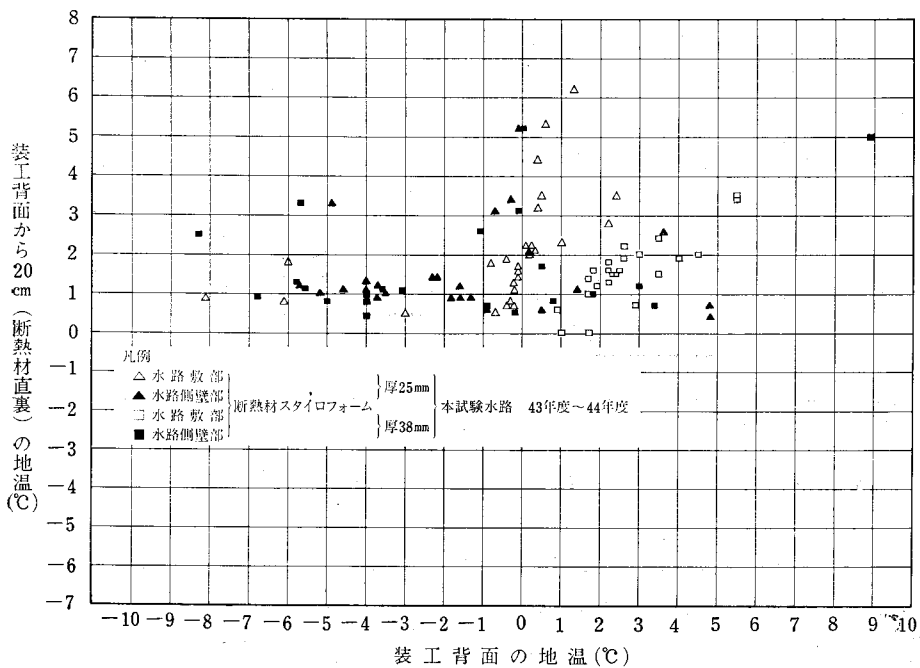
c 断熱材上面温度と下面温度による断熱効果に対する

検討

ここでは、装工背面の地温と背面から10~20cm点の地温の関係が途中で断熱材を挿入することによってどのように変化するかを示し、断熱効果を検討してみる。図一23, 24, は普通施工区, 断熱材挿入区の装工背面の地温と背面から10~20cm点の地温の関係を示したもので



図一23 装工背面の地温と背面から10~20cmの地温の関係(普通施工区)



図一24 装工背面の地温と背面から20cm(断熱材直裏)の地温の関係(断熱材挿入区)

ある。

図から次のことが言える。

- 1) 地温の一般的な傾向は普通施工区が一次式的な傾向を示すのに対し、断熱材挿入区は一定値的な傾向を示す。
- 2) 断熱材挿入区をさらに詳細にみれば、装工背面の地温（断熱材直上地温）が $-8^{\circ}\text{C}$ になっても断熱材直下地温はすべて $0^{\circ}\text{C}$ 以上である。しかし、装工背面の地温（断熱材直上地温）が $0^{\circ}\text{C}$ 以上になると断熱材直下地温はかなりのバラツキを示す。
- 3) 断熱材の厚さによる差異は明瞭ではない。

d 断熱材の経年変化による断熱効果に対する検討

ここでは、試験水路での観測値と道路での報告を基に断熱材の経年変化による断熱効果を検討してみる。

鶴川地区試験水路では現在まで5冬期間を経過しているが、断熱効果に変化は認められていない。このことは長期間断熱効果を保持できうる証左となろう。また、道路においてもこの問題の追求がなされており、アメリカ、カナダにおける試験道路での結果<sup>15)</sup>が発表されている。発表された試験結果をC.G.S単位に換算し図示すれば、図-25のようになる。図は長期間断熱効果が保持されることを熱伝導率の観点から明らかにしているものである。なお、試験に使用された断熱材はスタイロフォーム厚25%である。このように断熱材の断熱効果は相当

長期間保持されそうである。

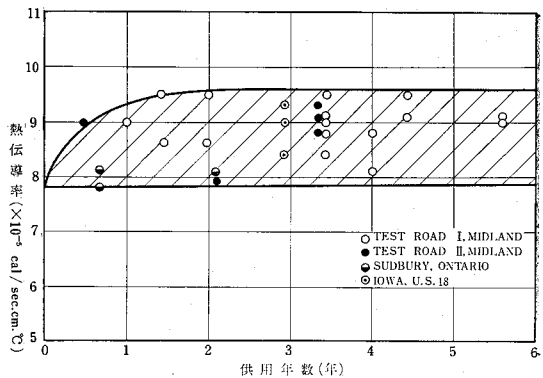


図-25 断熱材の熱伝導率の経年変化

6-5 置換工法と断熱工法の経済性

前項まで、断熱効果の顕著なことを明らかにし、断熱工法の有用性を認めた。しかし、断熱工法の採用にあたっては施工性、経済性が問題となる。そこで、ここでは断熱工法の経済性を置換工法との比較において検討する。

表-17は、厚真地区において設計段階で検討、積算された資料<sup>16)</sup>である。これによると、断熱材挿入によって裏込厚を減じ、結果として従来の置換工法より幾分安価

表-17 置換工法と断熱工法の経済性比較（厚真地区）

名 称	普通水路 (基礎砂利60cm, 断熱材なし)			A型水路 (基礎砂利25cm, 断熱材25%)			B型水路 (基礎砂利なし, 断熱材38%)		
	数量	単 価	金 額	数量	単 価	金 額	数量	単 価	金 額
切 置 土	36.9	10,994	4,056	28.1	10,994	3,089	20.2	10,994	2,220
鉄筋コンクリート	1.05	7,756	8,143	1.05	7,756	8,143	1.05	7,756	8,413
無筋コンクリート	1.69	6,336	10,707	1.69	6,336	10,707	1.69	63,36	10,707
基 礎 砂 利	19.2	1,648	31,641	8.4	1,648	13,843			
同上敷物締固	19.2	403	7,737	8.4	403	3,385			
裏 込 砂 利	8.7	1,582	13,763	8.7	1,582	13,763	8.7	1,582	13,763

同上敷物締固	8.7	396	3,445	8.7	396	3,445	8.7	396	3,445
基礎砂				0.5	1,081	540	0.5	1,081	540
断熱材				24.19	300	7,257	24.19	460	11,127
断熱材敷手間				24.19	875	211	24.19	875	211
目地モルタル	0.109	7,690	838	0.109	7,690	838	0.109	7,690	838
伸縮目地材	0.489	1,249	610	0.489	1,249	610	0.489	1,249	610
鉄筋作工	22	t 60,934	1,340	22	t 60,934	1,340	22	t 60,934	1,340
〃	143	t 61,967	8,861	143	t 61,967	8,861	143	t 61,967	8,861
L型ブロック	20	5,313	106,260	20	5,313	106,260	20	5,313	106,260
ブロック吊込据付	20	10個 4,114	8,228	20	10個 4,114	8,228	20	10個 4,114	8,228
砂敷均締固				0.5	358	179	0.5	358	179
防水目地材	7.41	485	3,593	7.41	485	3,593	7.41	485	3,593
紙粘着テープ	75.4	100m 444	334	75.4	100m 444	334	75.4	100m 444	334
均し盛土	36.9	100m <sup>3</sup> 8,449	3,117	28.1	8,449	2,374	20.2	100m <sup>3</sup> 8,449	1,706
採取盛土							5.0	100m <sup>3</sup> 32,508	1,625
残土整理	11.8	35	413	3.0	35	105			
計			円 213,086			円 197,105			円 183,730
10m当り			211,394			195,540			182,271

となっている。また、第二松川地区における同様の検討、積算でも置換工法が10m当り24,056円、断熱工法が10m当り22,730円となっており、ここでも断熱工法が幾分安価となっている。従って経済性からも断熱工法の有用性がうかがわれる。

しかし、断熱工法の経済性は裏込厚をどの程度まで減ずることができるかにより決まるものであり、従ってその裏込厚の決定がきわめて重要であり、十分な検討を要しよう。

#### 6-6 今後の問題点

前項まで、水路の凍上対策としての断熱工法についてその考え方と鶴川地区現場試験の結果を述べてきたが、なお、試験的な段階にある現在、今後究明すべき問題点は多い。そこで、ここでは水路の凍上対策としての断熱工法の問題点を列記し、今後の課題としたい。

##### 1) 断熱材の敷設位置

このことについて、6-3項において敷地区の施工例をあげ、これらを断熱材の敷設位置の基本型としたが、なお水路規模、水路工法、水路環境(土質、気象)などに対応した基本設計施工法など、今後検討すべき問題点が残されている。

##### 2) 断熱効果

このことについて、6-4項において現場試験の結

果を述べ断熱効果が顕著であることを認めたが、なおdataの集積は必要である。また、断熱材挿入により装工材料の安定性への懸念があり今後の課題である。

断熱効果の長期持続の問題は断熱工法の有用性を左右するものであり、今後十分な検討が必要である。

#### 7. あとがき

北海道における農業用水路は、寒冷地と言う特殊事情に置かれており、且つこれに伴う凍上現象に対しては劣悪な土質条件下にある。

この報文では、北海道における水路の凍上対策についてその考え方と筆者らが行なった調査結果を述べたものであるが、なお統一的な基準確立に至っていない現在、この報文が少しでも実務に役立てば幸いである。また、当を得ない、あるいは飛躍した考え方があるかも知れない。読者諸兄の御批判を仰ぎたい。

最後に筆者らが行なった調査、試験に協力頂いた関係各位に対し深甚なる謝意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) 伊福部宗夫 「北海道における道路の凍上、凍結深さおよび置換率に関する研究、土木試験所報告第26号
- 2) 土質工学会編 「土質工学ハンドブック」 技報堂

- 3) 小山道義, 高橋毅, 川井優 `火山灰の凍上性について、土木試験所月報 131 号
- 4) 北海道開発局土木試験所特殊土壌開発研究室 `昭和43年度水路工法調査資料、
- 5) 北海道開発局農業水産部 `昭和44年度水路工法調査報告書、
- 6) 北海道開発局農業水産部, 土木試験所 `昭和37年度水路工法調査報告書、
- 7) 北海道開発局農業水産部, 土木試験所 `昭和38年度水路工法調査報告書、
- 8) 塚本健二, 塚本富士夫 `コンクリートライニング水路の凍上試験について(中間報告)中士幌地区総合かんがい排水事業、水路第10号
- 9) 木下誠一, 堀口薫, 田沼邦雄, 大野武敏 `北見における凍上観測(昭和42~43年冬期)、低温科学物理篇第26輯
- 10) 古谷将, 松田豊 `土壌凍結地帯における排水について(第3報)水路側壁に作用する凍上力と裏込めの効果について、第17回農業土木学会北海道支部研究発表講演会
- 11) 北海道開発局 `道路工事仕様書、
- 12) 財団法人日本砂利協会北海道本部 `砂利需給見込5ヶ年計画調査、
- 13) 佐川暁 `断熱材による凍上防止について、雪氷27巻6号
- 14) 伊福部宗夫, 関信弘 `札幌市(道々下手稲線)における断熱材工法の凍上防止試験一温度測定結果について、
- 15) The Dow chemical Company "Highway Insulation with Styrofoam H1 brand plastic foam"
- 16) 黒木建 `軟弱地盤上のかんがい水路基礎工法施工例について、
- 17) 宗, 河合, 広瀬: 水路の凍上対策に断熱材を用いた試験例 農業土木学会北海道支部研究発表 S43
- 18) 山本, 宗, 河合: 北海道における積算寒度の確率値について 日本農業気象学会北海道支部講演会, S43



## 日本唯一の農業土木専門技術機関

- ※ 農業土木事業に関する調査・計画・設計並びに施工・管理の受託
- 農業土木事業に関する高度の技術的事項についての勧告並びに判定
- 海外農業開発事業に対する農業土木技術のコンサルティング業務

## 財団法人 日本農業土木コンサルタンツ

理事長・農学博士 作間 虔 二

常務理事 岡本 勇

東京都港区新橋5丁目34番4号農業土木会館4階

TEL 直通 (434) 3831~3

## かんがい用水管理の自動化

井 上 美 彦\*

目	次
はしがき.....(27)	2. 農業土木学的アプローチ.....(27)
アプローチの方法.....(27)	3. 規格化.....(27)
1. 農家サイドのアプローチ.....(27)	あとがき.....(29)

## はしがき

農林省は、新しい土地改良事業計画の大綱をまとめ、その長期計画は48年度を初年度として10ケ年で農業の基盤整備、農村環境の整備を進めていこうというもので、総事業費は13兆5800億円と、一次計画（40～44年度）に比べると約5倍の規模となっている。と、新聞は報じている。更に、その説明を続けて、農林省が策定した昭和57年度の農産物需給の展望によると、農用地面積は耕地が520万8千ha、草地在63万7千ha計584万5千haと見込まれ、長期計画ではこれに合わせて農地のは場整備、畑地の造成、農道の整備などを行なうことにしている。特に1. 用排水をパイプライン化し、その管理を自動化する、として2. 以下に畑地、草地の造成、基幹道路整備等を掲げて、57年度には機械化農業を実施出来る面積を全体の80%（現在16%）に高めることをねらっている。と結んでいる。

最近の農業情勢が極めて早い速度で変化している最中に、農林省の長期計画の第一項目として、用排水をパイプライン化し、その管理を自動化する、としたことは、農業という一産業のおかれている社会的地位、農家経営的観点等からみて極めて妥当な措置である。

本稿では、所謂周辺工学としての農業土木学的立場から、標題にどのようにアプローチすべきか、更に農業土木技術者として、どのように解決すべきかを論ずるものである。

## アプローチの方法

この項では、農家側即ち受益者側の要請を側面としつつ、主題としての施工者側を農業土木的視点から探りつつ、何をどのように規格化すべきかと結論に導いていきたい。

## 1. 農家サイドのアプローチ

今、ここで仮に日本各地に散在する各種ダムの管理態勢を想定して頂きたい。洪水調節ダム、発電ダム、農業用水ダム、その他各種ダムがあり、夫々建設省、電気企

\* 農林省東北農政局須川開拓建設事業所

業者、農林省（多くの場合土地改良区）によって維持管理されているが、その業務型態の差異はあるにせよ、所要人員は一方が他方に比して10分の1というも珍らしくなく、年間の維持管理費も同様なことがいえる。こゝでは管理の制度的なもの（補助金を含めて）は、農家側にとっても極めて重大関心事であるが、ここでは論ずる積りは無い。
--

更に、こゝに1000町歩の土地改良区があって、2名の中級技術者が土地改良財産の土木機械的部分の管理のために新たに備はれたとすると、反当負担追加額は次の通りとなる。

$$50,000円 \times 2人 \times 12月 \times 2 \div 10,000反 = 240円$$

ここでは、各種手当、事務所費分担分、その他間接経費を含めて、直接人件事務費（5万円）の2倍要するものと計算してある。

この金額は、常通の土地改良区の場合、受益者負担金の1割以上であり、負担金の安い改良区の場合には半分以上となることもあり得る。

要は、農家側としては、社会の変化に伴う実働人員の流出と、製産物の単価引き下げの要請は、かんがい用水管理の自動化を求め、それに伴う追加経費は少ないに越したことは無く、この結果当初に例として挙げたダム管理の実態にみるまでも無く、最小の経費で、最大の効果を求めるあまり、構造物の安全性と公共性はやゝともすれば犠牲になることすらあるのである。

## 2. 農業土木学的アプローチ

現行制度が計画、実施と管理の2段階に分割されて、その組織そのものまで全然別である処に問題が存するのであるが、農業土木技術者としては、ある事業の終了を想定のもとに即ち管理する者の立場までを含めた一貫技術の追跡が望ましい。

又、かんがい用水管理の自動化とは、必然的に、自動制御、通信工学等馴染の少ない分野の知識を必要とするだけに、農業土木学が周辺工学であり、利用工学であるから、そこまで技術者に要求するのであれば、致し方ないが、本稿では、新長期計画に基づいて実施されるであろう標題について、さし当り拙速でもある方針を見出し

て、これを規格化し、現場技術者が容易に管理施設を計画・設計出来るものかを求めたい。

### 3. 規格化

かんがい用水管理の自動化を技術的に考えれば、頭脳と神経系に代表される制御、通信施設と各種構造物それ自体又は、それらに併設される水利構造物に分類される。

先づ、後者の水利構造物について述べると、夫々取水、分水、制水、量水その他各種の機能を持ったものがあって、又それ等複合されたものもあるが、例えばゲートにしても、その重点を措くのが、単なる危険防止用か、開度表示か、流量検出か、上流水位一定か等によって異なり、同じスライドゲートの開度表示も、ゲートから直接検出する場合と、ドラム又はワイヤー、モートルから検出する場合の得失をわきまえないてはならぬし、ネルピックゲートで開度と流量の相関を求めても不可能であるから、別に流量計又は流速計を併設しなくてはならない。又それらの水利構造物が、機側と遠方操作兼用するものか、表示は送信する必要があるか等設計段階から決めておかぬと、あとで構造物としてちくはぐで、経費的にも技術的にも損失を伴うものであることに注意しなくてはならぬ。

近々の裡に、既設土地改良施設の幹線構造物に就いては、上述のような事が要求されるであろうから、開度表示、流量表示等の入出力端子の機械的又は電気的検出方法は規格されるべきである。又開水路の構造物に於いては施設の保守と、公共的安全性の両点より金網等で囲って、統一的な表示方法を採用すべきである。パイピングの場合にも、それ相当の表示方法を定める可きで、先づ、この様な簡単で然も安全性と云う点からも評価出来る事柄から規格化の第一歩とすべきであろう。

次に、前者に戻って頭脳と神経系の規格化について述べる。

先づ、かんがい用水施設の自動化は、社会的な要請と相俟って、今後急速に進展するものと思はれるので、アプローチの方法で農家側の意向を先行させて、本稿の内容としたのであるが、この頭脳と神経系の整備は水を使用する農業の宿命となるであろう。

ここで、最小規模のかんがい事業区域を想定すると、取水施設と数ヶ所の分流施設を自動制御する頭脳と神経系が必要である。この場合、途中に強力な貯水池があるか、充分な余水吐の施設が可能であれば、応答は打ち切られるから、所謂盲運転で差障りは無いし頭脳即ち水の必要量とか施設の安全性を判断する必要は無くなる。つまり、取水施設では各種ゲート開度と水位の相関で必要量は予め作られたプログラムに基づいて、ハード的に処理することが出来るので云はば、操作員の感でゲート又はポンプ等の目盛りをセットして、2~3度トライアル

すれば所定の水位、水量は得られる。勿論精度は悪いがランニングコストが安い。旧来の開水路は殆んどこの型式であるが、通水量を控え目にする事によって運営されている。

しかしこれからの土地改良施設は、水の有効利用、社会的な関心等の観点から、今後取水量、分水量等が一元的に連絡され、即ち各種施設の状態は神経系を通じて頭脳に伝達され、判断されて、最適情報が逆戻りして末端施設に制御命令を出し、更にその命令が忠実に実行はれたかフードバックされてプログラム通りに作動しているかどうかチェックする機構になるものと思う。

頭脳にあたるものとしては、特殊の複雑事業である場合を除いてハード的に処理し得る。これは是非共早速規格しなければならぬ問題である。国営、県営事業の略々全部が装置することが出来る施設で、これと後に述べる神経系の結び付きで土地改良施設の効果が急速に頭はれるものである。この物自体は既に完成施設に多数使用されているものであるから、実例に基づいて選定・改良の上、農林省型として規格すれば、効果的である。

次に水系全体又は、異種水利を併用する兼用施設については、入出力が多いので上記のハード的処理（シーケンシャル、コントロール等）では無理であり、又プログラムの変更が不可能である等の理由により、制御専用のアナログコンピューターの開発が望ましい。現在営業中で最も規模の大きい利根導水路総合管理所に設置されているのはデジタルコンピューターであるが、当時はデジタルコンピューターを制御用に開発する期運にあって、研究者も多く、他目的利用も考慮されたので、アナログコンピューター使用は一部の識者の指摘に留まったが、制御専用であるならば、経費的に遙かに安価で、信頼性、精度等で見劣りしないアナログコンピューターの開発及び規格化が望ましい。

最後に神経系について述べることとする。一つの制御系統を組立てる場合の投下経費を分類してみると、案外見損じるのが頭脳と神経系を収納する建物の建設費と神経系そのものの経費である。建物の場合、技術者又は看視員の居住性まで考慮すれば、ある程度の期待外のメリットを見出し得るので納得することが出来るが、神経系はそのものゝ価値しか評価できないので、その選定は重要である。

実用的には、無線方式と有線方式に分類する方が理解に便利なので、この方法による。無線方式を採用する場合は、電波割当が可能であるかどうかの見極めが必要であるが、将来も含めて、地区内に交通機関等の電波障害の有無、地形的な障害、気象による障害等、各種現象を調査の上、実験により採否を決めなければならない。更に、無線信号の混信、誤信を避ける為にも、末端機器には特殊の保護装置が要求され、これによって重大事故に



つながる誤動作を避けねばならない。これ等も、今後の開拓事業等通信線布設の困難のプロジェクト用として、大まかな規格化が望まれる。

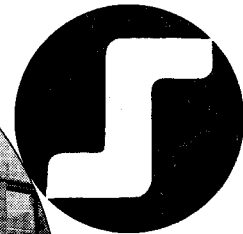
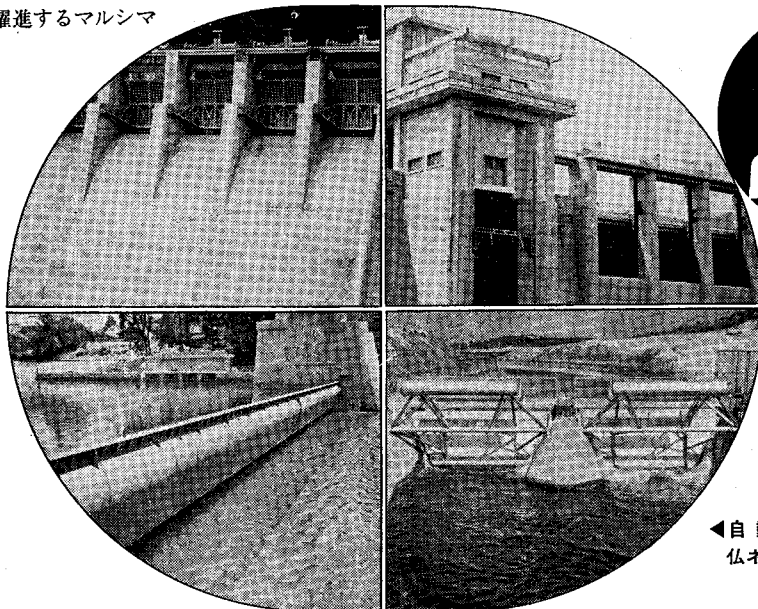
最後に有線による制御方法を述べる。大別して、独専的な方法と、併用方法とが考えられる。独専的とは、そのプロジェクト用に通信線を布設利用する場合で、経費は最も高いが、施設の安上性維持の便利さ等常識で考えても利点と欠点は判然としている。しかし、筆者は、併用方法の研究を進めるべきだと思う。即ち地域集団電話（農村集団自動電話）又は最も一般的な電々公社線を利用することである。勿論現在ただちに、農集電話や公社線に制御回線を乗せることは、経費的に無理があり法律的な制約もあるが、日本各地でかんがい用水管理の自動化が行なはれた場合は、施設費、維持費経減のために是非共実現してもらいたいと信じている。又、かくして農業地域のかんがい用水管理の自動化が安価に出来ると云うことは、それ丈全国的に自動化率が高くなり、近代農業経費が可能となるのである。

### あとがき

筆者の友人の1人で、大学を出て、すぐにある発展途上国に海外技術援助協力隊として赴き、当地のポンプかんがい、都市計画、上水道の建設に力を尽くし、今では市長の次の席を得ている若者が居る。彼の話では、「本に何んでも書いてあるから、私みたいに日本の現場を踏んでいなくとも、充分務まりますよ。」と、笑って話して呉れたことを思い出す。しかし、それも農業土木専攻生の宿命かも知れないが、個人にとって不得意、又は不案内な部門を受け持たされた場合に、「親切な手引書があればなあ」と、思うことは誰しも感じることだろう。本稿では、これからの農業土木技術者の誰もが、多少に抱らず通過しなければならぬ、かんがい用水管理の自動化に伴う各種機器のうち、今まで規格化されて無いものを初心者でも安心して実施し得るような手引き書の出現を念じて筆をとったものである。

ゲートのリーディングメーカー

■海外にも躍進するマルシマ



◀自動水位調節水門  
仏ネルビック社と技術提携

# 丸島水門

株式会社 丸島水門製作所

本社 大阪市生野区鶴橋北之町1-5588  
電話 大阪 (716) 8001-7  
東京事務所 東京都港区新橋5-34(農業土木会館)  
電話 東京 (436) 3887-9

## 畑地かんがいの計画日消費水量について

—かんがい計画技術のシステム化(3)—

伊 藤 光\*

## 目 次

まえがき	(30)	3-1 適用範囲	(36)
1. 計画日消費水量の意味	(30)	3-2 資料	(36)
2. 全国の計画消費水量	(30)	3-3 地域区分	(36)
3. 九州における畑地の計画日消費水量基準表 (案)	(30)	3-4 検討	(36)
		むすび	(36)

## まえがき

畑地かんがいを計画しようとする場合、当然、対象となる作物は何か、消費水量はどの位に計画すればよいか、を検討することが必要である。ところが、作物に応じた消費水量の研究は、多くなされているにもかかわらず、実用面への整理は十分でないようである。現に、われわれ農業土木の技術者は、水利計画にあたり、基礎資料となる消費水量の決定方法が明確でないために、それぞれの現場で非常に苦勞を強いられている。

この苦勞をいくらかでも軽減し、よりよい水利計画を立てる目的で、若干の整理を行ったので紹介しておきたい。

## 1. 計画日消費水量の意味

畑地の計画日消費水量とは、文字どおり畑地で消費される1日当りの計画消費水量を意味している。単なる蒸発散量ではない。研究機関で称する消費水量とは、若干意味を異にすることに注意していただきたい。

計画日消費水量は、普通5mmとか、6mmのように、mm単位の水深で示されている。水利計画にさいしては、この計画日消費水量より有効雨量を差引いて純用水量を出し、搬送ロスを加えて、粗用水量を算出するのが普通である。

計画日消費水量は、作物が圃場で実際に消費する水量ではなく、かんがい組織の容量を決定するための基本量である。すなわち、作物が圃場で実際に消費する水量とは、作物体の生長のため体内で消費する水量と、葉面から蒸発する水量、圃場表面から蒸発する水量の合計であり、普通、蒸発散量とよばれている。

蒸発散量は、作物の生体量、生育段階、気象条件、土

壤条件、栽培条件、などによって複雑な変化を示すものであるが、計画日消費水量は、これらを基礎にしていても、必ずしもそのもの自体ではない。

計画消費水量は、いわば収益を最も多く得ようとして人間が作物に与える水量とでも呼ぶべきものである。一般的には、基準年における各時期の平均的消費水量であり、長期間の実測データをいろいろの角度から総合的に検討して決定されるべきものである。

## 2. 全国の計画消費水量

すでに計画ないし実施された作物毎の計画消費水量は、表—2のとおりであるが、これを単純に平均して示したものが、表—1である。

各地の畑地の計画消費水量は、いろいろの方法によって決定されており、個々には多くの問題を含んでいる。しかし、総合的にみれば、全国の平均値は、われわれが畑地の消費水量を計画する場合に、無視できない数値であり、大局としては、誤りは少ないと考えられる。

3. 九州における畑地の計画日消費水量基準表  
(案)

九州においても、笠野原、綾川、出水平野、駅館川、両筑平野、南薩、緑川、耳納山麓、一ツ瀬川、上場、川辺川、等多くの畑かん計画が立案され、すでに工事の完了しているものもある。

畑かんの日消費水量については、大学、試験場、農林省、等でも多くの研究成果を得ており効果を上げているが、残念ながら現場ですぐ使用できるものは少ない。

かんがい計画にあたっては、畑かんの日消費水量も実測をたてまえとしているが、総合的な配慮のもとに大がかりの調査を実施しなければ、計画に使用できる資料を得ることは困難であり、例えば、国営調査期間の2～3

\* 九州農政局計画部技術課係長

表一 全国の畑地かんがい計画消費水量（平均値）

単位 mm/day

作物		月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
み	か	ん	2	2	2	3	3	4	5	5	4	3	2	2
ぶ	ど	う	1	2	2	4	4	4	4	5	4	3	2	2
	柿									5				
り	梅						3	4	4	3				
	ん	ご				3	4	5	6	6	5	3		
	桃						3	3	4	4	3	3		
	梨						5	5	5	5				
	桑		2	2	3	3	3	4	5	5	4	3	2	2
	茶		2	2	2	3	3	4	4	4	3	3	2	2
た	ば	こ			2	2	3	3	5	5				
そ	さ	い	2	2	2	3	3	4	5	5	4	3	2	2
と	ま	き	3	3	4	4	4	5	5	5	4	4	5	4
と	ま	き												
稲	飼	料				5	5	6	8	8	6			
牧	草	飼	2	2	3	3	4	5	6	6	5	3	3	2

表二 全国畑地かんがい計画日消費水量一覧表

(農地局技術課調)

1. みかん

地区名	県名	月別消費水量 mm/day											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
根府川	神奈川	2	2	2	4	4	4	5	5	5	3	2	2
牧の原	静岡	2	2	2	3	3	4	4	4	4	3	3	2
静清庵	〃	1	1	1	2	2	4	5	5	3	3	2	1
天竜下	流原	1	2	2	3	5	5	6	7	5	4	3	2
三方	〃	1	1	1	2	2	4	5	5	3	3	2	1
伊東	〃	2	2	3	3	4	5	5	5	4	3	3	2
石津	岐愛	1.4	1.5	2.1	2.6	2.5	3.6	4.2	4.8	3.7	3.8	1.9	0.8
矢作	〃								5.5				
豊川	〃								4.8				
中津	三京	2	2	3	3	3	4	5	5	4	4	3	2
木津	兵都	1.2	1.1	1.4	1.8	2.0	2.6	3.1	4.5	3.1	2.8	1.7	1.7
北淡	和歌	0.6	0.6	0.7	1.6	2.0	3.9	3.9	4.4	2.4	1.7	0.9	0.7
南紀	〃	2	2	2	2	3	4	4	5	4	4	3	2
十津川	〃	1.2	1.1	1.5	2.1	2.3	3.6	4.0	4.7	3.8	2.7	1.9	1.1
有田	〃	1.1	1.0	1.7	2.4	2.4	4.0	5.0	5.2	4.9	3.2	2.3	1.3
日高	〃	1.4	1.4	1.9	2.3	3.3	4.6	4.8	5.0	5.0	3.6	2.8	1.4
高津	鳥根	—	—	—	—	3.9	4.3	4.7	4.9	4.5	—	—	—
吉井	岡山	1.7	1.9	2.5	3.1	3.4	3.8	4.8	5.0	3.2	2.4	1.9	1.5
瀬戸	広島	0.4	0.4	0.7	1.4	2.6	3.4	3.9	4.0	3.1	2.1	1.0	0.5
吉野	徳島	1.9	2.1	2.7	2.9	3.7	3.6	4.2	4.6	3.4	2.8	1.9	1.8
香川	徳島	1.6	1.9	2.1	2.6	2.9	3.3	4.0	4.5	3.1	2.1	1.7	1.6
板東	徳島	1.4	1.4	—	—	—	2.9	4.5	5.1	4.6	3.6	—	—
麻植	徳島	—	—	—	—	—	2.2	3.4	3.7	3.2	—	—	—
菊間	愛媛	0.5	0.7	0.9	1.6	2.9	3.6	4.1	4.2	3.4	2.3	1.3	0.8
古賀	福岡	2	2	2	2	2	2	5	5	5	2	2	2
両筑	〃	—	2	2	3	4	4	5	5	4	3	2	—

地区名	県名	月別消費水量 mm/day												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
上緑出水志天国駅金の笠志松	佐賀	2	2	2	2	2	3	4	4	4	3	3	2	2
	熊本	2	2	3	3	4	4	5	5	5	4	3	3	2
	鹿	2	2	2	3	4	5	6	6	5	4	3	2	2
	岐	2	2	3	3	4	5	5	5	5	4	3	2	2
	地	2	2	2	3	4	5	6	6	5	4	3	2	2
	大分	—	—	—	—	—	3.0	3.7	4.1	3.2	—	—	—	—
	川	1	1	2	3	4	4	5	5	4	3	2	1	1
	鹿	—	—	—	—	—	3.0	3.7	4.1	3.2	—	—	—	—
	鹿	3	3	3	3	3	6	6	6	4	3	3	3	3
	鹿	—	1	—	—	2.1	3.4	4.0	5.5	—	—	—	—	—
	香	—	—	—	—	—	—	—	4.3	3.7	2.9	—	—	—

2. ぶどう, 柿, 梅, りんご, 桃, 梨

地区名	県名	月別消費水量 mm/day												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
(ぶどう)														
八最上川中	秋田	—	—	—	—	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	—	—	—	—
築木津	山形	—	—	—	3	4	4	4	4	3	—	—	—	—
加古川	新潟	1.2	1.1	1.4	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	—	—	—	—
高津川	兵庫	1.5	2.0	2.5	1.8	2.0	2.6	3.1	4.5	3.1	2.8	1.7	1.7	1.7
円勝中御河	京都	—	—	—	3.0	3.5	4.0	5.0	6.0	4.0	3.0	2.0	2.0	2.0
	兵庫	—	—	—	—	3.8	4.3	4.7	4.9	—	—	—	—	—
	岡	—	—	—	—	1.9	2.6	2.7	4.0	—	—	—	—	—
	英	—	—	—	—	2.5	2.7	3.2	4.0	2.7	—	—	—	—
	津	—	—	—	—	—	2.5	3.3	4.0	2.6	—	—	—	—
	筑	—	—	—	—	2.2	2.6	3.2	4.0	3.0	2.0	—	—	—
	福	—	2	2	3	4	4	5	5	4	3	2	—	—
(柿)														
豊川矢	愛知	—	—	—	—	—	—	—	4.8	—	—	—	—	—
	水	—	—	—	—	—	—	—	5.3	—	—	—	—	—
(梅)														
麻	徳島	—	—	—	—	—	2.5	3.7	3.7	2.6	—	—	—	—
(りんご)														
母日	福島	—	—	—	3	4	5	6	6	5	3	—	—	—
	長	—	—	—	—	4	4	6	6	4	—	—	—	—
(桃)														
釜円久	山梨	—	—	—	—	—	3.6	4.2	4.2	3.6	3.6	—	—	—
	岡	—	—	—	—	2.9	3.0	3.9	4.0	—	—	—	—	—
	岐	—	—	—	—	—	2.5	3.0	4.0	3.0	—	—	—	—
(梨)														
射水坂	富山	—	—	—	—	5	5	5	5	—	—	—	—	—
	福	—	—	—	—	—	—	—	5	—	—	—	—	—

3. 桑, 茶, たばこ

地区名	県名	月別消費水量 mm/day											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>(桑)</b>													
渡良瀬川沿岸	栃木, 群馬	—	—	—	—	3	4	5	6	5	—	—	—
霞ヶ浦用水	茨城	—	—	2.5	2.5	3	3	4	4	3	3	—	—
埼玉北部	埼玉	—	—	—	—	3	4	5	6	5	—	—	—
笛吹川	山梨	—	—	3	3	4	4	5	5	4	—	—	—
釜無川右岸	〃	—	—	3.6	3.6	3.6	3.6	4.2	4.2	3.6	3.6	—	—
増穂	〃	—	—	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	6.0	4.3	4.3	—	—
伊那西部	長野	—	—	—	3	3	4	4	4	3	3	—	—
中勢用水	長三	—	—	—	—	—	—	5	6	6	4	—	—
野津大	大分	—	—	—	3	3	3	3	3	—	—	—	—
金丸	〃	—	—	—	—	—	4	5	6	4	—	—	—
両筑川	福岡	—	2	2	3	4	4	5	5	4	3	2	—
緑川	熊本	—	—	—	3	3	4	5	5	4	—	—	—
笠野原	鹿児島	2	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2
<b>(茶)</b>													
霞ヶ浦用水	茨城	—	—	2.5	2.5	3	3	4	4	3	3	—	—
牧原	静岡	2	2	2	3	3	4	4	4	4	3	3	2
静清	〃	1	1	1	2	2	3	4	4	2	2	1	1
三方	〃	1	1	1	2	2	3	4	4	2	2	1	1
水台地	熊本	2	2	2	3	4	5	6	6	5	4	3	2
笠の原	鹿児島	2	2	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2
<b>(たばこ)</b>													
豊川用水	愛知	—	—	2.6	3.2	3.6	4.0	—	4.5	—	—	—	—
吉井川左岸	岡山	—	—	—	—	4	4.5	5	—	—	—	—	—
高津川	島根	—	—	—	2	2	2	—	—	—	—	—	—
上場	佐賀	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
笠の原	鹿児島	—	—	2	2	2	2	—	—	—	—	—	—

4. そさい等

地区名	県名	月別消費水量 mm/day											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>(そさい)</b>													
鍋川	群馬	3	3	3	3	3	3	3	1~15 6 16~31 3	3	3	3	3
渡良瀬川沿岸	群馬, 栃木	1.5	2	2	2.5	4	5	6	7	5	2.5	2	1.5
鹿島南部	茨城	3	3	3	4	4	4	5	5	4	3	3	3
霞ヶ浦用水	〃	1.5	2	2	2	3	4	5	5	3	3	2	1.5
埼玉北部	埼玉	—	—	—	—	2.5	3	4	5	3	—	—	—
北総東部	千葉	1.5	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	4.0	5.0	3.0 2.5	2.0	2.0	1.5
静清庵	静岡	1	1	1	2	2	4	5	5	3	3	2	1
天竜下流	〃	2	2	2	2	4	4	4	5	4	3	2	1
三方原	〃	2	2	2	2.5	3	4	4	4	3	2	2	2

地区名	県名	月別消費水量 mm/day													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
伊那西	部	長	野	—	—	—	—	3	4	4	4	4	3	—	—
愛知	水	愛	知	—	—	—	—	—	—	—	4.5	—	—	—	—
豊川	用	"	"	—	—	—	—	—	—	—	4.5	—	—	—	—
中勢	水	三	重	夏	3	3	3	4	3	4	4	6	5	4	3
志摩	用	"	"	冬	—	—	—	—	—	—	—	—	2	2	2
木津	水	京	都	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
野津	川	"	"	1.2	1.1	1.4	1.8	2.0	2.6	3.1	4.5	3.1	2.8	1.7	1.7
日高	津	鳥	取	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
高岡	川	島	根	—	—	—	—	3	3.5	5	5	3	—	—	—
上緑	左	福	岡	—	—	—	—	3.8	4.3	4.7	4.9	4.5	—	—	—
出平	岸	筑	賀	2	2	3	4	5	6	6	6	5	4	3	2
駅水	場	佐	本	2	2	2	3	3	4	4	5	4	3	3	2
久館	川	熊	本	2	2	3	3	4	4	5	5	4	3	3	2
綾々	野	熊	分	—	—	3	4	5	5	6	6	5	4	3	—
笠の	川	大	"	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	野	宮	崎	2	2	3	4	5	5	6	6	5	4	3	2
	原	鹿	児	夏	2	2	2	2	3	6	6	6	6	3	2
		鹿	島	冬	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
(とまと、きゅうり、西瓜)				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
静清	庵	静	岡	4	4	6	7	9	1.0	1.0	5	6	5	5	4
伊那	部	長	野	—	—	—	—	3	4	4	5	4	3	—	—
最上	川	山	形	—	—	—	3	3	4	5	5	4	—	—	—
中勢	用	水	重	—	—	—	—	2	4	5	6	5	—	—	—
射水	山	麓	山	—	—	—	—	3	3	4	4	—	—	—	—
吉井	川	川	山	—	—	3.3	3.9	4.4	4.9	5.3	5.5	—	—	—	—
八井	城	"	"	—	—	—	—	1.5	2.2	4.0	4.0	—	—	—	—
八井	竜	"	"	—	—	—	—	3.7	4.2	4.4	4.7	3.3	—	—	—
吉野	川	徳	島	2.1	2.7	3.4	3.9	4.0	—	—	—	—	—	—	—

5. 稲, 飼料作物

地区名	県名	月別消費水量 mm/day													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
(陸稲・畑水稻)															
薬師寺	台	栃	木	—	—	—	—	5	5	8	4	—	—	—	—
鹿島	部	茨	城	—	—	—	—	4	4	9	10	6	—	—	—
霞ヶ浦	水	"	"	—	—	—	—	4	5	8	8	—	—	—	—
北総	東	千	葉	—	—	—	—	4	4	8	10	5	—	—	—
天竜	下	静	岡	—	—	—	—	6	6	7	9	6	—	—	—
志摩	流	三	重	—	—	—	—	—	—	—	8	—	—	—	—
上野	場	佐	賀	—	—	—	3.8	5.1	5.3	7.5	5.0	—	—	—	—
野出	津	大	分	—	—	—	6	6	7	8	8	—	—	—	—
出平	野	熊	本	—	—	—	—	6	8	9	9	—	—	—	—
綾水	川	宮	崎	—	—	—	—	6	8	9	9	—	—	—	—
天竺	台	熊	本	—	—	—	—	4	5	9	9	—	—	—	—
	原	鹿	島	—	—	—	6	6	7.5	10	7.5	—	—	—	—

地区名	県名	月別消費水量 mm/day											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
(牧草・飼料)													
渡良瀬川沿岸	栃木, 群馬	1.5	2.0	2.5	3.5	4	5	6	8	6	3	2.5	1.5
鹿島南部	茨城		11	11	5	5	7	6	5	6	5	3	3
霞ヶ浦農水	〃	1.5	2	2.5	2.5	3	3	6	6	3	3	2.5	1.5
北総東部	千葉	1.5	2	2.5	3.5	4	5	6	8	6.0	3	2.5	1.5
天竜下流	静岡県	2	2	3	4	6	6	7	8	4.0	6	4	3
埼玉北部	埼玉	—	—	—	—	4	5	6	8	6	—	—	—
坂井北	福井									5			
志摩	三重									5			
中上	中央	—	—	—	—	—	2.5	3.3	4	2.6	—	—	—
上緑	場川	2	2	2	3	3	4	4	5	4	3	3	2
出水	野川	2	2	3	3	4	4	5	5	4	3	3	2
出水平	野川	2	2	3	4	5	5	6	6	5	4	3	2
駅館	川大	—	—	3	4	5	5	6	6	5	4	3	—
綾	川大	2	3	3	4	5	5	6	6	5	4	3	2
笠野原	鹿児島	夏冬	2	2	2	3	3	6	6	6	2	2	2

年で結論づけることは危険な場合が多い。実測によつたものは、一般的に非常に低い値の出る傾向にあり、普遍的でしかも実用に供しうる資料に整理することは、非常にむづかしい。

また、表—2に示すように、各地区の資料はバラツキ

が大きく、各地区の資料を相互に関連づけて説明することは困難である。そこで、九州における畑かんの消費水量を地域的に関連づけて説明し、しかも実測を無駄にせず、有益なものとし、能率的にするために、九州における基準表(案)を作成している。(表—3参照)

表—3 九州における畑地の計画日消費水量基準表(案)

1. 九州北部地域

単位 mm/day

作物	月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
みかん		2	2	2	3	4	4	5	5	5	3	3	2
ぶどう		2	2	2	3	4	4	5	5	4	3	2	2
桑		2	2	2	3	3	4	5	5	4	3	2	2
茶		2	2	2	3	3	4	5	5	4	3	2	2
たばこ				2	3	3	4						
そさい等		2	2	3	4	5	5	6	6	5	4	3	2
牧草飼料		2	2	3	4	5	5	6	6	5	4	3	2

2. 九州南部地域

単位 mm/day

作物	月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
みかん		2	2	2	3	4	5	6	6	5	4	3	2
ぶどう		2	2	2	3	4	4	5	5	4	3	2	2
桑		2	2	3	3	3	4	5	5	4	4	2	2
茶		2	2	3	3	3	4	5	5	4	4	3	2
たばこ				2	3	3	4						
そさい等		2	2	3	4	5	5	6	6	5	4	3	2

牧草飼料	2	2	3	4	5	5	6	6	5	4	3	2
甘藷					3	4	5	4				

〔地域区分〕

九州北部地域 福岡, 佐賀, 長崎, 大分, 熊本北部 (八代以北)  
九州南部地域 熊本南部, 宮崎, 鹿児島

3-1 適用範囲

九州における直轄調査地区に適用するが, 県営, 団体営等にも準用してもさしつかえない。ただし, これはあくまで基準であるから, より以上に整理された資料を得ている地区は拘束しない。

一般に基準を作成すると, その分野の調査がおろそかになり, 技術的發展を阻害する傾向があるので, 姿勢としては, 積極的に今後も調査を実施し, この基準をさらに実用価値のあるものに修正していくものとする。

3-2 資料

資料としては, 九州管内ですでに計画され実施ないし, 実施に移行している国営 (一部県営) 地区の資料を使用した。(表-2が基礎となっている)

3-3 地域区分

8月の計器蒸発量を整理すると, 九州を2分することができ, 作物の蒸発散量は, すべての他の条件が同じならば, 原則的には, 計器蒸発量による地域区分と一致すると考えられるので, 九州北部, および九州南部に区分した。(図-1参照)

3-4 検討

表-2の資料を単純平均して求めたが, 資料数の不足により計器蒸発量の区分等と矛盾するものについては, 全国の資料等を参考に若干の修正を加えている。

むすび

今回は, 資料の紹介にとどまった。畑地の消費水量については, 多くの研究, 調査がなされ, かなりの資料が集積されているので, 各地区の消費水量と気象条件 (特

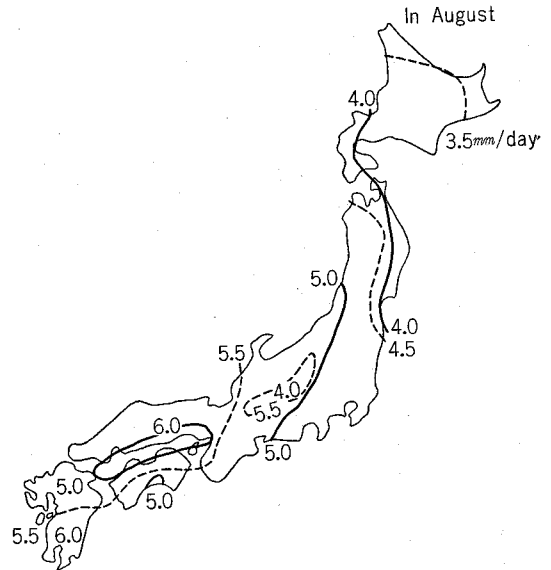


図-1 蒸発計蒸発量の8月平均分布図

に計器蒸発量, 日照時間)との関係を重点的に追求すれば, かなり明確な相関関係を見出すことができ, 過去の計画のチェックと, 今後の計画に役立つものと思われる。

また, 工事完了の圃場で実際に使用した水量を調査することも重要であり, 同時に, 作物, 気象, 土壌等の面から, 基礎的な研究を続け, 常にチェックすることも必要である。



# 管理上からみた設計施工の留意点(管水路について)

塩 谷 泰 文\*

## 目 次

1. はじめに.....(37)	6. 路線の用地のとり扱い.....(42)
2. ポンプ設備における圧力制御について.....(37)	7. 将来の地形の変化に対して.....(42)
3. ポンプの容量と台数計画.....(38)	8. 基礎と可撓継手.....(44)
4. 加圧機場の中継方式について.....(39)	9. 減圧バルブとその振動音.....(46)
5. 電力料金.....(40)	10. おわりに.....(47)

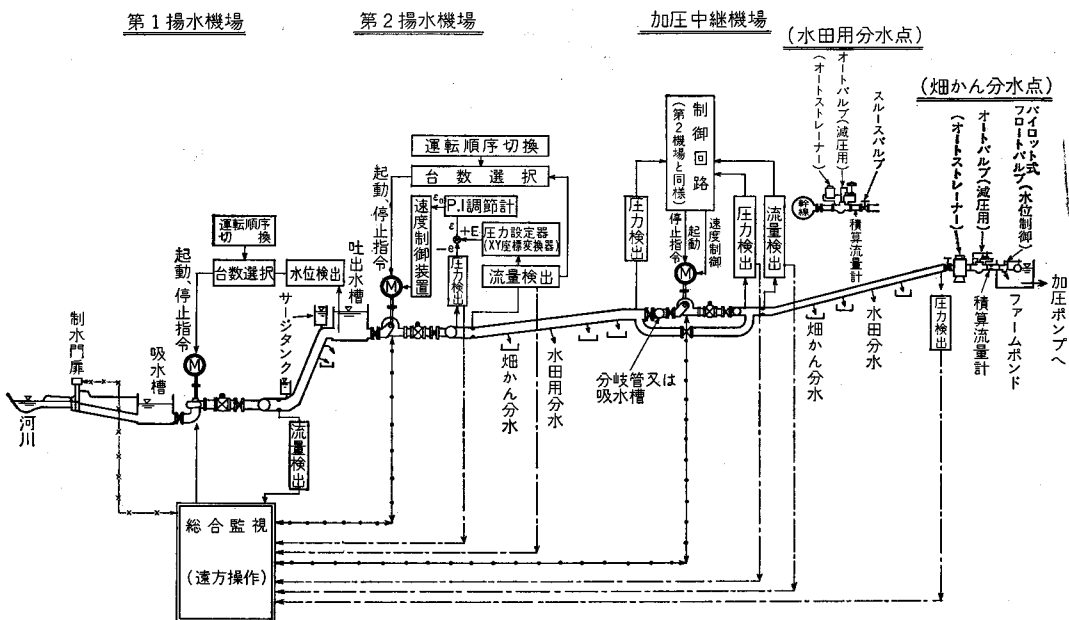
### 1. はじめに

最近のかんがい用水路は畑地かんがいの急速な普及による圧力水の要求と、地表勾配にはそれほど左右されない施工性と用地取得の困難さなどから管水路が増加してきている。この要求に対応してか土地改良事業計画設計基準第15章パイプライン(案)が昭和46年11月に農地局から発表された。この内容はかなり詳細なものでももちろんこれ1冊でパイプラインの計画および設計には通常は充分なものである。そこでこの基準(案)が発表になる

以前、あるいはこれに盛り込まれていないものでわれわれが設計し、施工して問題点となっているものをいくつかあげて皆様の御検討の対象に供したい。

### 2. ポンプ設備における圧力制御について

ポンプの制御方式には水理的には、圧力制御、流量制御および水位制御などの方式があり、物理的にはON・OFF(時間)制御、台数制御、回転数制御および弁開度制御などの方法がある。図一にみるようなポンプ揚水によるパイプラインの場合に第1機場は吐出水槽水位



図一 運転制御系統模式図

によるON・OFF制御を行ない、第2機場は以下の幹線水路がクローズタイプなので圧力一定制御として回転

数制御方式をとる。水位によるON・OFF制御については基準(案)にくわしいのでここでは圧力制御について検討してみる。圧力制御には任意点圧力(または末端

\* 水資源開発公団第二工務部設計課

圧力)一定制御と吐出圧一定制御とがある。吐出圧一定制御は流量の多少にかかわらずポンプの吐出圧を一定に保持するものでランニングコストからみて不経済である。任意点圧力一定制御には演算方式と直接方式とがある。演算方式は図-2のようにポンプから任意点までの

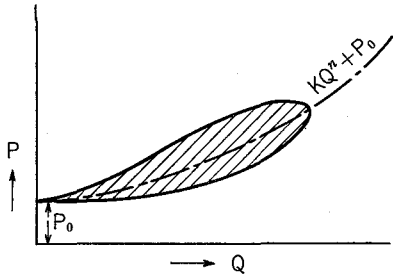


図-2 P-Q関数図

管路の摩擦損失が理論公式  $K \cdot Q^n$  になった場合、すなわちポンプ場から任意点(末端)までに分岐の無い水系(たとえば導水幹線など)に用いられる。農業用水で特に畑地かんがいを含む場合には多数の分水口があり、その分水口が任意時間に任意量をとるようになると送水に必要な圧力Pと流量Qとは一定関係ではなくなり理論式での制御は無意味になる。したがって分水口の多い農業用揚水機場の基本的な制御方式には直接式任意点圧力一定制御方式がむいている。これは図-3のように管路末

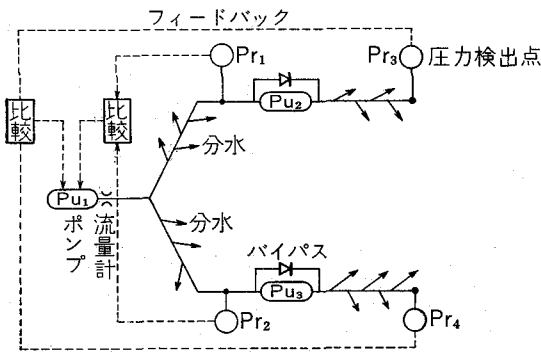


図-3 末端圧力制御図

端の圧力を直接測定してこれをフィードバックしてポンプの吐出圧力を調節するものである。またこの方式はバイパスをつけて小流量時には  $P_{u2}$  または  $P_{u3}$  のポンプを休止して圧力  $P_{r3}$  または  $P_{r4}$  を直接にフィードバックして  $P_{u1}$  を調節制御することができる。このように期別の流量変化に対応してポンプの運転台数を減らすことによりランニングコストも節減できる効果がある。

一方、吐出圧一定としてみると図-4にあって夏期には動水勾配線は、分水量が計画最大量から0まで変動すればA線からH線まで変動するが基幹ポンプ容量  $Q = \sum q$  であるから支障は生じない。しかし、冬期に設

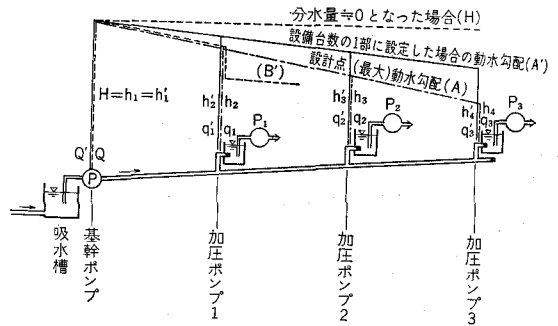


図-4 吐出圧制御の水頭関係図

備容量の1部だけを運転する場合は、 $Q' = \sum q'$  の状態におけば夏期同様動水勾配線はA'線からH線まで変動するが支障は生じない。しかし、 $q'$  を夏期分水量で設定しておいた場合には、 $Q' < \sum q'$  となる場合がありこの場合の動水勾配線はB'からHまで変動し、上流のファームポンドから満水を始めて末端ファームポンドになかなか及ばないことがありファームポンドの容量にも影響を及ぼすことになる。したがってポンプを運転計画によって操作する場合には  $Q = \sum q$ 、または  $Q' \geq \sum q'$  となるように時期別に変更設定する必要があるし、分水施設にはファームポンドが満水したら  $q \rightarrow 0$  となるように調節できる機能をもたせなければならない。

すなわち、配水の時間~水量変化に対応できる制御方式をあらかじめ充分に検討しておいて施設の計画をしなければポンプの運転管理や水頭損失に大きな悪影響を与えることになる。

### 3. ポンプの容量と台数計画

農業用水の用水量計算にあたっては基準年の半旬ごとの必要水量を算出して、その最大量をもってポンプおよび管路の計画通水量としている。すなわち、通常は10年確率の最大用水量となるわけである。ところがこれを平均年と比較してみると図-5(現在実施中のH地区)のように最大が  $\frac{7.063}{7.94} = 0.89$  となっており、また最大の

4半旬以上をカットすると  $\frac{6.03}{7.94} = 0.76$  となり約80%

である。ポンプの電気料金からみた農業用水の特色は基本料金と電力量料金との差が都市用水に比べて非常に少ないというところにある。都市用水はその比が1:10~50であるが農業用水にあっては1:1~3であり設備容量が非常に大きく稼働効率が悪いのである。あとに記す電力料金の関係もあり、ポンプ施設にあっては最大用水量の80%前後で容量を計画することも考慮されてよいのではないだろうか。また管路の設計にあたっては最大用水量で断面を決定し、工事費比較をして1連で設置する機会が多いが、年間の平均送水量は図-5の場合最大用

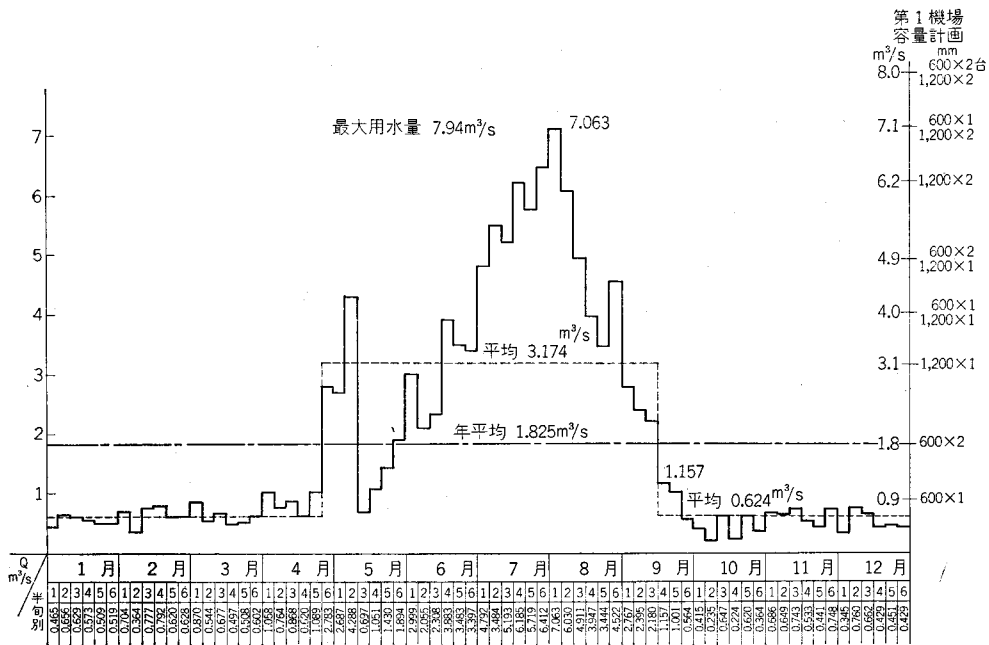


図-5 S. 30~39年(平均)期別用水量

水量に比較して夏期で約40%, 冬期では8%である。これは管内流速もそれだけ低下することを意味するものであり、同時に管内に土砂じん芥の堆積を招来することになる。そして一旦堆積した土砂は土壌粒子の構成から固結状態になり、一旦固まったものにそのあとに設計流速を出しても流去せず排除できないことが多い。長大管路や年間通水の逆サイホン管は維持管理上からいって簡単に排泥できないこともあるので管路でも70~80%通水で標準設計をし、100%通水が必要な時期は短期間(3~4半旬)のみであるからこの時期には配水量を80%に1段おとすとか調整池容量などでカバーすることで処理し、一方冬期平均通水時にも堆砂しない最低流速を考慮して管路の条数を2条とか3条に決めなければならない。

ポンプの台数配分については、維持管理上からみた場合には、(1) 1台の容量を最小用水量と等しくして同一

容量機をそろえる。水量変化が大きい場合には容量を2種類にわけ、(2) 各ポンプが能率よく全負荷運転となるようにする。(3) 台数はなるべく少なくする。(4) 常用機と非常用機にわけ、場合によっては原動機の種類を変える。などの諸要素を勘案して維持管理費が最低となるように定めなければならない。

#### 4. 加圧機場の中継方式について

畑地かんがいでは用水を100m以上も押し上げて利用することもあり、また管路延長が数kmから数10kmに及ぶこともある。その際のポンプ設備としては押込圧力や原動機容量の関係から中間加圧機場を設けて2段あるいは3段揚水にするものである。

この場合の中継方式には図-6のような3つの方式が考えられる。すなわち、aは調整池を設置して自由水面とし、その水位を基にして第1段及び第2段のポンプの

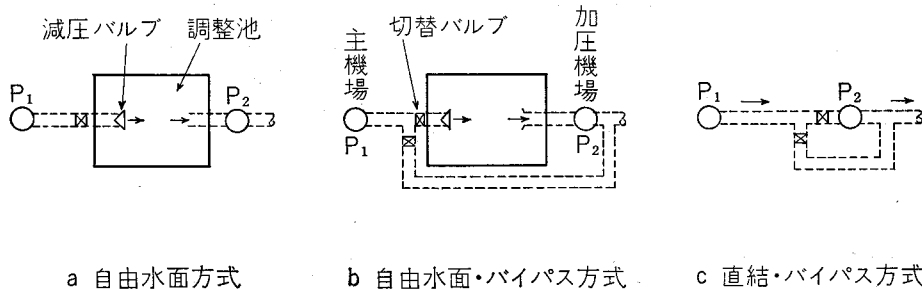
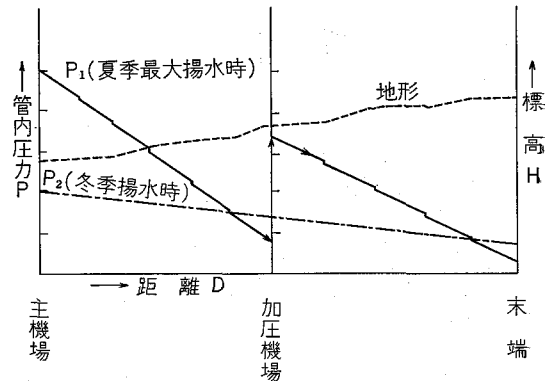


図-6 中継方式

運転制御をするもので2項に記した図一1の左半分に相当するものである。bは揚水量の多いときには自由水面方式を用い、揚水量が少なくなった時期にはバルブによってバイパスに切換えて第2機場は運転せずに第1機場の押込圧力で直接送水しようとするものであり、水位縦断は図一7のようになる。cは調整池は全く作らずに直結ラインとバイパスとし揚水量の多いときには第1機場と第2機場とを自動連動運転し、揚水量が少ないときにはバイパスを利用してbの方式と同様に送水するものであり図一1の右半分の加圧中継機場の方式である。(もちろんバイパス方式が使えるのは実揚程に比較して管内摩擦抵抗損失が多い場合である。)

これらのうちどの方式がよいか、送水方式別で年間の電力量料金を比較してみると表一1のようになる。



図一7 水位縦断図

表一1 水方式別運転状況比較表(例)

区分	自由水面方式	自由水面バイパス方式	直結バイパス方式	備考
1. 設計点揚程 m	21m	21m	16m	減圧損失 5 m
2. 設計点揚水量 m <sup>3</sup> /s	1.861m <sup>3</sup> /s	1.861m <sup>3</sup> /s	1.861m <sup>3</sup> /s	
3. 加圧機場を運転する期間(月)	12カ月	3カ月	3カ月	
4. 加圧機場を運転しない期間(月)	0カ月	9カ月	9カ月	
5. 加圧機場を運転しない上限流量(m <sup>3</sup> /s)		3.60m <sup>3</sup> /s	3.60m <sup>3</sup> /s	主機場における流量
6. 年間使用電力(KWH)	1,170,720KWH	684,480KWH	312,840KWH	
7. 単価(円)	1.30円	1.30円	1.30円	農事用単価
8. 電気料金	1,522,000円	889,000円	418,000円	
9. 差額	1,104,000円	471,000円	0円	

注 本表に建設費を加算してないのは地形等によってある方式(たとえばa方式)が非常に高価になる場合もあるだろうから簡単には比較できないからである。

この表で電力料金についてみる限りc方式が絶対有利である。しかし、一方で自動連動運転方式の機器に対する信頼性と、一旦パイプライン等に故障が生じた場合の応急対策はどの方式が有利であろうか。

パイプラインにおける事故の原因は経験的にみると

- ①パイプの種類の撰定ミスと、取扱いの不注意によるもの
- ②パイプ接合の施工不良によるもの
- ③基礎処理が不充分なもの(後述)
- ④エアハンマー・ウォーターハンマーによるもの
- ⑤曲管部がスラスト力により移動したもの

などがあげられる。c方式ではウォーターハンマーがa方

式に比べて非常に大きくなり施設規模が大きくなるとともに事故発生率も多くなることが考えられる。

ポンプ施設はもともと用水のない高位部の地帯に対しての水源施設として計画されたものであるからポンプ施設に障害が出て運転休止が数日以上も続いたらどうなることであろうか。

ポンプを含むパイプラインの送水方式は安全かつ確実な制御方式と機器とを採用しそして fool proof であることを第1としたい。

## 5. 電力料金

農事用電力料金というものは、事の起りは国策で主食

糧の増産用として設けられたもので電力会社の売上げ全体からみてごく僅かな量であったので低廉な料金で用排水ともに適用されてきたものである。最近になって大規模な畑地かんがい施設が各所で計画されてその揚水機の電動機用電力料金が1地区で年間数億円という額になると、電力会社側からこれについてはもともと発電原価を割っているような農事用料金の適用はできないという意見がでてきた。これについて46年10月時点の九電力会社の適用状況は表一2のとおりである。

表一2 九電力会社の農事用電力適用範囲  
(46.10.30)

電力会社名	適用内容
北海道	農事用目的であれば適用する
東北	水田のかんがい排水、畑地のかんがい、果樹園にも適用する
東京	主食増産の用に供するものに限る
中部	稲作のみ適用する
関西	主食増産用のみ適用する
中国	水田および畑地かんがいに適用する
北陸	原則として主食の増産用に限る
四国	畑地かんがい、果樹園にも適用する
九州	農事用であれば適用する

このように各電力会社間の適用基準にはかなりの差がある。特に電力供給事情の悪い東京、中部および関西電力にあっては農事用電力についてきびしい適用制限をしている。それでは実際にどれぐらいの料金になるであろうか、ある地区での試算をしてみると

揚水機全台数 52台 (中継・加圧機場を含む)  
 全設備容量 18,000 kW  
 最大揚水量 8 m<sup>3</sup>/s (年間61,842,000m<sup>3</sup>)  
 受益面積 7,600ha うち畑地 5,700ha  
 年間電力量 32,663,000 KWH

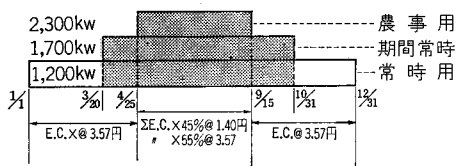
この規模により年間電力料金は  
 農事用(基本料金265円、電力量料金1.40円)の場合 97,957千円  
 常時用(390円、3.57円×1.07)の場合 155,513千円  
 となり59%割高となるのである。

電力料金を除く年間管理費は50,000~70,000千円と想定されるから管理費における電力料金の占める比率が大きいと、その電力料金の適用区分により非常な差額が生ずることに注目しなければならない。

これについての電力会社側は「国策としての主食増産の時代は終わった。発電原価も上がっているし畑地かんが

いが主力の揚水機用電力は一般動力契約とし、常時電力と期間常時電力とにわけて契約したい。」とっている。監督官庁側では「従来から農事用電力は米、麦等主食の増産に寄与するものに適用し、使用期間も4~5カ月と短期間に限られたものである。なお受益地区内に米、麦以外の作物が混在している場合もあったがその率が少ないので全体を農事用として扱ってきた。ただし、最近のように畑地かんがいの占める比重が大きくなるとその全部を農事用料金の対象とすることは従来のとり扱いからみて妥当性を欠くと考える。しかしながら電力会社のい

- うように一般動力とすることは、米作を含む地区では問題があるので次のように扱いたい。(原則として1事業所は1系統受電、1種契約とする。)
- 電力種別は次の3種類による。  
 常時電力……………年間を通じて使用する電力  
 期間常時電力……3月20日から10月31日までおよびかんがい期の畑作用のもの  
 農事用電力……………かんがい期の稲作用のもの
  - 契約電力および電力量  
 上記3種の電力および電力量は、稲作と畑作との面積・使用水量を勘案して按分する。  
 これを図一1および図一5にあげた地区で試算してみると、図一8のような計算例となり、これによって計算



D.C. 5,200kW × 45% = 2,300kW 農事用 @ 265円  
 5,200kW × 55% = 2,900kW  
 うち 1,200kW 常時用 @ 390円  
 残 1,700kW 期間常時 @ 390円 × 0.8

第1機場での計算例を示す  
 設備 2,000 kW × 2台 = 4,000 kW } 5,200 kW  
 600 × 2 = 1,200 }  
 かんがい期 4月25日~9月15日  
 年間使用水量率 水稲用45%, 畑かん用55%

図一8 畑地かんがい地区の揚水機場の電力料金計算例  
 した料金は前記の農事用97,957千円に対して123,951千円となる。しかしこれも暫定的な移行措置として考えられているものでいずれは一般動力用料金へ全面的に切り換えられるものと思われる。

電力料金は大幅にあがる方向へ向っているのである。電力料金について少々書きすぎた感もあるが、これは2項に記したポンプの容量と台数計画に密接な関係をもつものであるから双方の関係を充分検討して計画設置しなければならない。

## 6. 路線の用地のとり扱い

管路または暗渠の施工後における土地については買収、地上権設定あるいは借地などによって処理されている。なかには未処理（登記上の）のままにしてあるものもあるがこれは論外といえよう。

これらの土地の処分方法について維持管理上からみるとどの方法がよいのであろうか、それぞれ問題点を含んでいるので検討してみたい。

まず、買収の場合であるが、これは土地の権利については事業者側に移転登記されるから問題はなくなるが、その維持管理については非常に問題がある。長さ10数kmに及ぶ幅1.0～6.0mの空地を近隣地に迷惑をかけないように、しかも権利を侵害されないように維持していくのは非常に多大な労力と費用を必要とするものである。それに土地を買収する際には水路の両側を設定幅で全体を直線で買いとるわけにはいかず一筆ごとに買わなければならないのでかなりの出入りが生じてき、一層の難かしさを増すのみである。

借地の場合には建設時には借地権料のみを支払い、あとは数年ごとの契約更新時にその数年分の借地料をまとめて支払ってゆくわけであるが、数千筆にわたる借地契約の更新手数は大変なものであり、なかには不在地主や相統関係の利害のからみなどがその都度おもてに出たりなどの一筋縄ではいかないものもあるだろうし、少ない管理人員では処理しきれないであろう。また管理業務費のなかから継続して借地料を支出するのは国費補助も期待できないときには関係者にとって大きな負担となってくる。その上近傍地価の高騰にともない借地料の値上げ要求もでてくるであろうし、その接衝も大変な労力である。

となると、地上権設定方式が一番良いだろうかということになる。地上権には普通地上権と区分地上権とがあり、一般に我々が利用しているのは普通地上権である。しかし、考えてみると設計に当っては当然のことながら管に対する外圧としては主として埋戻し土による土圧と農耕機等の荷重による動土圧とを考慮してあるので、地上に普通の住宅等が建ったとしても最少土被り厚さを確保してあれば、部材寸法を更に厚くする必要はないと思われる。とすれば区分地上権であっても支障はないと考えられるがどうであろうか。最近地下鉄では区分地上権が多くなっているとも聞いている。

また地上権でもう一つの問題点は設定期間である。この期間のとり方もまちまちであるが多くは99年としている。しかし、簡単に99年と定めるが、これも考えてみれば現在の当主が50才で契約すれば、孫か曾孫の代にならなければならないのである。通常の利水構造物の耐用年数は15～20年であり、長くみても構造物が正常にそ

の機能を果たすのは40～50年である。更に地上権設定の対価は当然設定時点の時価を対象として支払われるものであるが、この頃のように地価の高騰が甚だしいと、数年後には近傍地との隔差が大きくなるし、当該地1筆についての評価額も地上権があるために低く見積られることになり、地主側に不当な損害を与えていることになりはしないであろうか。これらのことを考慮すれば構造物の耐用年数を基にして地上権設定期間を50年前後あるいはそれ以内であることを検討すべきであろう。これらが解決できれば地上権設定方式がよいであろう。

この項については用地担当者の意見を聞きたいと思う。

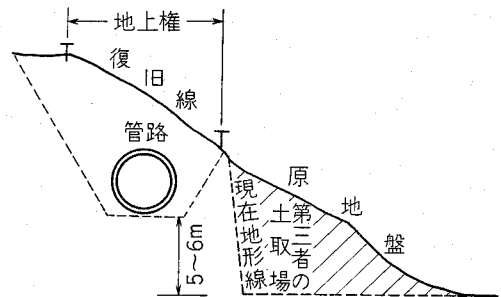
## 7. 将来の地形の変化に対して

埋設管路は通常は原形どおりに埋戻しその上に前項のような地上権を設定するものである。その地上権の幅については実施例を示すと下表のようなものがある。

表一3 地上権設定幅例 (m)

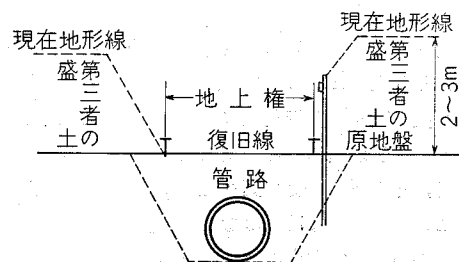
内径D	0.125 ～0.30	0.40～0.90	1.00～1.80	2.00～3.00
設定幅	1.00	D+1.30	D+2.0	D+3.0

これは外部からの保護と将来の補修時の必要巾とを考慮して定められたものであるが、社会環境の変化はどんな形で我々の計画を超越してくるか、その例が図一9で



図一9

ある。また図一10のような例もある。これ等の事例は建



図一10

設時には全然予想もされなかったことが10年も経つと起こってくることを示しているもので、設計時点で充分に

周囲条件を見極めて対策を立てておく必要がある。

図-11に示す例は揚水機場の吐水管の施工例である。

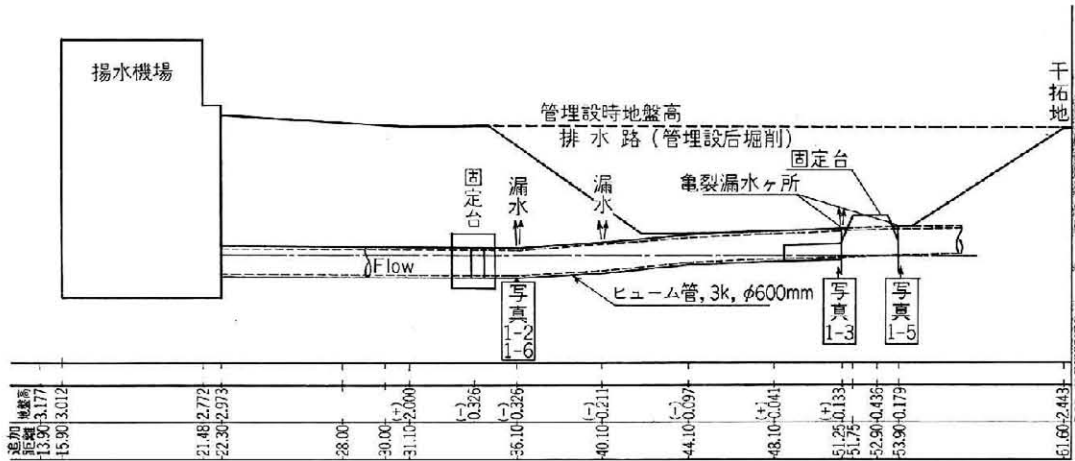


図-11 吐水管事故例

これは当初水田部にヒューム管を埋設したが受益地が新規開田地区であり、その造田がおくれたために棧場および吐出管が工事完成後3年間ほどは運転されなかった。したがって管内は空虚であったと推定されるのだが、その棧場の吐出管側に新たに排水路が新設されることになり、ポンプ船によって掘削をしたが、掘削した排水路の計画底高は管頂上わずかに0.3m程度であったの

と、土質が泥土であったためにヒューム管は浮力を受けて浮かび上がり、やがてラバージョイントの可撓限界を越えて水密が破れて管内に水が浸入し、管は折れ曲がったまま旧の位置近く沈降した。しかし、泥水の中で浮上沈降の現象があったためそれを発見することができなかった。そしてポンプを運転開始したときに排水路中への大湧水として現われてきたのである。(写真1-2～1



写真1-1 機場送水管路



写真1-2 機場前漏水



写真1-3 低地排水路漏水

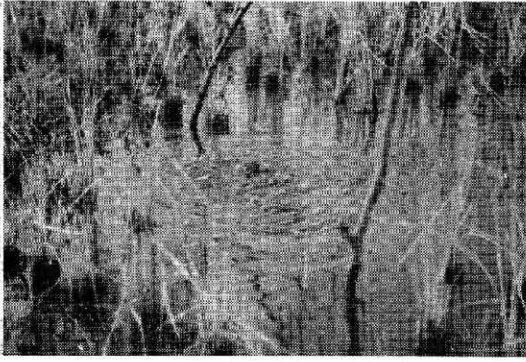


写真1-4 田面漏水



写真1-5 鋼製カラー巻立補修

一4) これは近接地区の工事計画の調査不充分と、管内に注水をして浮力を抑えておかなかったことによる事故

である。この復旧には建設以上の費用を必要とするものである。(写真1-5)

また、送水管敷設後に圃場整備事業による排水事業が行なわれたが、排水溝の計画敷高が管路頂部よりも低かったために枝線排水が全部管路に遮ぎられ、計画変更を

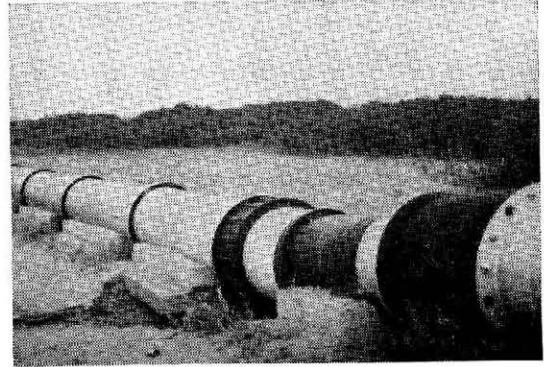


写真2-1 水管橋付近の沈下

余儀なくされた例もある。

干拓地において軟弱地盤上の堤防などの上に送水管路を設置するとこれは8項に述べるのと同じような状態になり写真2-1にみるようになる。この他にバルブ・ポンプの急激に起動・停止などにより水撃波が発生し、コンクリート送水管にクラックを発生させることがある。その例を写真4に示す。なお、これは埋設しなかったために直ぐに発見されたものである。

## 8. 基礎と可撓継手

管路または暗渠の欠点の1つはその状態変化が通常のアクリ構造物のように毎日の巡視等だけでは発見できないことである。多くは頂部覆土の陥没とか漏噴水とかに

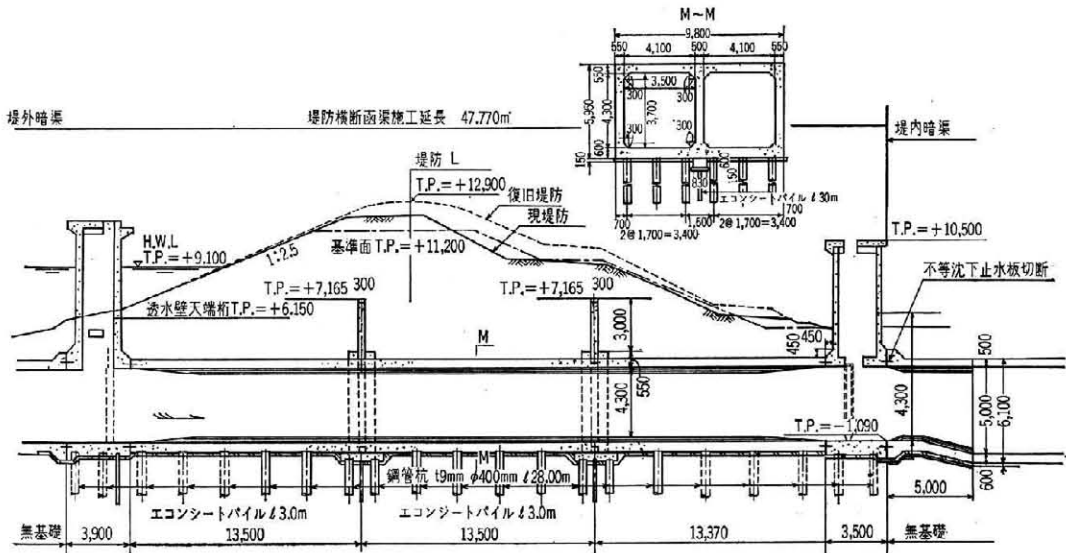


図-12 堤防横断暗渠構造図





写真2-4の亀裂は不等沈下によるものとみられる。

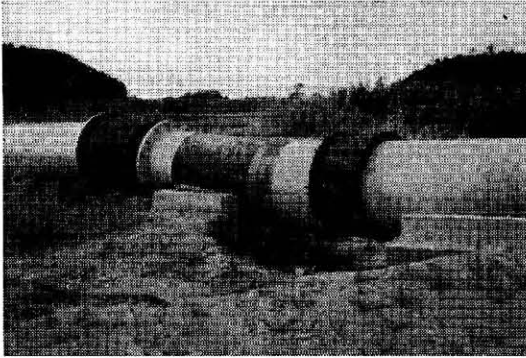


写真2-2 送水管

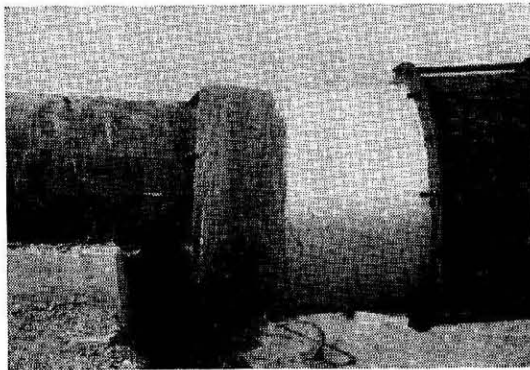


写真2-3 このゴムジョイントがはずれて漏水した

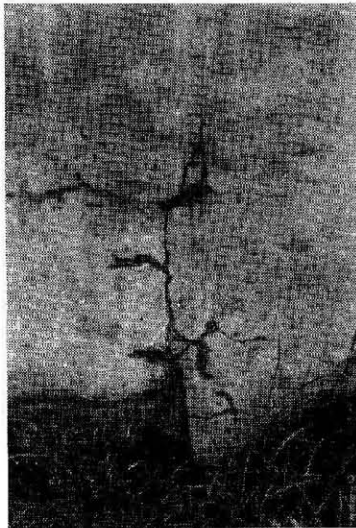


写真2-4 ヒューム管の亀裂

### 9. 減圧バルブの振動音

ポンプ圧送管あるいは管路にあって、分水点で幹線の余分な圧力を減殺して下流水路に適正圧、適正流量を流下させ、また幹線の圧力変動に対しても計画分水量を確

保できるような機能を持たせた減圧バルブを設置して配水管を円滑にしている例がある。この減圧バルブの種類は「基準」(案)に記載しており、その特徴としてハウエルバンガーおよびホロージェットバルブ以外は「騒音が少ない」としてあるが果たしてそうであろうか。水の持っている位置のエネルギーは減圧に際して、運動エネルギーに変換される筈である。それは熱あるいは振動となって現われるもので、減圧機構のどこかに固有振動数に共振する部分があればそれは猛烈な振動音となってでてくるのである。ここに掲げる実験例は本来はバルブの機構の水理実験をしたものであるが、その一項として発生音の測定をしたものがあるので次表に示す。

表-4 発生音測定表 (S46.11)

①ディスクバルブ (フード型)	経50mm	騒音非常に大
②セレナオートバルブ	経75mm	音がでない
③インタパイロット バルブ	経50mm	やや音がでる

表にみるように②では音が出ず、③では音がでるが気になる程のものではない。①についてはバルブの作動途中でノズルから噴出するジェット流がバルブ周囲の金属フードに当たって発生する数千ヘルツの音が大きく、図-14及び表-5にみるとおりバルブ中心から1.0mの点で最大100ホーンに達している。

これは成田空港で問題視されている90ホーンを超えるもので何か防音の方法を考えないと人家に近接する所では使用できないであろう。またここでは音が出ないと報

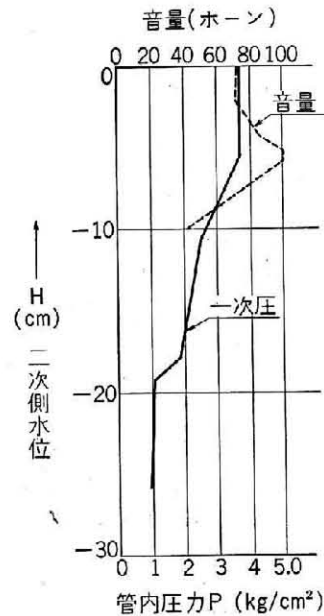


図-14 ディスク・バルブ性能曲線

表-5 ディスクバルブ測定結果

No	二次水位	流 量 Q (ℓ/sec)	管内圧力 P (kg/cm <sup>2</sup> )	距離ごとの音量 Horn			
	H (cm)			1.0m	2.0m	5.0m	20.0m
1	0.6	1.2	3.6				
2	1.6	2.0	3.5				
3	1.9	3.1	3.6	78	62		
4	2.6	3.5	3.7	84	68		
5	3.6	4.3	3.7	90	70		
6	4.0	5.1	3.6	95	80	80	
7	5.5	5.6	3.6	95	80	80	50
8	6.0	6.2	3.6	100	80	80	70
9	8.0	7.2	3.1	90	80	70	60
10	10.0	8.8	2.6	70	50	40	
11	14.0	10.5	2.2	40			
12	17.6	11.4	1.9				
13	19.0	11.5	1.1				
14	23.6	11.8	1.0				
15	25.6	12.0	0.9				

告されている②または③についても一次側圧力や口径が異なった場合には相当の振動音が発生しているとの報告も聞いているので使用にあたっては充分注意しなければならない。

## 10. おわりに

主題とは違った方向でいくつかの問題点をあげたが、これもつまるところは施設管理上にはね返ってくる問題としてとりあげたつもりである。もちろんこの他にも配水管理の操作の難易や管理費の消費の多少の問題、省力化につながる管理用施設とその維持方法についてどうするかなど多くの問題点はあるし、これについて検討しなければならないことは多い。たとえば前号の「水路の自動制御装置の標準化について」は抄録でも相当のものであるし、これに解説も入れればかなり大部のものになる。「基準」(案)では3ページしか割れていない事項でもこのとおりである。つまり施設・配水管理からみた留意点は自動車を作るのと似たものであり、はじめは走る

ためだけを考えて造られた自動車も、だんだんと使用されてくるとその機能性、居住性、安全性などから始終モデルチェンジを迫まれてくるのと同じようなものであって、導水路もその始めは単に水を引いてくるだけのものであったが、今は信頼性、確実性それに安全性(施設のこと他に迷惑をかけないこと)を格段にきびしく要求されて来ておいて、これに応えなければならないのであり、これに応え得るかどうかが良質な管理ができるかどうかの別かれ目になるのである。すなわち施設・配水管理の理論および方法も年を追うごとに改善されてくるので、それを念頭において水利施設の計画・設計にあたる必要がある。また、自分がハンドルをまわし、ゴミ・泥をあげ、ペンを塗り、油を差し、そして管理負担金を徴収する身になったと考えて水利施設を計画し、設計しなければならないということである。

最後に、本稿のために多くの方々から資料を頂きました。その皆様にここでお礼を申し上げます。

# 境水道における副振動の解明について

伊勢村 正 治\*      福 田 守\*\*

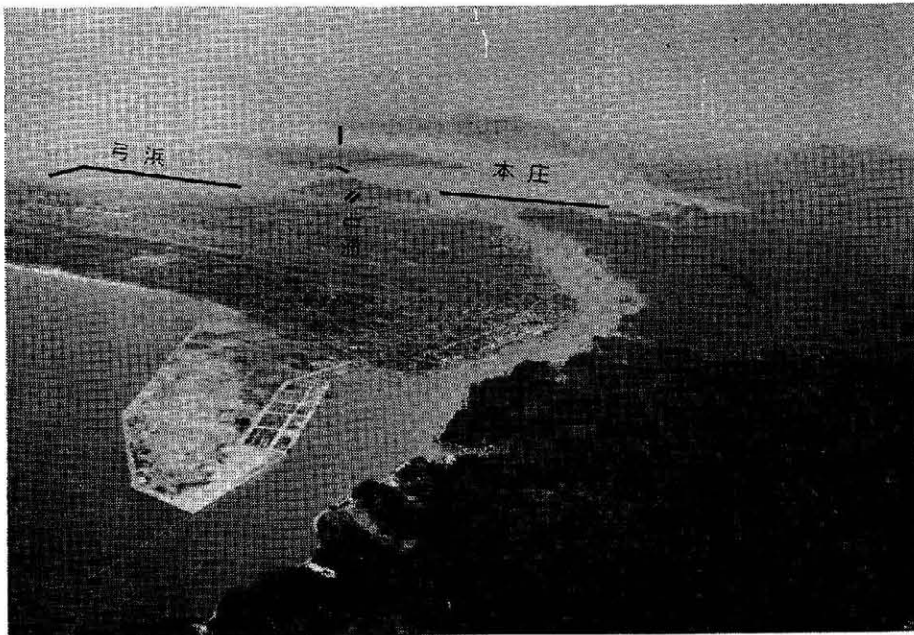
## 目 次

1. まえがき.....(48)	(4) 複合波(原波)を水理模型に与えた 場合.....(52)
2. 副振動と潮位偏差の相関.....(49)	4. 数理モデルによる検討.....(52)
3. 水理模型実験による検討.....(49)	(1) 単一単弦波を与えた場合.....(53)
(1) 実験の内容.....(50)	(2) 複合波(原波)を与えた場合.....(53)
(2) 実験の結果.....(50)	5. あとがき.....(54)
(3) 完成時の副振動値の推定.....(51)	

### 1. まえがき

中海は鳥取、島根両県にまたがる汽水湖で、水面積100

km<sup>2</sup>、平均水深5.4m、北西側は島根半島、北東側は弓浜半島で美保湾と境される。この両半島間の細長い水道を境水道(中江瀬戸)と称し、島根半島によって北風を



(写真) 美保湾上空より境水道、中海を望む

しゃへいされた天然の良港「境港」(重要港湾で年間取扱貨物量170万トン)として利用されている。一方中海は一級河川斐伊川水系(流域2,040km<sup>2</sup>)の最末端に位置し宍道湖とともに遊水機能を有し治水上の意義も深い。この中海に境水道の疎通能力を拡大して治水上支障のない範囲で2,800haの干拓と残水域の淡水化が構想され、直轄干拓事業として昭和43年12月から本格的工

事に着手し、現在までに総事業費の約50%を施工し昭和51年度には中浦水門により淡水化を開始する予定になっている。そこで境水道内にしばしば発生する副振動が干拓計画による森山堤防と中海水門(閉時)および洪水疎通能力拡大のための境水道の浚渫によってどの様な影響を受けるか、とくに境水道沿岸の護岸高さに関連して、完成時の副振動の様相を推定する必要があり、昭和34、35年に水理模型実験による解明が京大防災研究所に委託して行なわれこの成果をもとに設計護岸高を定めてい

\* 中国四国農政局中海干拓事務所調査設計課

\*\*       "               "

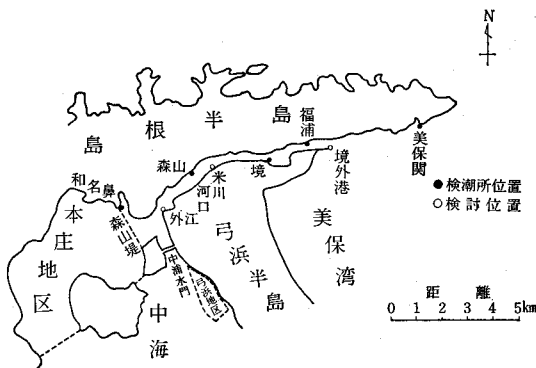
る。しかしながらその後、境港の航路掘削による河況変化、森山堤防線の変更等にもない副振動値に変わりがないかを確かめるため、昭和45年から再び当事務所構内で直営で水理模型実験が行なわれた。また京大南教授らが昭和46年度中海水管理システム研究の中で、中浦水門ゲート管理に関する副振動予測プログラム作成の前提段階で、副振動の電子計算機のソフトウェアとして構成された現地模型（数理モデル）による計算をされ水理模型実験との検証の機会が与えられたので紹介報告する。

## 2. 副振動と湖位偏差の相関

港湾などにみられる潮汐、風波を除く長周期の水面動揺は、副振動、セイシュ、ビートなどの複合で総称してサージングとよばれている。副振動は湾、水道の一端または両端が外海と通じ自由な水の出入りによって、湾内に卓越して現われる振動を云い、外海の水面動揺により励起される二次的振動（Secondary Unduration）を意味する。振動の原因として気象じょう乱の通過、集中豪雨による一時的流入増、気圧の急激変化、突風、津波やうねり、潮汐などがあげられる<sup>1)</sup>。

ここで海岸保全施設築造基準によれば、設計潮位は朔望平均満潮位+最大潮位偏差+波高の $\frac{1}{2}$ であるが朔望平均満潮位と最大潮位偏差は生起相関を考慮して数値を補正することが認められている。副振動などを考慮すると

きはその生起度数、周期、継続時間をも合せて考慮することになっている。いま境水道の副振動に影響を与えるものとして、主に美保湾における副振動値( $\eta$ )が考えられるため湾内島根半島沿いの美保関検潮所の記録を調べた<sup>2)</sup>。これによると副振動の最大全振幅  $\eta_{max} \geq 0.26m$  のものは昭和31年3月から12年1カ月の間に43個（うち地震津波の影響によるもの2個）であった。また潮位偏

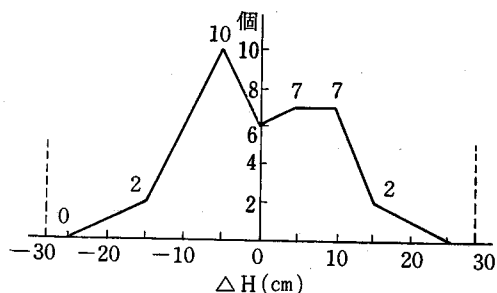


図一 境水道位置図

差 ( $\Delta H$ ) は天文潮位が確かな境測候所における最大偏差  $\Delta H_{max} \geq 0.28m$  のものは昭和26年1月から18年の間に46個を記録している。この結果  $\eta_{max}$  と  $\Delta H_{max}$  が同時に生起することは殆んどなく、 $\eta_{max} \geq 0.26m$  の発

表一  $\eta_{max} (\geq 26cm)$  時の  $\Delta H$  相関一覧表

$\eta_{max}$	$\Delta H$	$\eta_{max}$	$\Delta H$	$\eta_{max}$	$\Delta H$	$\eta_{max}$	$\Delta H$	$\eta_{max}$	$\Delta H$
52	2.5	35	10	30	-2.4	28	8.5	26	0.5
46	-4	33	-8	29	-11.5	28	-15.5	26	-16
44	13	33	8.5	29	3.5	28	6.3	26	-5.3
42	-6.5	32	-12.3	28	-7.3	27	11		
41	-8.5	31	22.5	28	7.5	27	-3		
39	-1.5	30	5.5	28	-18	27	0.7		
39	-6	30	7	28	-5	26	3.5		
37	4.5	30	13.5	28	9.5	26	-6.5		
36	-9.5	30	-4.3	28	8	26	0		
35	—	30	-3.5	28	8.5	26	-8.5		



図二  $\eta_{max}$  時の  $\Delta H$  発生回数

生時における  $\Delta H$  の大きさ一覧は表一に、分布状況は図二に示すとおりである。また  $\eta_{max}$  と  $\Delta H$  の大きさ相関は0であるが図二を正規分布と考えて  $\eta_{max} \geq 0.26m$  時の  $\Delta H$  の発生個数確率と値を推定したのが表二である<sup>3)</sup>。同様の検討を  $\Delta H_{max} \geq 0.28m$  時の  $\eta$  についても行なったがここでは省略する。

## 3. 水理模型実験による検討

計画完成後における懸案各位置の副振動値を解析的に求めることは困難であるため、現地と一定の相似則を有

表一 2  $\eta_{max} (\geq 26cm)$  時の  $\Delta H$  の確率

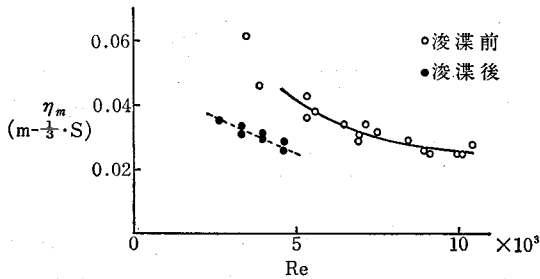
確率	$\Delta H$ (cm)	確率	$\Delta H$ (cm)	備考
1/500	23.9	1/20	11.5	$\sigma = 9.030$
1/100	18.5	1/10	7.6	$m = \frac{cm}{-0.119}$
1/75	17.3	1/5	6.0	
1/50	15.8			

する模型を作り、いろいろな場合に応じて各種の波を造って水理現象を解明するのがわかり易い。この実験は京大防災研究所樋口助教が行なったものと中海干拓事務所試験係が前者の方法をほぼ踏襲して行なったものについての概要をのべる。

(1) 実験の内容

① 模型の粗度

流水は定常、水道底面は水平、各計測点間では一様断面と考えると、 $n^2 = R^{\frac{4}{3}} \left( \frac{A}{Q} \right)^2 \left[ 1 - \frac{1}{gh} \cdot \frac{Q^2}{A^2} \right]$  が得られ、これより算定した粗度係数は図一3に示す。



図一3 境水道の粗度係数 (模型)

② 相似則

原型 (p) と模型 (m) のすべての現象に関して完全な相似性を保たせることは不可能であるため、主として振幅の変化に着目して相似性を考え、原型と模型において次の運動方程式および連続の式を考える。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\lambda}{2R} u^2 - g \frac{\partial \eta}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

$x_r = x_p / x_m$  なる縮尺を他の諸量にも適用すると原型と模型において各項の比が等しくなければならないから、

$$\frac{u_r}{t_r} = \frac{u_r^2}{x_r} = \frac{\lambda_r}{R_r} u_r^2 = \frac{\eta_r}{x_r}$$

$$\frac{\eta_r}{t_r} = h_r \frac{u_r}{x_r}$$

以上の関係と、 $R = h$  が許されるとすれば、

$$t_r = x_r h_r^{-\frac{1}{2}} \quad n_r = \lambda_r^{\frac{1}{2}} h_r^{\frac{1}{6}} = x_r^{-\frac{1}{2}} h_r^{\frac{2}{3}} \quad u_r = h_r^{\frac{1}{2}}$$

これより、防災研究所、中海干拓事務所の模型縮尺は次のとおり、

防災研究所 (昭和34, 35年)

$$x_r = 500, h_r = 125, t_r = 44.7, n_r = 1.12, u_r = 11.2$$

中海干拓事務所 (昭和45, 46年)

$$x_r = 400, h_r = 50, t_r = 56.57, n_r = 0.74, u_r = 7.07$$

③ 周波数特性実験のケースと各々に与えた周期

④ 防災研究所

- ④ 境水道、中海が昭和33年の現況
- ⑤ 境水道が昭和33年現況のまま計画地点を閉にした場合
- ⑥ 境水道が昭和33年現況のまま森山堤防400m西側移動し、閉にした場合
- ⑦ 境水道を浚渫し、計画地点を閉にした場合
- ⑧ 順流のある場合

与えた周期 T = 45, 67, 90, 130, 180, 268, 358, 536, 715, 1073, 1436 (分)

⑤ 中海干拓事務所

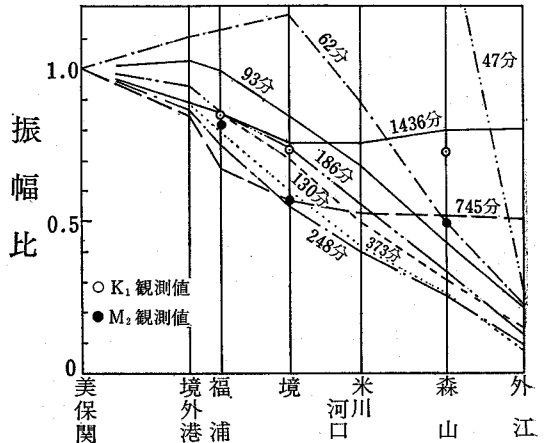
- ④ 境水道、中海が昭和33年の現況
- ⑤ 境水道、中海が昭和43年の現況
- ⑥ 境水道を掘削し、防災研④ (現堤防線) とした場合
- ⑦ 境水道を航路掘削まで完成した状態で現堤防線とした場合
- ⑧ 境水道を航路掘削まで完成した状態で干拓計画のない場合
- ⑨ 順流のある場合

与えた周期 T = 47, 62, 93, 130, 186, 248, 373, 745, 1436 (分)

(2) 実験の結果

① 現況の周波数特性

計画前現況の模型について美保湾に 47~1,436 分の間の 9 種類の周期をもつ振幅の単一単弦波を与えて水道内の様相を調べた。各地点における振幅の変化を美保湾を 1 とした振幅比で表わすと図一4に示すとおりである。これによると T = 47分, 62分のものは非常に大きく、T



図一4 現況の周波数特性

=93分より長い周期の振動は長くなるにつれて漸次低下して T=373分前後のときに最低となる。これは T=47分、62分が水道自身の固有周期に近いためであり、周期が長くなるにつれて振幅比が上昇するのは、中海の時溜効果によるものと推定される。

②完成時の周波数特性

境水道を浚深し、水道の一端を閉にしたときは、図-5に示すように、T約90分の時、振幅比は最大となり、

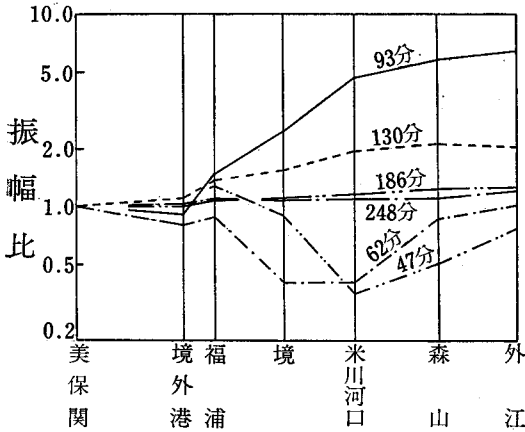


図-5 完成時の周波数特性

T>90分では漸次1に近づく、T=90分はこの振動系の固有周期であり、外からこの周期の振動を与えられた場合は共振して奥部では振幅比が約6.4倍になる。このように現況に比べて振幅が増大するのは、奥の遊水面積の減少、水道の水深変化によるものと考えられる。

ここで、副振動の共振現象を簡単にするため、図-6のように水深一定の長方形湾に直角の入射波を考えると

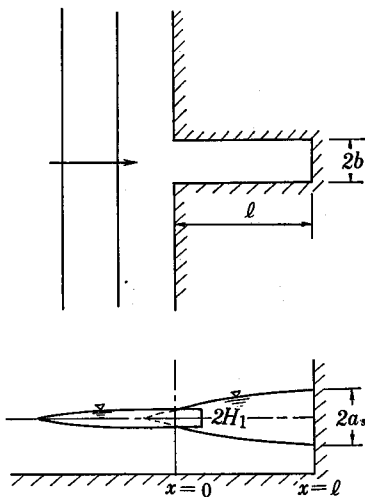


図-6 長方形湾の共振

共振状態または振幅増幅率  $a_s/H_1$  を最大にする波の波

長は一次的に与えた場合、 $L_{Res}$  完成後の波長は

$$L_{Res} = \frac{4\ell}{(2m+1)} + \Delta L \dots \dots \dots (1)$$

ここで  $\Delta L$  は自由振動波長の湾口補正  
 $m$  は  $\ell$  方向を横切る節の本数

と表わされる。

基本縦振動 ( $m=0$ ) について共振状態における湾の相対奥行  $(\frac{2\pi\ell}{L})_{Res}$  および振幅増幅率  $(a_s/H_1)_{Res}$  をポテンシャル理論で計算すると図-7<sup>(4)</sup> のようになる。こ

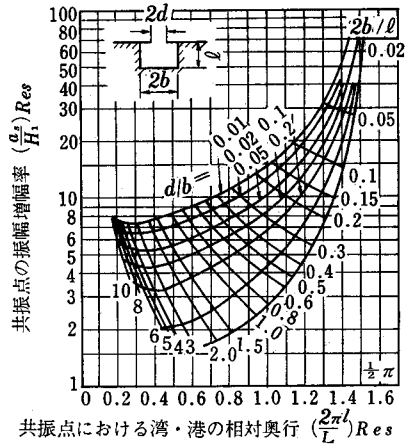


図-7 長方形の湾・港の共振特性 (Ippen・Goda による)

れに境水道をあてはめてみると、 $2b=380m$ 、 $\ell=11.500m$ 、 $h=9m$  とすれば、図-7より  $2d/2b=1.0$ 、 $2b/\ell=0.033$  の点の縦、横軸の値を読むと、 $(\frac{2\pi\ell}{L})_{Res}=1.24$   $(a_s/H_1)_{Res}=5.4$ 倍が得られる。

共振を起こす波長は、

$$L_{Res} = 2\pi\ell / (\frac{2\pi\ell}{L})_{Res} = \frac{2 \times 3.14 \times 11.500}{1.24} = 58,240m$$

(1)式で、 $m=0$ 、 $\Delta L=0$  として求められる  $L=4\ell=4 \times 11,500m=46,000m$  よりも長い。この波は長波に属するから、 $T = \frac{L_{Res}}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{58,240}{\sqrt{9.8 \times 9}} = 6,195$  (sec)  $\div 100$  (min) となり、図-5の最大振幅を示す T=90分と略等しく、振幅比は5.4に対し6.4である。

(3) 完成時の副振動値の推定

副振動の直接主要原因は、美保湾に発生する水面振動が水道内に外力として働いているものと考えられる。よって図-6のように美保関検潮記録に卓越して現われる副振動を外力として完成時の水道内の副振動値を直接解析的に求めることは困難であったので波の重ね合せを考えた。

水理模型による解法としては、美保関検潮記録(原波)の一例を図-8に示すが、これから卓越周期を Whittar-

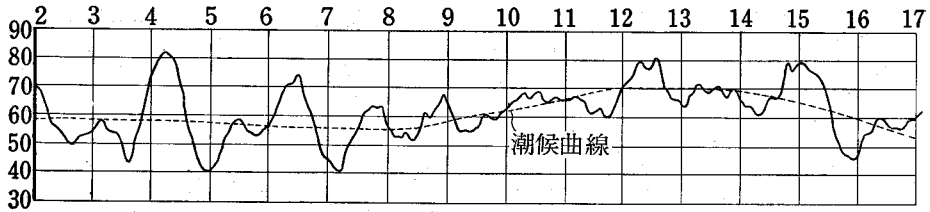


図-8 検潮記録

ker の第1法または Fourier 解析によって、3個程度求める。移動平均法を応用して、原波の時系列データを卓越周期成分の単弦波3種類に分解し、それぞれ図-5に掲げた振幅比を掛ける。そして3個の増幅波を加算して合成波とする。なお、実験に用いた振幅比は十分長い期間(1~2日間以上)継続した定常状態の波であり急激な強制、減衰をともなう副振動に対しては極端に安全側の数値となる。

以上は原波を単一正弦波に分解し、各々が相似性を高めるまで実験をくりかえして求める方法であるが、原波をそのまま水理模型に与えて各地点の振幅比を求めると(4)で述べるようになる。

(4) 複合波(原波)を水理模型に与えた場合

この実験では、相似性に問題があり、実験においては位相関連において、また流速計の記録チャンネル不足から、不十分であるが図-9に示す振幅比が算定され、伝

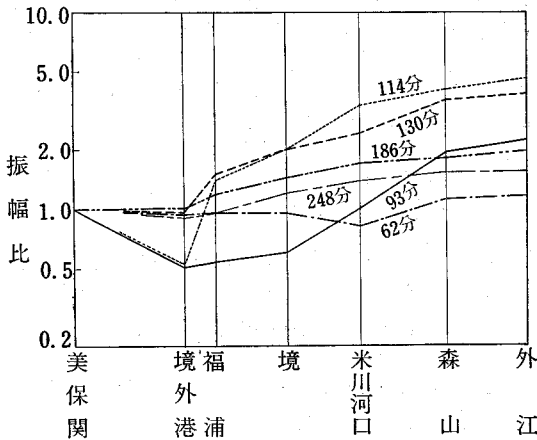


図-9 完成時の周波数特性(複合波による実験結果)

播速度、流水速度などの不規則性にもとづく非線型の効果がでているものと推定される。このことは、4に述べる数理モデルによる検討と対比して、おおむね満足の行く結果であると考えられる。

4. 数理モデルによる検討

副振動の数理モデルとして、感潮河川における河口の

水位が周期的あるいは不規則に変化し、それによって出来る潮の波が図-10のように上流に伝播して行く場合を考える。

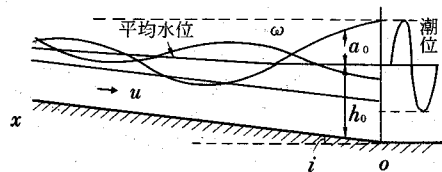


図-10

副振動は長波であるから、水底摩擦、風の効果を考え一次元長波方程式は(9)、運動方程式および連続の式となり、

$$\rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} \right) = -\rho g \left( i + \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\tau_b}{h} + \frac{\tau_s \cos \phi}{h} \dots (2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \dots (3)$$

- ここで  $u$ : 断面平均流速  $h$ : 水深
- $i$ : 水底勾配  $\rho$ : 水の密度
- $g$ : 重力の加速度  $Q$ : 流量
- $b$ : 流れの幅  $\tau_b$ : 水底摩擦剪断応力
- $\tau_s$ : 風による水面剪断力

なお、 $\tau_b = n^2 \cdot \rho \cdot g \cdot h \cdot u^2 \cdot R^{-4/3}$

風の影響、水密度を無視すれば、(2)式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \left( i + \frac{\partial h}{\partial x} \right) - g \frac{u^2 |u|}{R^4/3} \dots (4)$$

$x$  軸の  $x=0$  は、下流端にとり、流速  $u$  は美保湾→水道が(+), 反対の流れは(-)の符号をとる。

計算は電子計算機で、(3)、(4)式を連立に、直接数値積分法で解くものとし、 $\frac{\partial u}{\partial t}$ ,  $\frac{\partial h}{\partial t}$  は前方差分,  $\frac{\partial u}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial h}{\partial x}$  は中央差分で近似置換させ、水道両端において、 $x=0$  で鉛直潮汐(水位),  $x=l$  即ち中浦水門地点で水平潮汐(流量あるいは流速)が境界条件として課せられる場合を考え演算格子内で、連続の式のみを適用し、境水道を10個の微小水道に分割して求めている。



(1) 単一単弦波を与えた場合

$$x=0 \text{ で水位変動として } h_0, t = a_0 \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) + h_0$$

(m)  $x=l$  で中浦水門を閉じた状態で完全反射として

$$Ql, t=0 \text{ を与え 増幅率を } R = \frac{h_{e.max} - h_{e.min}}{h_0.max - h_0.min} \text{ で定$$

義し, 求めた結果と防災研究所における水理模型実験と対比したものが, 図-11に示すとおりである。

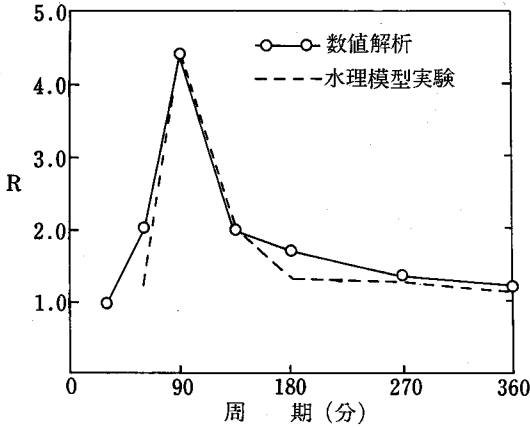


図-11 周期数特性

(2) 複合波(原波)を与えた場合

境水道への入射波として, 美保関検潮記録のうち, チ

リ地震時(35.5.25)の潮位をそのまま与えた場合, 水道奥部の中浦水門地点では, 増幅率  $R=2.95$  程度となる。

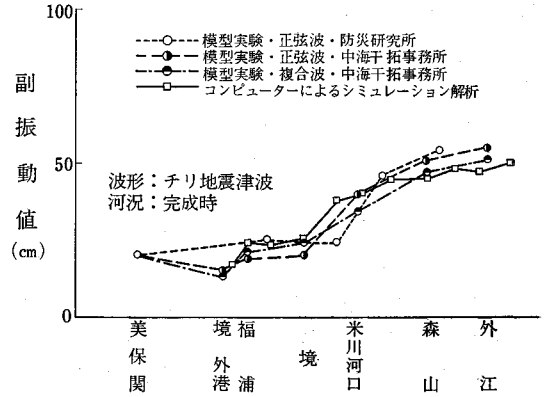


図-12 境水道地点別の副振動値

このコンピュータによるシミュレーションの結果と水理模型実験結果を対比したものが図-12である。

河況について, 4実験とも完全に正合していない点もあるので多少のばらつきは止むを得ない。

(3) 中浦水門を操作し, 順流を放した場合

副振動はゲートを閉じると大きくなる可能性があり, この対策としてゲートを開放しなければならないことも

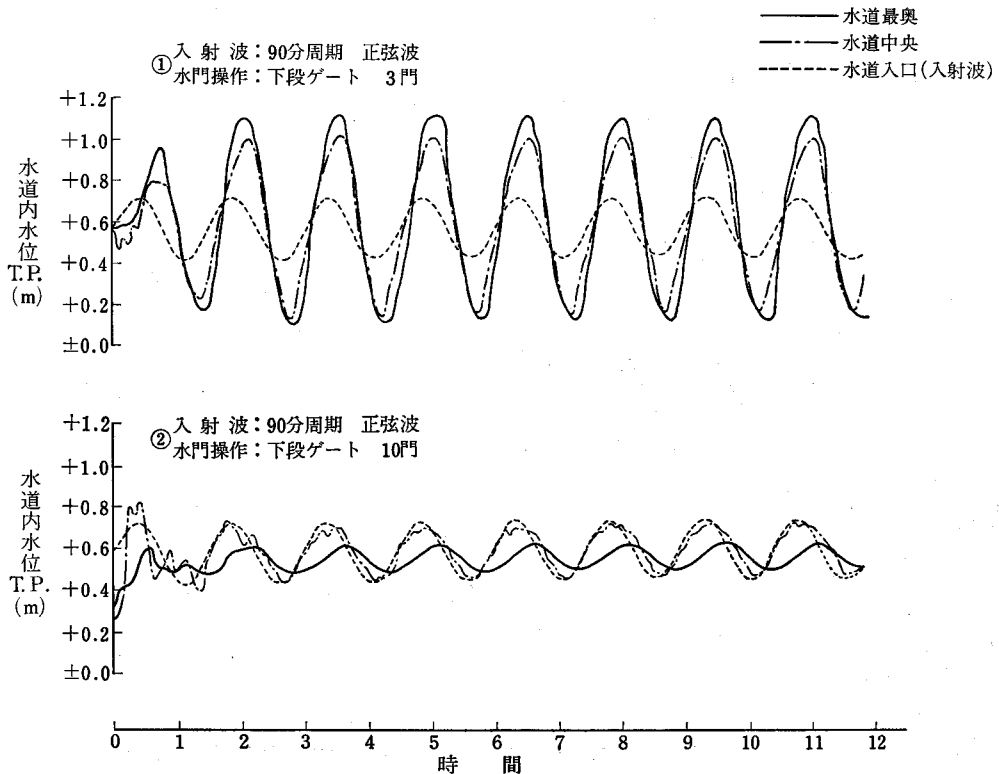


図-13 数理モデルによる検討(南, 河内による)

起りうる。しかし無計画に中海内への外水流入はさげねばならないし、順流が放流できるとすればどれ位副振動に影響を与えるかを次の二例について示す。

- ① 単一単弦波の周期 $T=90$ 分の時、中海内へ密度差による逆流のないことを確かめ、下段ゲート3門同時操作の場合
- ② ①と同条件で、下段ゲート10門同時操作の場合、この場合のゲート操作に要する時間と開度による流量を考慮して、初期条件に変化をつけている。これを図-13に示す。

## 5. あとがき

水理模型実験による方法は、単弦波を使った場合、相似性がかなり保証されている。これと数理モデルとの対比もできた。また原波に対する非線型効果の推定も数理モデルによる解明で定量的に確認の域に達したと云え

る。

境水道沿岸は、港湾施設、鉄道、道路、工場、住居等の高度土地利用地帯であり、防災を第一義的に、できれば港湾等利用便益も担保できる護岸形状を考慮するとともに、美保関に設置を予定する潮位計によってリアルタイムな中浦水門の管理操作によって万全を図りたいものである。

## 参考文献

- 1) 土木学会編：水理公式集（昭和46年度改訂版）
- 2) 気象協会関西本部：日本海海象気象調査報告書（昭和44年度）
- 3) 中海干拓事業水理研究専門委員会資料
- 4) 土木学会編：海岸・港湾（昭和47年）
- 5) 南，河内：境水道副振動管理プログラム（昭和46年未発表）

## 住吉勇三著「Viva Brasil」刊行のご案内

### ——21世紀はブラジルだ——

新しい年を迎え、貴下ますますご清栄のこととお慶び申し上げます。

さて、最近の日本国内におけるブラジルに対する関心は急激に高まっております。

日本から最も遠くはなれている地球の裏側のブラジル国へ、70万人という最も多い日系人が永住しているという不思議な因縁もさることながら、無限の天然資源に恵まれながらコーヒーの上に安眠をむさぼっていたブラジル国の開発意欲は最近ものすごいものがあります。

1964年のクーデター以降、国内の政情は安定し、ここ数年は9%以上の経済成長をつづけており、昨年は11%台といわれています。

アメリカとヨーロッパの世界一流企業は、先を競って企業進出を実施しており、フォークスワーゲンの如きは本国以上の大規模工場の建設を終りました。

故大宅壮一氏は「企業進出の世界銘店街」と新語を造られましたが、現地をみますとまさにその感を深くします。

この企業進出オリンピックに乗りおくれることを心配しているのは私一人ではありません。

日本の方々に世界を知り、ブラジルを知ってほしい一念から、我々農業土木技術者の初代領事としてブラジル生活を体験した住吉勇三氏のレポートを一冊の本にまとめて発刊することにしました。

現代の常識として、是非ご購入をおすすめ致します。

## 内 容 目 次

- |                   |                  |
|-------------------|------------------|
| 第1章 ラテンアメリカとは？    | 第6章 ブラジルの日系コロニア  |
| 第2章 ブラジルと言う国（その1） | 第7章 ブラジルの生活      |
| 第3章 ブラジルと言う国（その2） | 第8章 ブラジルについて思うこと |
| 第4章 ブラジルの農業       | 第9章 また見た“ブラジル”   |
| 第5章 ブラジルの建設事情     |                  |

体 裁 上製本ビニールカバー付 9ポ横組 180頁

頒 価 800円（送料共） 10部以上ご購入の場合は1割引

発 行 4月上旬予定

申込方法 所定の申込用紙にご記入の上、3月末日までに全国農業土木技術連盟宛お申込み下さい。

# 高峰地区地すべり災害に対する復旧工法について

林 忠 一\*

## 目 次

はじめに.....(55)	3. 調査結果に対する考察.....(55)
1. 調査の経緯.....(55)	4. 地すべり災害復旧対策.....(57)
2. 土質調査結果.....(55)	おわりに.....(59)

## はじめに

長崎、佐賀両県北部一帯に発生した豪雨による大災害は、時間的にも、地域的にも、かつてない集中型で、大被害をもたらしたことは記憶に新しいところである。中でも佐世保を中心に本地区を含む吉井町周辺の第3紀層地すべり危険地帯における被災は、その規模と悪性において、かつてない程のものであった。

本地区一帯は、北松型地すべり帯に属し、高峰地区を含む、吉井町平山地区は、別名「平山地すべり」として有名なところである。したがって、地質学的な地下構造や、地すべりの発生原因等については、地質学者や、専門の方々によって解明されているところである。

本稿は、それらの資料をもとにして、災害復旧としてとり得る工法の限界の範囲内において復旧工法を見出そうとしたものである。

## 1. 調査の経緯

災害発生後、復旧計画にあたり、過去の被害との関連および、地すべりと云う特殊性から地質的にみた災害発生原因や、復旧工法を克明にするのが妥当と考え、九州農政局・地質官、佐賀大学・高田京一教授に夫々診断を求めた。即ち、

高峰地区の農地復旧事業と地すべり現象

九州農政局地質官

高峰地区災害復旧事業農地保全工法についての調査報告。

佐賀大学教授 高田京一

これらの診断をもとに、昭和45年8月、物理探査、ボーリング、土質試験の諸調査を実施した。即ち、

高峰地区災害復旧事業、電気探査、土質試験、試錐工事、報告書。

## 2. 土質調査結果

ここでは、直接関係の深い試錐工事結果と、土質試験結果についてその概要を記す。

## (1) 試錐工事結果

Bor No.1~Bor No.6 地点の調査結果によると、大体20m附近を境に、上部が砂岩、頁岩、玄武岩の転石を含む砂質粘土、または、シルト粘土の、いわゆる、地すべり帯と称する層で、それ以深は、概ね粗粒、または、中粒砂岩で、中に亀裂面に沿って浸透し、地下水によって酸化された、褐色部分が見受けられる。

この20m以深が、おそらく地すべり境界面と接する基盤層ではないかと考えられる。

地各点の境界深を列記すると、Bor No.1—20.30m、Bor No.2—22.05m、Bor No.3—20.68m、Bor No.4—22.20m、Bor No.5—19.30m、Bor No.6—20.45mとなっている。

## (2) 土質試験結果

土質試験に供する資料は、試錐孔を利用して、Bor No.2の19.00m~19.80m間、Bor No.3で18.00m~18.80m間の資料を、シンウォール・サンプラーを用いて採取した。

土質試験結果から、次の値を採用した。

内部摩擦角— $6^{\circ}$ —17'

粘着力— $2.37t/m^2$

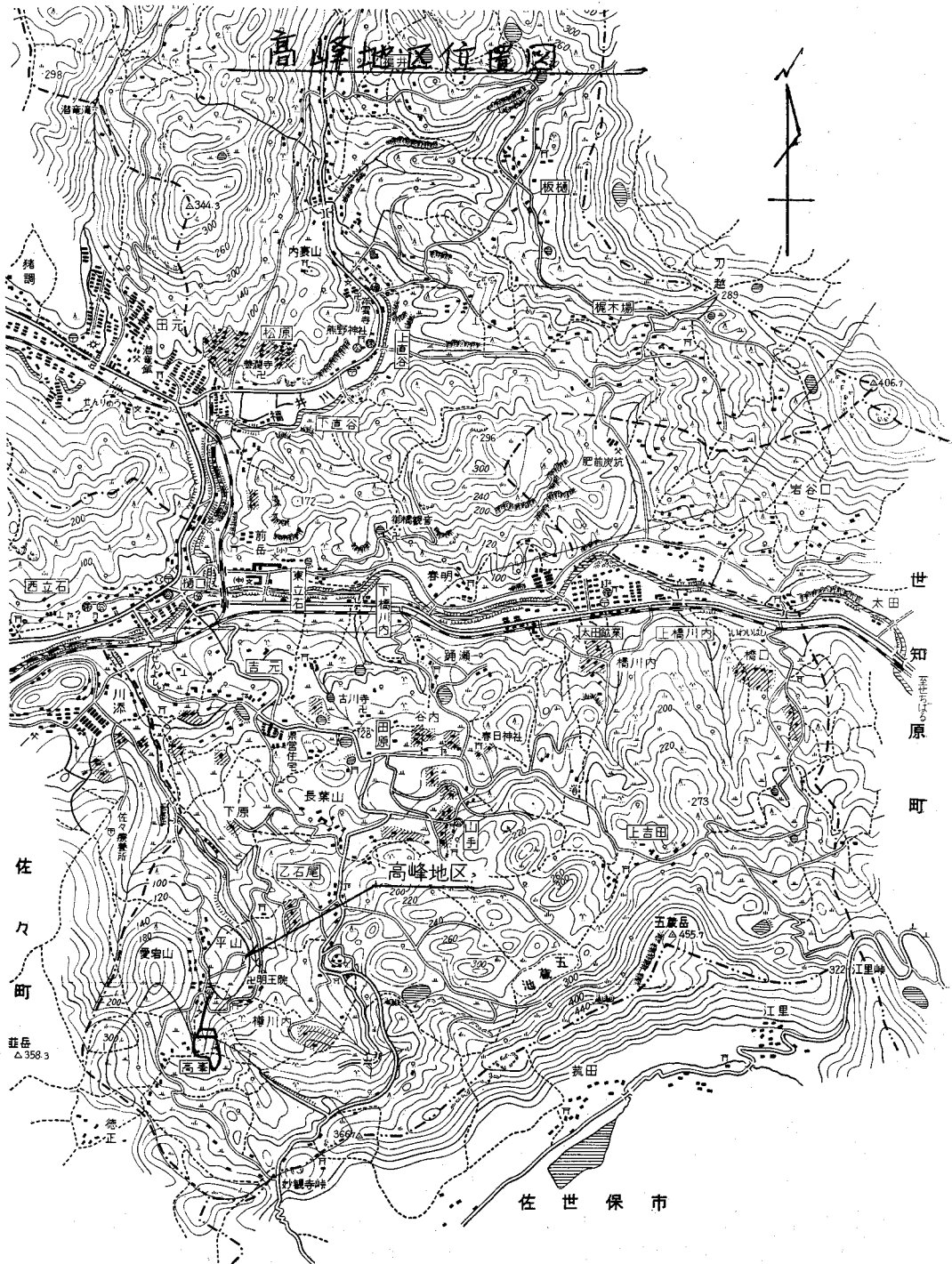
## 3. 調査結果に対する考察

これまでの、大方の専門家の意見、または、調査結果から、総合判断して云えることは、本地区も、平山大地すべり（昭和38年発生）の一連であり、上部の山林地すべりと一体のものと考えるのが自然である。

平山大地すべりに対する手当ては、目下、長崎県林務課においてすすめられつつあり、そのためか、山地の移動については、小康状態を保っているかのように見受けられるが、新亀裂の発生も後を断たず、昭和45年6月の、異常亀裂の状態は、末端地べり徴候を顕著にあらわしていると云える。

即ち、地区の中央部を横に走る4号支線道路と平行して発生した大亀裂が、その後も、ずり落ちた状態で進行しており、一方林務における山地の移動観測の結果をみ

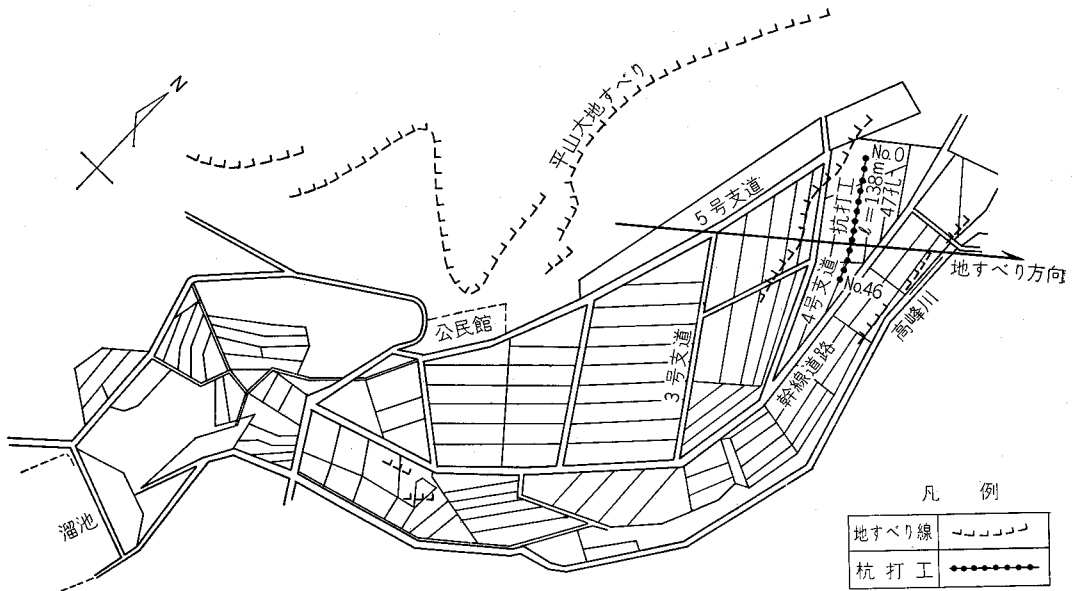
\* 九州農政局建設部防災課



ると、その後、殆ど移動の跡が認められない。なお、この、大亀裂と平行して、その上部位にも、小クラックが多数発生したが、これらの小クラックは、その後、跡形が消滅しつつあるところから、4号支線道路沿いの大亀裂発生は、引張られておきた、テンションクラックと考

えてよいのではないかと思う。

以上の見地から、今回の高峰地区の被災は、平山大地すべり末端部分の「二次すべり」として取扱ってよいと考える。



図一 高峰地区災害復旧事業計画一般図

#### 4. 地すべり災害復旧対策

##### (1) 査定から事業費決定まで

当初、吉井町としては、地すべりの性質が不明なこともあって、山林の大地すべりをも防止することを前提とした、直径3米の井戸に鋼棒を組込んだ大々的な抑止杭を計画していたが、これは農地災害復旧の限界を超えるものとの判断からと、現に林地で起りつつある地すべりについては、長崎県林務課において、治山工事として、その対策がなされているから、今回の農地災害復旧としては、平坦部と、末端部のみを対象とした二次すべりについて、その対策を講ずるものとした。

まず、地すべり方向線を想定し、円弧すべり面を仮定して安定計算を行ない、この結果、最も不安定なケースについて、滑動推力を求め、これに対応する、杭の径と杭の間隔を決定した。

これにもとづき、昭和45年3月3日、現地査定がなされ、以下のとおり、仮決定となった。

申請 杭打工延長 230m, 78ヶ所 ( $\phi=200\text{mm}$ )  
集水井, 2ヶ所 ( $D=300\text{m}$ )  
申請額 95,764千円

##### 査定決定額

杭打工延長 138m, 47ヶ所  
集水井, 2ヶ所 ( $D=300\text{m}$ )  
仮決定額 59,970千円……………金額保留

##### 保留解除

上記、仮決定に対して、農林本省と、大蔵本省との協議の結果、集水井は現地の土の性質から効果薄

として削除され、杭打工については、仮決定のとおり認められ、59.370千円で、保留解除となった。

##### (2) 復旧計画の方針

調査結果から判断して、下記のとおり、復旧方針を決定した。

i) 復旧対象とする地すべりブロックは平山大地すべり末端部とする。

高峰地区地すべりを、山間部と、平坦部と、先端部の3ブロックに区分してみると、山間部と、平坦部と、先端部との地質構造は、それぞれ異った特性を有している。即ち、山間部は、無名炭層の天盤の凝灰質頁岩層が地すべり粘土となり、これをすべり面として滑動している、一方、これに対し、平坦部、先端部は、層すべりによる押し出しによって、地質的にその構造が変化し、軟弱な崩壊土で、多量のモンモリロナイトを含有した不安定な土質である。

調査結果の考察にも述べたことと併せて、今回の地すべりは、平坦部、先端部が図2のように単独の円弧すべりで滑動していると考え、山間部の地すべり対策が完全になされたとしても、降雨時には、その土質の欠陥により、将来このままでは耕地の安定は期し難いと判断した。

ii) 地すべり防止工法は抑止工法とする。

被害発生状況からみて、地すべり抑止工はさけられない。この場合、地下水排除工との組合せが考えられるが、土質試験の結果から、すべり面の透水係数が、 $10^{-6}$ ~ $10^{-7}$ と極端に小さいことから、地下水排除により、すべり面の摩擦抵抗を増大させることは困難と思われるの

で、抑止工法単独で計画する。

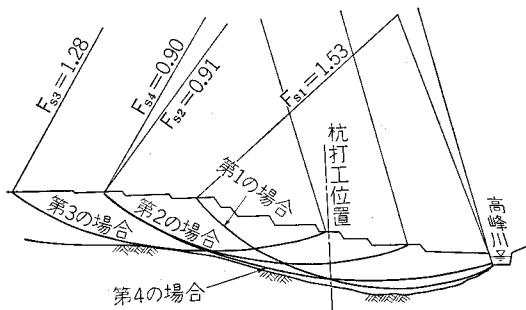
(3) 地すべり抑止工としての杭打工の計画

i) 地すべりの方向

大亀裂を生じている地点を基準として、地形、基盤面の起伏の状態、地すべり発生時の附近の亀裂の状態等から総合判断して、別図「高峰地区地すべり方向想定図」に示す方向とした。

ii) 地すべり面の想定

試錐調査結果、および、地表の亀裂の状況、或るいは先端部の崩かきの状況から判断して、別図「高峰地区円弧すべり面仮定図」に示す4つの場合を想定した。



図一 高峰地区円弧すべり面仮定図

iii) 地すべりに対する安定計算

被災時における斜面の安定計算  
安全率

$$F_s = \frac{\tan \phi \sum N + C \sum L}{\sum T}$$

ここに、T: 各細片に於ける剪断応力、  
N: 各細片に於ける垂直応力、  
L: 各細片のすべり面の長さ、  
C: 土の粘着力=2.37t/m<sup>2</sup>  
φ: 土の内部摩擦角=6°17'

第1の場合  $F_s = \frac{0.11 \times 3.710 + 2.37 \times 99}{416.30}$

= 1.53 > 1

第2の場合  $F_s = \frac{0.11 \times 3.807 + 2.37 \times 149.5}{847.74}$

= 0.91 < 1

第3の場合  $F_s = \frac{0.11 \times 3.931.2 + 2.37 \times 141}{594.98}$

= 1.28 > 1

第4の場合  $F_s = \frac{0.11 \times 6.130 + 2.37 \times 200}{1.263.32}$

= 0.90 > 1

上記計算の結果、第4の場合が最も不安定と云う結果を得たが、ここで気になることは、第3の場合の1.28 > 1である。

円弧すべりの仮定は、現地のクラックの発生状況と、

すべり面とから一応の仮定をしたのであるが、第3の場合、現にクラックが発生している事実と、計算結果との矛盾について若干の検討をする必要があろう。

まづ考えられる問題点として、① 地すべり方向のとり方、② クラックの性質、③ 土質試験結果の信頼性である。

① 地すべり方向のとり方

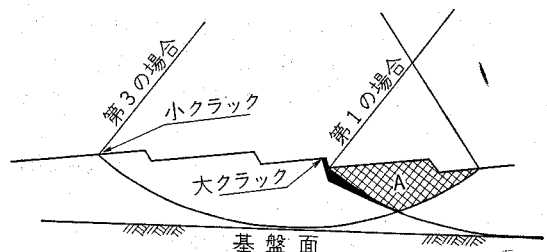
まづこの疑義については、地区上位部の5号支線道路沿いの三面張り水路にクラックが生じているが、これが約10m間隔に水路の流水方向に、ずり落ちたような形跡がみられること、高峰川橋梁の下流約40m附近に地すべりによる押し出し現象が発生し、約1mのずれが生じていること等から判断すると、現在の想定方向線よりやや右寄りではないかと考えられる。そこで高峰川橋梁下流約40mにずらして比較線を想定してみた。

	Fs1	Fs2	Fs3	Fs4
現在の想定線	1.53	0.91	1.28	0.90
比較想定線	1.15	0.99	1.07	0.97

この計算結果は上表のとおりで、即ち第1の場合と、第3の場合は比較案がより不安定と云う結果が出たが、1を下廻る結果とはならなかった。

② クラックの性質について

第1の場合の円弧すべりの起点に発生している大クラックが、その後もわづかではあるが進行しているのに比べ、それから上部に発生している小クラックは、その後、殆ど進行しておらず、その跡形も消滅しつつあることから、これらの小クラックは、下部の大クラック発生時に引張られて波及的に発生した、引張りクラックであると思われる。



図一 3

とすれば図3において、第1の場合の大クラックが急激に発生した場合、第3の場合の円弧すべりにおいては、Aの部分の押えが一時的に無くなると考えることができる、この影響で上部の力の均衡がくづれ、波及的に上部に向って小クラックが発生するものと考えられる。

このような考えにもとづき、第3の場合について安定計算をしてみると、次のとおりである。

区 間	$h_1$	$h_2$	$l$	A	$\theta$	$\sin \theta$	$\cos \theta$	$V = \gamma \cdot A$	$T = V \sin \theta$	$N = V \cos \theta$
A <sub>3</sub>	0	20	42	370	26.3	0.466	0.895	740	330.04	662.3
B <sub>3</sub>	20	25.5	41	869	12	0.208	0.978	1.738	361.50	1.699.76
C <sub>3</sub>	25.5	22.5	11.5	259	2.3	0.044	0.999	518	22.79	517.48
D <sub>3</sub>	22.5	0	19.5	214	-4.3	-0.078	0.997	428	-33.38	426.72
$\Sigma$			114						680.95	3.306.26

$$F_{s3} = \frac{0.11 \times 3.306.26 + 2.37 \times 114}{680.95} = 0.93 < 1$$

このことから、地すべり発生の瞬間においては、 $F_s < 1$  の状態となったことが推測される。

したがって、 $F_{s3} = 1.28 > 1$  においても、その下部に大々的に、二次すべりが発生した場合には、その瞬間において、力の均衡が破れて上位部に波及することも十分考えられる。

### ③ 土質試験結果の信頼性

サンプルの採取も大体妥当な位置で、その試験結果については、信頼し得る機関での試験結果で、これを全面的に信頼したい。

依って最も不安定で、且つ又すべりの推力が最も大きいと思われる第4の場合についてその推力  $P_R$  を計算すると、

$$\begin{aligned} P_R &= \Sigma T - \tan \phi \Sigma N - C \Sigma L \\ &= 1.263.32 - 0.11 \times 6.130.67 - 2.37 \times 200 \\ &= 114.95 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

### iv) 鋼管杭打工の計画

$$V_P = \frac{A_P \cdot f_0}{D} \dots \dots \dots \text{Hennes} \cdot F$$

式中、

$V_P$  : 地すべりの単位幅に対する杭の剪断抵抗  $\text{kg/m}$

$A_P$  : 杭の断面積,  $\text{cm}^2$

$f_0$  : 杭の許容剪断応力,  $2,400 \text{ kg/m}^2$

$D$  : 杭の中心間隔,  $\text{m}$

杭の剪断による安全率は

$$F_s = \frac{V_P}{P_R \cdot \cos \alpha}$$

式中  $P_R \cdot \cos \alpha$  は推力の水平分力で、杭打ヶ所までのすべり面の傾斜度  $\alpha$  の計算、

$$\begin{aligned} \Sigma_1^3 T + \Sigma_1^3 N &= 1.237.27 + 3.067.43 = 0.40335 \\ &= \tan 21^\circ 58' \text{ より、} \cos \alpha = 0.9274 \\ &\text{となる。} \end{aligned}$$

$F_s \geq 1$  より、 $F_s = 1$  と仮定すると、

$$V_P \geq P_R \cos \alpha = 114.95 \times 0.9274 = 106.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

杭の中心間隔を250mとすれば、鋼管の寸法は、

$$A_P = \frac{V_P \times D}{T_r} = \frac{106.6 \times 2.5}{2.4} = 111.04 \text{ cm}^2$$

鋼管外径267.4mm、厚9.3mm、 $A = 75.41 \text{ cm}^2$

H型鋼 150×150×7×10  $A = 40.14 \text{ cm}^2$

計  $A = 115.55 \text{ cm}^2 > 111.04 \text{ cm}^2$

依って、上記、断面寸法に決定する。

### おわりに

地すべり防止工については、現在のところ決定的な特効薬はないが、地すべり抑止工としては、杭打工、擁壁工、枠工等が採用されている。本地区の場合は、地すべり層が20m以上にも達し、層すべり型地すべりの素因を形成し、その規模が比較的大きいところから、鋼管杭打工法を採用したが、その効果については今後をまたねば判らない。幸い本地区には人家がなく農地であるところから、斯様なことも云っておれるが、人命にかかわるところでは、また、それに見合った規模の工法がとられるべきであろう。

一般に地すべり防止工については、決定的工法がないところから、抑止工と併用して地表水処理工、地下水処理工、侵食防止工等を適宜組合わせて実施しているところが多いようである。

本地区の場合、地表水の処理は農地復旧で実施し、又地下水処理については、林務の治山工事として、背後の山の地下水をトンネルで抜いているので、特に施工する必要はなかった。

災害復旧と云えど、無制限に工費をつぎ込むことは許されない。従前の安定度を回復するための限られた査定額の枠内で施工された本地区に、再度災害が起きないことを祈りつつ。

# 地すべり地帯におけるため池工法について

緒 方 齊\*

## 目 次

1. まえがき.....(60)	5. 工法の検討と対策.....(61)
2. 地区の概要と地すべり発生状況.....(60)	6. 施工状況.....(63)
3. ため池の概要.....(60)	7. あとがき.....(63)
4. ため池計画にあたっての問題点.....(60)	

### 1. まえがき

一般に地すべり地帯にダムを造れば地下水の自然排出機能は著しく阻害され、また貯留水の地下浸透により地すべりを促す誘因となるので、なるべくダムの築造は避けることが望ましいとされている。しかるに諸般の事情により止むを得ずため池の設置を行なう場合は上記問題点に対する工法を検討の要があるが、最近高峰地すべり地帯において実施したダムの築造にあたっての問題点および工法についてその概要を紹介することとする。本地区は昭和42年耕地災害復旧事業として採択されたもので、地すべりの規模も大きく特異なものであるため、ため池復旧工法と関連して地すべりの状況について述べる。

### 2. 地区の概要と地すべり発生状況

本稿で紹介する高峰地区は長崎県北松浦郡吉井町に存し、本町は石炭産業花やかなりし頃は22の炭鉱が存在し炭田の町として栄えたものであったが、その後のエネルギー革命により純農村地帯となったものである。

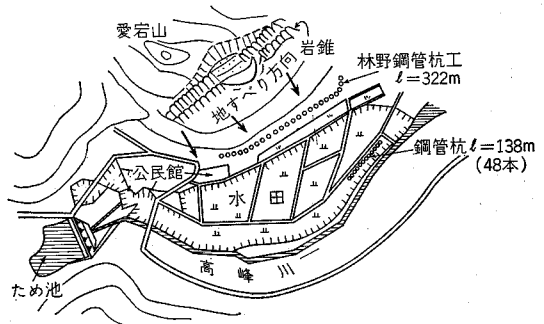
本地区の地すべりは昭和35年末頃から始まり、当時は水田の湧水源および井戸水の枯渇、宅地の土間に小亀裂が発生する程度のものであったが、昭和38年から39年にかけて最も激しい滑動が起り標高270mの愛宕山に大規模な地割れが発生、陥没現象、尾根の分断、末端崩壊が進行した。この地すべりは山林を中心としたものであって耕地には小亀裂が見られる程度で耕作には支障がない状況であった。

本地域はかかる現象発生に鑑み、昭和38年の初めに林野庁所管の地すべり防止区域の指定を受け、林務において水抜ボーリング、砂防ダム等一連の防災工事が行なわれ、工事の進捗に従って地すべり活動も落ち着き昭和41年頃には殆んど動く気配はなくなっていた。

しかし昭和42年7月9日に本地方を襲った未曾有の集

中豪雨(時間雨量125mm)により耕地密在地を中心に大規模な地すべりを起し、山容地傍は一変した。

この地すべりにより農地18.4ha(水田15.4ha、畑3.0ha)が耕作不能となり、加えて本地区をかんがいしていたため池、頭首工等用水施設が全面的に被災し機能を喪失したものである。



図一 高峰地区災害復旧計画平面図

### 3. ため池の概要

地すべりのために地形地盤の変動が著しく、原形復旧不可能なため農地については区画整理方式とし、これに関連する用水施設として復旧可能な12.5haの水田をかんがいをすることを目的として貯水量55,000m<sup>3</sup>の土堰堤を設けるものである。なお、堤塘の構造規模については下記のとおりである。

堤防の型式	前刃金式土堰堤
堤 長	139.3m
堤 高	15.0m
堤 体 積	49,200m <sup>3</sup>

### 4. ため池計画にあたっての問題点

地すべりにより旧地区内にあった箇所的小ため池が復旧困難となったので、前述のとおり地区上方にある高峰川流域に代替ため池を設けるものであるが、地質調査の

\* 九州農政局建設部防災課災害査定官



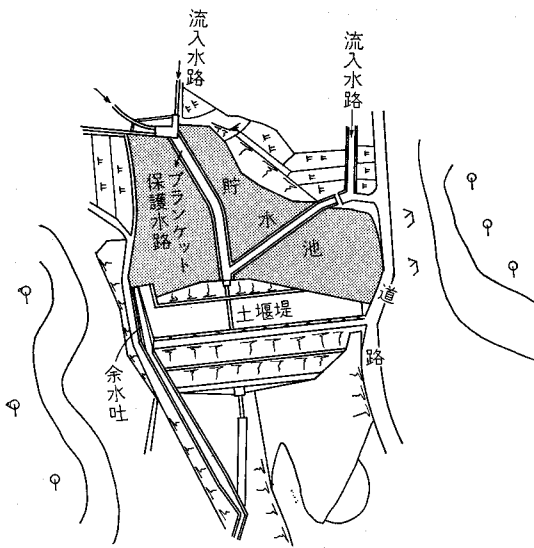


図-2 ため池附近平面図

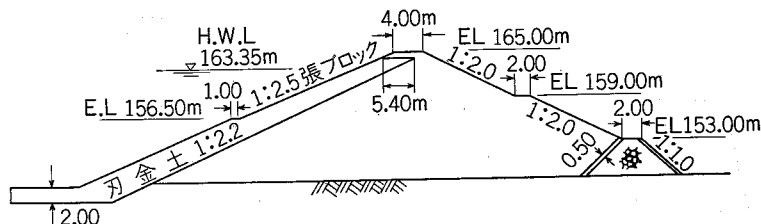


図-3 堤堰標準断面図

ため池予定地点の表層、基盤地盤（炭質頁岩又は砂岩）は透水係数が  $10^{-3} \sim 10^{-4}$  cm/sec と大であり、このままの状態では貯水した場合は貯留水の滲透により基礎地盤が飽和し、堤体のすべり崩壊が懸念される。

(3) 貯水池周辺よりの湧出水があること。

貯水池周辺より湧出していた地下水がダム貯水により自然排出機能が阻害され膨潤となり地すべりの誘因となる恐れがある等である。

### 5. 工法の検討と対策

ため池設置にあたって3項に述べたように地質上の問題点があったので、再三地質関係者の現地調査を依頼したところ、この地質上の問題に対する対策を講ずれば築堤可能との事であった。即ち、

(1) 地すべり原因の除去と防止対策

本地区全体の地すべり対策としては、林野庁所管の地すべり対策事業として山林部を中心とした地域に水抜壁道、鋼管杭等一連の防止工事が行われているが、これと平行して耕地災害復旧事業の一環として本地区の地すべり拡大を防止するため、農地復旧

結果一部に断層があり透水係数が大であるため従来行なわれていたダム築造のみの工法では地すべりの再発を促す恐れがあり、これを如何にして解決するかであった。即ち問題点として

(1) 本地域が地すべり地帯に属していること。

本地すべりは農地の存在する南北の線に発生し、ため池予定地点は今回の地すべり区域外で現状では安定していると認められるが、地質調査の結果古い年代ではあるが旧地すべりによる崩土が堆積していることが判明し貯水を行った場合飽和状態となり、この部分が崩落する恐れがあった。なお、本地域の地質は第3紀層すべり域（佐世保層群）に所在し、堆積岩類、即ち砂岩、頁岩の互層に薄い炭質物を夾在している。またダム地点を囲んで上位部に上記第3紀層を貫いて熔出した玄武岩が併入または露出している。

(2) 堤敷、池敷予定地点の地盤の透水性が大であること。

箇所には抑止工として延長138mに亘って口径250mmの鋼管杭48本を実施した。なお、高峰川左岸の旧地すべり崩土と目される部分は、現状では安定していると認められるが、ダム築造後の崩落が起れば堤体の安全に関する事であるのでこの部分の土量を切取ることとした。

(2) 貯留水の漏水防止対策

この対策としては当初近年用いられるようになったアスファルト等防水マットにより被覆を行なう工法があるが、経済性（マット被覆より15,000千円工事費軽減）を考慮して、出来るだけ現地で調達できる粘土により被覆を行なうこととした。しかしながら本工法を行うにあたっては、

- ① 施工事例が少ないこと。
- ② 河川流入水により粘土被覆部分が洗掘される恐れがあること。

③ 被覆厚が薄いことと、施工にあたって地下水の処理が完全に出来るであろうか。

等問題点があったが、これに対する工法としては、(3)(4)に述べる防止対策を講ずることにより処理出来当初の方針どおり粘土被覆を行なうこととした。

粘土被覆に当っては池敷内を現地地形に合わせて一定勾配に整形したのち15cm まきだし10cm 仕上げで被覆を行なったが、この被覆厚については一般に水圧の1/10程度とされており、最深部で1.50m厚となるが、貯水位が低下した場合において日照時の乾燥割れを考慮して安全を見込み2.00mとし、水深により被覆厚を変化させ最低厚を1.00mとした。この粘土被覆工は図-4のとおり堤体前刃金工と接続させ一体化を図った。

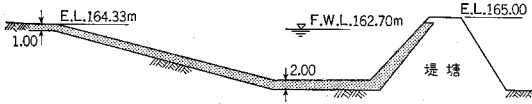


図-4 堤内被覆工断面図

(3) 貯水池周辺よりの湧出水の処理対策

貯水池周辺より湧出していた地下水排除と粘土ブランケットの膨潤化を防止するため湿田における暗渠排水の方法を応用して図-5のとおり堤敷内に数条のドレーン工を設け、この末端集水のため支線ドレーン工を行なった。

- ① 幹線 現地盤を掘さく後径300mmのコンクリートポーラス管(多孔管)を埋設し、周囲を栗石で巻込み上部を厚さ0.20m程度の砂利を敷均したうえ被覆を行なう。
- ② 支線 現地盤を0.50m掘さく後合成樹脂の径100mmのネトロン管を埋設し、幹線と同様に周囲を栗石で巻込み幹線同様の工法を行なう。

(4) ため池流入河川の末端処理

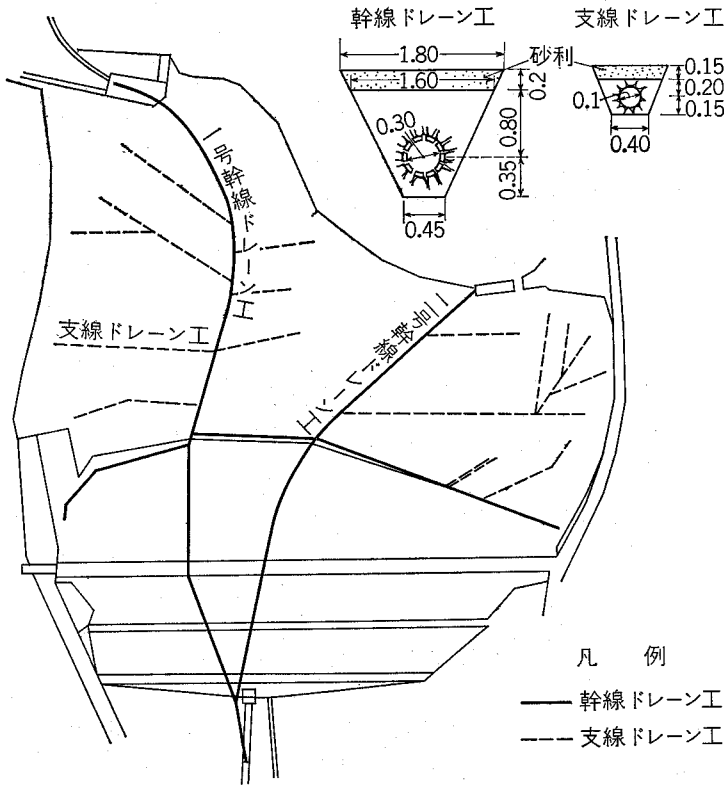


図-5 貯水池内ドレーン工配置図

粘土被覆を行なうために関連して生じた問題であるが、ため池空虛時流入水により被覆部分が洗掘される恐れがあるので、ため池流入口に合流水槽を設け、これより工事中の排水を兼ねて水路にて底樋に連絡し、排除することとした。この水路はアスファルト系マットにて被覆を行ない、貯水の場合は兩岸より横溢流式とし貯水できるようにした

(5) 堤体の構造について。

本工法と関連して当初ダムタイプは、①周辺に良

質粘土(室内透水試験  $10^{-6}$ cm/sec)が多量に存在すること。②堤高が15m以下の低ダムであること等のため均一型アースダムを計画したが、地質調査の結果ダムセンターは勿論であるが、池敷内についても表層、基礎地盤は透水性が大であり、貯水により末端部で湛水飽和し、かつ地下水位が上昇することになった場合、地すべりの再発を促すような事も考えられたので、池敷内を粘土で被覆しダム本体と池敷との一体化を図るため前刃金式とした。

## 6. 施工状況

本地区は42年災害復旧事業として採択されたが、上記のような問題点検討のため着工が遅れ、昭和44年の梅雨明けを待って8月より着工し、46年3月までの21ヶ月間の工期を要して完成したものである。

本工事は漏水防止工事が主眼点で堤体工および池敷被覆工を慎重に行う必要があり、堤体前刃金工および池敷内被覆工に用いる用土は公民館側の第1土取場（農地復旧田）、鞘土は山手の第2土取場より採取することとし、この運搬のため幅員4m、延長268mの仮設道路を設けた。

### (1) 堤塘工

築堤用土については6tダンプトラックにて運搬後11tブルドーザーにてまき出しけん引式タイヤローラーにて転圧した。

鋼土 15cmまき出し6回転圧で10cm仕上げ。

鞘土 20cmまき出し5回転圧で15cm仕上げ。

なお、浸潤線の低下を図るため下流側鞘土については比較的透水性の土を使用し、法尻にドレーン工を設けた。

### (2) 池敷内工

池敷内被覆工を行なうにあたっては、表土を取除くとともに施工を容易にするため、ほぼ現地形に合せてブルドーザーにて池敷内を一定勾配に整形したのち、

ドレーン工施工のため床掘を行ない排水管理設後周囲を栗石にて巻込み透水を容易にして、この表面に粘土被覆を行なった。このドレーン工設置は周辺地山の湧出水の排除のみならず、池敷内のドライワークの効用を果し、粘土被覆の転圧効果を高めるのに大いに役立った。粘土被覆の施工は堤体前刃金工と同様15cmまき出し6回転圧10cm仕上げとした。

なお、堤内工施工にともなう仮排水路と被覆施工後の洗掘防止のためアスファルト系マットで池内排水路を舗装した。

## 7. あとがき

以上地すべり地帯という特殊条件下において実施した、ため池の復旧工法について述べたが、現地で調達できる粘土で漏水防止工を行なったことが特筆されることであろう。また地下水排除工法としてのドレーン工を設けたことは粘土被覆施工にあたって完全なドライワークとなり、作業が容易になったことと転圧効果を高めたことは大いに利点があったことと認めている。

当初粘土被覆については実施例が少なく不安があったが、池内ドレーン工を併用して行えば問題が無いと思われ経済工法でもあるので、今後同じ状況下におけるため池の施工について、この報文がなんらかの参考に供せられるならば幸いであると考えている。

NEWJEC

土木、建築、電気・機械の



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

土木第2部 長 長野 秀二郎

土木第2部  
ダム構造室長 溝口 旦元

土木第2部  
ダム構造室次長 松井 豊

本社 大阪市南区長堀橋筋1-3 丸善石油ビル TEL 271-1251  
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 名古屋市中村区祐宣町4-24 八栄ビル TEL 581-7935

# 双葉ダムカットオフ及びグラウトの設計施工について

杉井 勲\* 駒村 勝善\*\* 有川 通世\*\*\*

## 目 次

1. まえがき.....(64)	4.1 手計算.....(68)
2. 地区及びダムの概要.....(65)	4.2 有限要素法による安定計算.....(69)
2.1 地区の概要.....(65)	5. グラウト計画.....(69)
2.2 ダムの概要.....(65)	5.1 グラウトの種類.....(69)
3. カットオフの設計.....(67)	5.2 注入材料, 孔の深さ, 及び孔の配置.....(70)
3.1 カットオフのタイプについて.....(67)	5.3 施工方法.....(70)
3.2 カットオフの幅.....(67)	6. カットオフの施工について.....(71)
3.3 アスファルト取付部及びカットオフ 背面.....(67)	6.1 施工計画.....(71)
3.4 岩盤根入.....(68)	6.2 掘削.....(71)
3.5 カットオフ排水パイプについて.....(68)	6.3 コンクリート打設.....(72)
4. 安定計算.....(68)	7. あとがき.....(72)

## 1. まえがき

双葉ダムは北海道開発局が現在施工中のダムであるが、昭和47年度からいよいよ基礎工事に着手し昭和48年

度から本格的に盛土を開始する計画である。

\* 小樽開発建設部後志中部農業開発事務所副長  
 \*\* 同上えん堤係長  
 \*\*\* えん堤係員

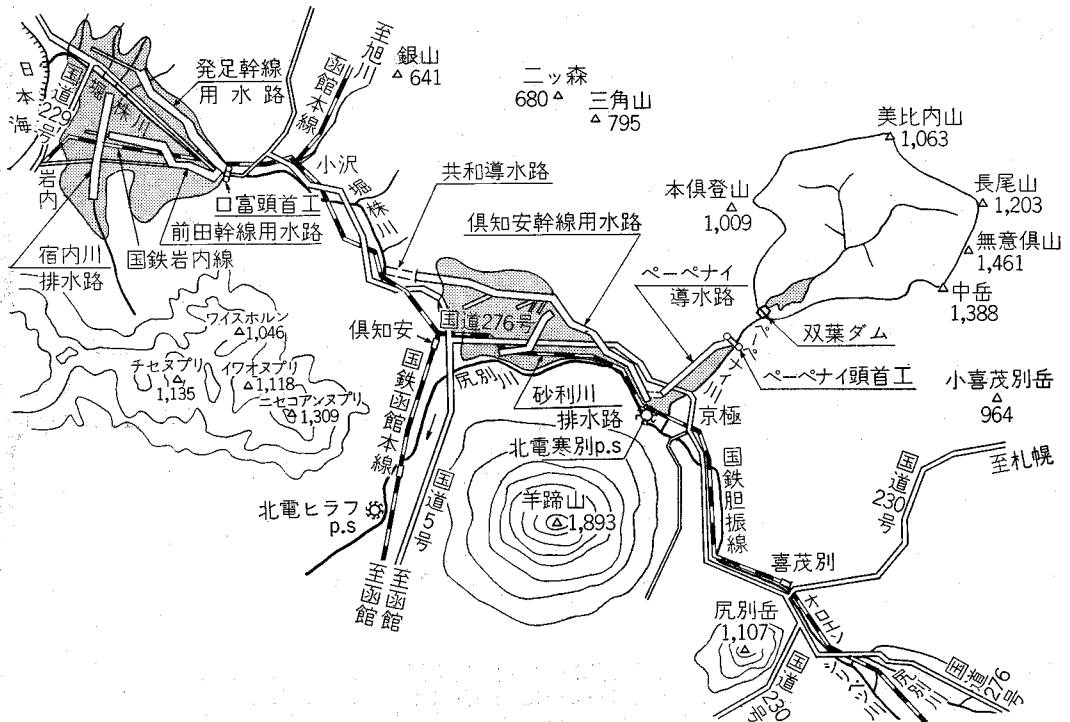


図-1 双葉地区概要図

この報文は本年度から3ヶ年計画で施工するカットオフ及びグラウト工事の設計施工上検討した事項について記述する。

## 2. 地区及びダムの概要

### 2.1 地区の概要

本地区は北海道の南部後志支庁管内のほぼ中央に位置し、受益地の1部は日本海に接した比較的温暖な地帯である。地区は尻別川と堀株川一帯に広がる喜茂別町、京極町、倶知安町及び共和町の4町で平坦部では主として水田経営がなされているが、水源の尻別川流域には北海道電力株式会社が水利権を持っており、又堀株川の源流は少なく、尻別川支流ペーナイ川も水温が低く、その他溪流水源も水量が非常に不安定な状態にある。加えて既設幹線水路は土水路で火山灰性土壌を通過するため漏水が著しく、用水不足に悩まされている。一方河川周辺の耕地は排水機能が失われ、浸水過湿等多大の被害を受け生産力の低い農業経営がなされている。本事業はこれらの問題点の打開策として、ペーナイ川上流に双葉ダムを建設し、頭首工1ヶ所新設、1ヶ所改修を始めとし、地区内幹線水路の整備、水利の整備統合を行ない併せて宿内川、砂利川幹線排水路の改修により農業生産性の向上と経営安定の基盤を確立するため、昭和43年国営直轄かんがい排水事業双葉地区として総事業費8,430,000千円をもって着工したのである。

### 2.2 ダムの概要

#### (1) ダム諸元

ダム諸元は表～1の通りである。

#### (2) 気象

中部後志地方は北海道の中でも、最も雪の多い所で、

表一 ダムの諸元

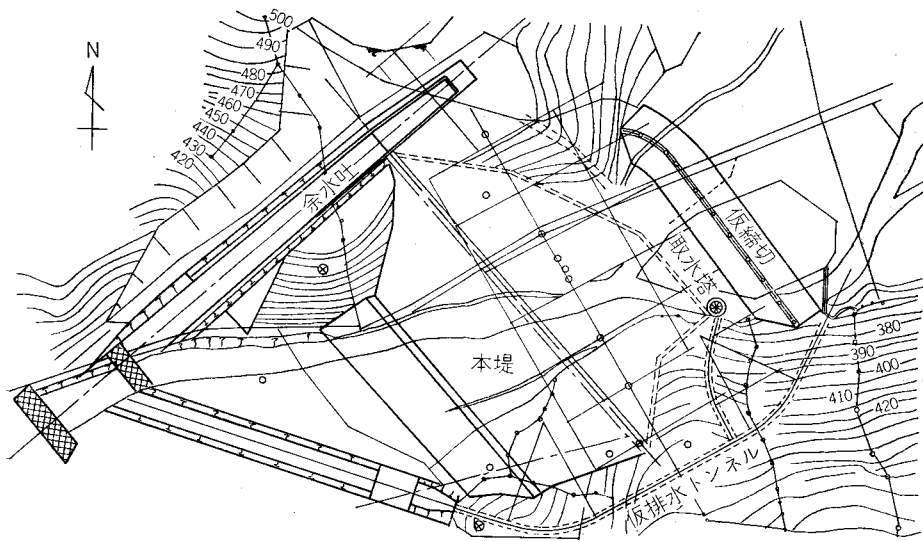
種 別	現 在 計 画
a) 貯水量	総貯水量 10,450,000m <sup>3</sup> 有効貯水量 8,866,000〃 貯留損失 443,000〃 推砂量 1,141,000〃
b) 型式	表面アスファルトフェーシングタイプブロックフィルダム
c) 堤高	基礎岩盤上 59.8m
d) 堤頂	天端幅 7.0m 堤長 234m
e) 堤体積	630,000m <sup>3</sup>
f) 法勾配	上下流共 1:1.85
g) 流域面積	63.4km <sup>2</sup>
h) 湛水面積	64.3ha Q=650m <sup>3</sup> /s
i) 余水吐	側溝式、溢流堤長 70m
j) 取水施設	表面温水取水 取水量 9.1m <sup>3</sup> /s
k) 仮排水トンネル	標準馬蹄型 r=2.70m L=335m
l) 仮締切	H=15.80m ＜トンネル呑口数高
m) 付替道路	L=5,229m

春の到来するのは遅く冬は早い。倶知安測候所の観測資料を表～2、3に示す。

#### (3) 地質

ダムサイト上流は基盤である緑色凝灰岩が地表に露出している所もあり川幅も広く段丘の発達が見られる。これに対しダムサイト下流にかけては安山岩が露出し谷幅は狭まる。

ダムサイトの基盤は新第3紀中新世脇方層でペーナイ



図一2 双葉ダムダムサイト平面図

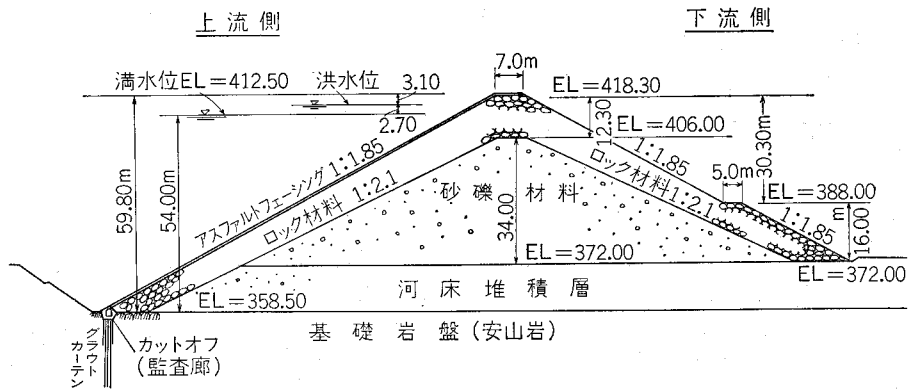


図-3 双葉ダム標準断面図

表-2 一般気象

観測所名	俱知安測候所	かんがい期 5月～9月	非かんがい期 10月～4月	計	備考
観測期間	S20年～S40年				
平均気温		16.1°C	-0.3°C	6.5°C	
平均降水量		688.3%	1,003.0%	1,691.3%	
降水日数		549.8	1,108.6	1,568.4	
根雪		90.3日	171.5日	261.8日	
無霜		70日	156日	226日	
最多		11月8日～4月22日		158日	
		6月2日～9月30日			
		南南西	最大風速	昭和26年9月27日	34.1m <sup>2</sup> /sec

表-3 月別気象

観測所名 俱知安測候所 自S20年 至S40年	位置 北緯42°-52'				東経 140°-45'				海拔 174.40m				計
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	
平均気質(°C)	-189.1	-16.8	-68.2	12.9	334.8	44.7	589.9	614.4	46.5	257.3	6.3	-96.1	237.5
平均降水量(%)	188.3	144.2	96.7	95.9	84.0	83.2	162.4	178.6	780.1	99.0	186.9	191.8	1,661.3
平均蒸発量(%)					115.0	112.6	101.5	108.1	77.5	52.4			567.1
平均降水日数(日)	30.2	26.8	26.3	18.3	15.6	18.3	19.1	1.4	18.9	19.1	24.1	26.7	261.8

イ綠色凝灰岩層と呼ばれている。この層の上には安山岩類が覆っている。

(i) 綠色凝灰岩

幾分軟質であるが風化は少く割れ目に乏しい均一な岩盤をなしている。透水性は非常に低い。

(ii) 安山岩

安山岩を大別すると次の通りである。

輝石安山岩 (A<sub>n1</sub>): 下部安山岩

綠色凝灰岩と接している。その境界から2～5m区間は、不均質で変朽安山岩が主で上位に移るにしたがい漸移的良好となり、節理は全般的にやや細かく、地表から数m～10数m迄は開口し、風化粘土を挟む所もあるが深

部では密着している。透水係数は大部分が10<sup>-4</sup>cm/sの範囲である。新鮮部での弾性波速度は3.8～4.2km/sを示し、ダム基盤としても堤体用ロック材料としても適している。

輝石安山岩 (A<sub>n2</sub>): 中部安山岩

下部安山岩を覆って分布するアズキ色及び暗緑色をした輝石安山岩を主とし、全般に下位の安山岩よりも風化が進んでいる。

透水性もやや高く10<sup>-3</sup>cm/r程度の値を示し、弾性波速度は2.0～2.5km/sである。

泥質安山岩 (A<sub>n3</sub>): 上部安山岩

淡紅色(アズキ色)の安山岩質火山砕屑岩である。一

般に割目が少く、均一の岩質であるが軟質で脆く、風化により、容易に砂状になり、ダム基盤とはならない。弾性波速度は、1.5~1.8km/s で非常に低い。

(iii) 第4紀層

現河川堆積層：礫，砂，粘土からなる。層厚は5~15mで透水性も高い。揚水回復法による透水試験より透水層としては2層構造を示している。

上層 深度5m迄  $10^{-2}$ cm/s

下層：深度5~15m迄  $10^{-3}$ ~ $10^{-4}$ cm/s

その他段丘堆積層，崖錐堆積層よりなる。

3. カットオフの設計

3.1 カットオフのタイプについて

ダムカットオフはダム本体，しゃ水壁部とならぶ重要な構造物であり，いろいろなタイプのものが施工されているが監査廊があるものとなないものに分けられる。

監査廊があると盛立と並行してグラウト注入を行ない工期を短縮したり，ダム完成後，漏水があれば再びグラウト注入が出来る利点がある反面，構造物自体が大きくなるので，掘削，コンクリート費が高つく。

どのようなタイプを採用するかは，現地の条件や将来の管理，監視体制を考えて決めるべきである。

双葉ダムのカットオフは図~4，5の変遷を経て最終断面の決定が行われた。

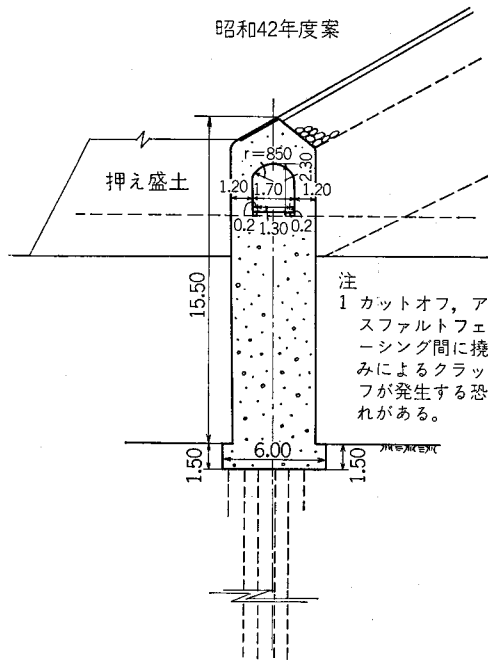
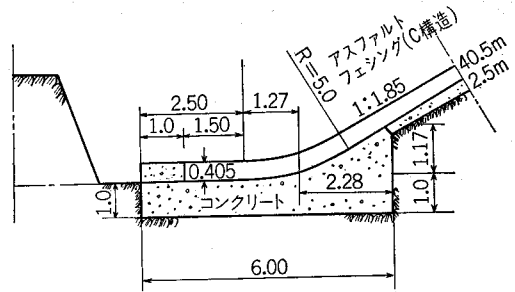


図-4 双葉ダム・カットオフ図

3.2 カットオフの幅

接岩部の幅は現地の岩質等より決定すべきであるが，

昭和46年度案



注  
1 監査廊がないのはダム管理上好ましくない。

図-5 双葉ダム・カットオフ図

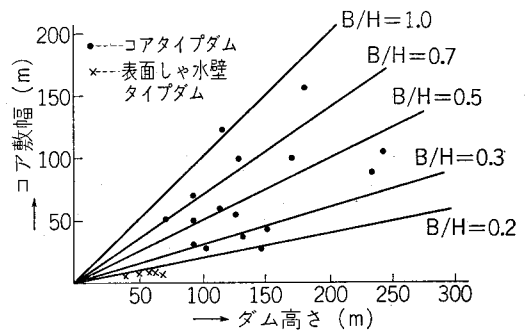


図-6 ダム高さとかコア幅の関係

施工された表面しゃ水壁タイプダムは図~6の通り，他のタイプのダムに比較して接岩部の幅が小さい。

そのため動水勾配が大きいので不良個所があると，パイピング現象を起し，下流河床砂礫を流亡させる恐れがあるので幅の決定は慎重に行う必要がある。双葉ダムの基礎は，ブランケットグラウト及びカーテングラウトの施工により完全に不透水帯を形成出来る岩質と判断し，最大水頭の10%はカット・オフの幅として最低限確保することにした。

$$EL \text{ m } EL \text{ m} \\ (415.20 - 355.50) \times 10\% = 6.0\text{m}$$

3.3 アスファルト取付部及びカットオフ背面

カット・オフの設計において最も注意する必要があるのはダム本体，カット・オフ及びしゃ水壁部の取付部分の構造である。

カット・オフと背面の盛立材料が不等沈下を起すと，アスファルトにクラックが発生してそれが原因となり漏水する場合もある。そのため，

- イ カット・オフの高さを極力小さくすること。
- ロ 背面の勾配をゆるくすること。
- ハ カット・オフ上のアスファルトが充分機械舗装が出来る構造にカット・オフを設計すること。
- ニ カット・オフとアスファルトが完全に密着する構

造にすること。

など充分注意しなければならない。この場合、アスファルトのたわみ性に過大に期待してはいけない。双葉ダムのカット・オフの設計にあたってはこれらの点を充分検討して設計を行った。

### 3.4 岩盤根入

双葉ダムカット・オフの基礎岩盤は下部安山岩であるが風化及び割目から区別すると次の通りである。

**D岩盤：**風化が最も進んでおり割目は完全に遊離している。カット・オフの基盤にならない。コア圧縮強度  $300\text{t/m}^2$ ，

**C岩盤：**かなり風化が進み、割目は開口している。岩石は割目に沿って数 cm ～数十 cm 変色脆弱化している。重要構造物及び荷重の大きい個所の基礎として好ましくない。コア圧縮強度  $7,560\text{t/m}^2$ ，

**B岩盤：**風化は少ない。岩石の内部は、新鮮で割目はやや多いが構造物の基礎として適している。コア圧縮強度  $8,610\text{t/m}^2$ ，

表面しゃ水壁タイプダムのカット・オフは貯水池側から水圧、基盤から揚圧力を受けるのに対し、堤体側からは充分な反力が期待出来ない事が多いので転倒、滑動に対する安定上からもなるべく良質な岩盤に埋め込まなければならない。双葉ダムカット・オフについても、どの区分の岩盤に挿入するか検討した結果、D岩盤は完全に取除き、基礎として期待出来るB、C岩盤に3.00m以上挿入（少くともその1m内は新鮮なB岩盤）する事とした。

以上の結果から断面は図～7の通り決定した。

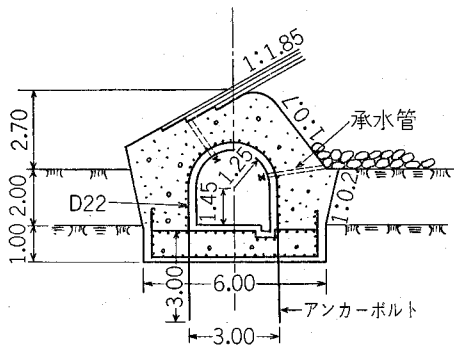


図-7 双葉ダムカット・オフ図

### 3.5 カット・オフ排水パイプについて

(1) アスファルト・フェーシング漏水量とカット・オフの取付構造を図～8の通りとする。アスファルト・フェーシング排水層からの漏水量の計算は次の通りである。

$Q = A \cdot K \cdot \frac{H}{L} \cdot t \cdot B$  ここで、A：ダム単位長さ当りの浸透面積、K：不透水層の透水係数  $6 \times 10^{-7}\text{cm}$

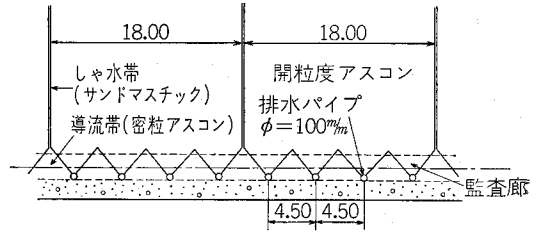


図-8 しゃ水帯詳細図

/s, L：不透水層の厚さ、H：平均水深、t：時間、B：1ブロックの幅

水深30m (E L385.20m) 以上の漏水量

$$A_1 = 27.30\text{m} \times 2.103 \times 1.00\text{m} = 57.41\text{m}^2$$

$$L_1 = 12.5\text{cm}$$

$$H_1 = \frac{27.30\text{m}}{2} = 13.65\text{m}, B_1 = 18\text{m} \text{ とすると}$$

$$\therefore Q_1 = 57.41 \times 10^4 \times 6 \times 10^{-7} \times 13.65 / 12.5 \times 18 = 677.16\text{cm}^3/\text{s} = 0.68\ell/\text{s}$$

水深30m (E L385.20m) 以下の漏水量

$$A_2 = 24.20\text{m} \times 2.103 \times 1.00\text{m} = 50.89\text{m}^2$$

$$L_2 = 18.5\text{cm}$$

$$H_2 = \frac{51.50 + 27.30}{2} = 39.40, B_2 = 18\text{m} \text{ とすると}$$

$$\therefore Q_2 = 50.89 \times 10^4 \times 6 \times 10^{-7} \times 39.40 / 18.5 \times 18 = 1,170.54\text{cm}^3/\text{s} = 1.17\ell/\text{s}$$

$$\therefore Q = Q_1 + Q_2 = 0.68 + 1.17 = 1.85\ell/\text{s}$$

(2) アスファルト・フェーシング漏水排除パイプ

パイプの径を  $\phi 100\text{mm}$  と仮定し、ヘーゼン、ウィリアム公式を用いて1本当りの排水量を計算すると次の通りである。

$$Q = 0.27853 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot I^{0.54}$$

ここで C：流速係数 C=140

D：管径 D=0.10

I：動水勾配 I=1/3 (1:30で配管する)

$$Q = 0.27853 \times 140 \times (0.10)^{2.63} \times (1/3)^{0.54} = 50.9\ell/\text{s}$$

パイプは  $\phi 110\text{mm}$  の塩化ビニールパイプを安全を見込んで4.5m ピッチで配置する。

(3) バックプレッシャ排除パイプ

地山からの湧水や雨水が堤体内に浸透してバック・プレッシャとしてカット・オフの背面に働く恐れがあるので、それを排除するため、100mmの塩化ビニールパイプを4.5m ピッチで配置する。

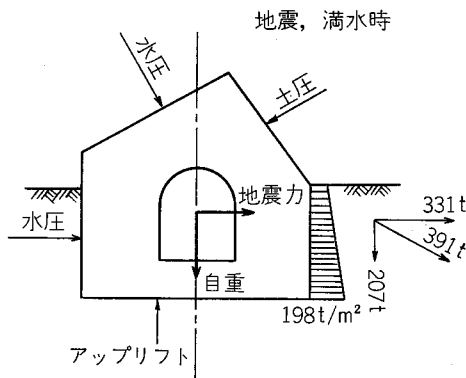
## 4. 安定計算

### 4.1 手計算

図～9の断面を用い次の2つのケースについて安定計算を行った。

下流地震、満水時





図一 安定計算断面図

上流地震, 空虚時

荷重としては次の通りである。

土圧…クーロンの土圧公式

水圧…満水位より基礎岩盤根入部までの静水圧

地震時動水圧…ウエスターガートの公式

揚圧力…カット・オフ底部上流端で静水圧と同値,

下流端で0とし, その間は直線的に変化する

自重

震度…水平震度0.15, 鉛直震度0.075,

計算結果は次の通りである。

下流地震, 満水時

合力の作用線は, 下流壁に働き, 圧縮応力のみが発生する。新鮮なB岩盤で支持する。

上流地震空虚時

合力の作用線は下盤に働き, 圧縮応力のみが発生する。基盤は新鮮なB岩盤なので充分支持力が期待出来るので問題はない。

4.2 有限要素法による安定計算

(1) 計算の必要性

カット・オフは, 一般にマッシュな構造に設計されるため, 内部応力が問題となることは少ない。このため, 手計算の所で述べた様な荷重に対してカット・オフ全体の安定性を検討すれば充分と考えられるが, 近年有限要素法による計算手法の進歩に伴ってカット・オフ内部応力の詳細な検討も実施される様になった。これは手計算では次の事が問題になるからである。

イ 水圧に対する堤体盛土のカットオフ背面における受働土圧力はクーロン式を採用するがクーロン式においては, カット・オフの変位と土圧力との関係が捉えられておらず, カット・オフが僅か1/1,000mm 変位しても土圧力はそれに依って変化する事が実験的に確かめられており, これらの事を手計算で解明する事は困難である。

ロ 複雑な形のカット・オフ内部応力の解明が困難である。

(2) 計算の方法

今回の解析はダム本体, カットオフ, 河川堆積層, 基礎岩盤を一体と考え解析断面内の材料はすべて弾性体として挙動するものとする。荷重として土圧, 水圧, 地震時動水圧, 揚圧力地震力及び自重を考慮する。荷重状態は手計算の場合と同じであり, 物理定数は表4の通りである。

表一 物理定数

材 料	単位体積重量 r(g/cm³)	弾性定数 E(kg/cm²)	ポアソン比
ロ ッ ク	1.65	5.0×10³	0.3
河 床 砂 礫	2.07	5.0×10³	0.3
風 化 岩	2.70	2.0×10⁴	0.2
新 鮮 岩	2.70	8.0×10⁴	0.2
コンクリート	2.40	2.1×10⁵	0.2

(3) 計算の結果

水圧及び地震力が作用するとダム本体は変形をおこそうとし, その影響がカット・オフ及び基礎岩盤に現れる。その結果カット・オフ頂部付近に2mm程度の変位が生じかつ底版上流端周辺のコンクリート及び岩盤に許容値を越える引張応力が発生している。

これは手計算からは予想されなかった事であるが, 有限要素法に於いては, すべての材料を弾性体と仮定しており, 壁体が, 水圧を受けた堤体盛土により, 実際には壁背面に引張応力を及ぼす事はあり得ないにもかかわらず, 引っ張られるような結果が出てくる事による影響が大きいと思われる。実際に即した方法で再計算の必要があり, 現在その方向で検討中であり, 結果は次の機会に発表したい。

5. グラウト計画

5.1 グラウトの種類

次の2通りのグラウトを施工する。

イ カーテングラウト

カーテングラウトは地盤強化を目的とするものではなく, シャ水壁の延長として基礎岩盤内に止水膜を形成して止水効果を期待するものである。双葉ダムについてもカット・オフ上よりカーテングラウトを施工する事により, 漏水の低減を計る。

ロ ブランケットグラウト

ブランケットグラウトは, カーテングラウトに先だつて施工されカーテングラウトの効果をたかめるような場合に採用される。双葉ダムについても, カーテングラウトの両側に浅いグラウトの施工を行い, 滲透路長を延ばす事によりパイピングによる下流河床砂礫の流亡を防止し, かつカーテングラウトによるミルク漏れを少くし,

同時に注入圧をあげるためブランケットを施工する。

### 5.2 注入材料, 孔の深さ, 及び孔の配置

#### (1) 注入材料

双葉ダム基礎岩盤はクラックが発達しているの、一般に使用されているセメントより物理的性質がすぐれているコロイドセメントを使用する。

#### (2) 孔の深さ

孔の深さを決定するのに、一般に経験公式を参考としている。

即ち

$$d = 1/3 \cdot h + C$$

d : 孔深, h : 静水頭, C : 係数で 8~20 とする。

双葉ダムについても、この公式を採用する。

$$h = 57.6\text{m} \quad C = 10 \quad \text{とすると}$$

$$d = 1/3 \times 57.6 + 10 = 29\text{m}$$

しかし、これはあくまで目安であるので、テストグラウトを行い、その効果を見て孔の深さを決定したい。

#### (3) 孔の間隔

孔の間隔は、これまでのダムで施工された事例等を参考として決定する。カーテン・グラウト・ブランケットの孔の配置は図~11の通りである。

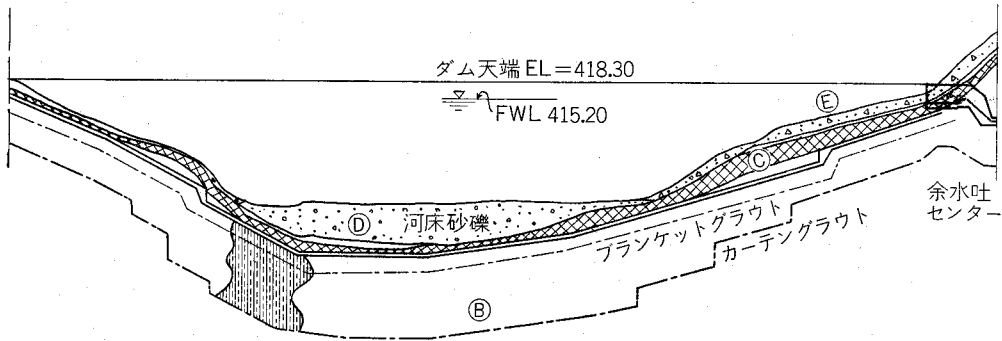


図-10 カット・オフ地質展開図

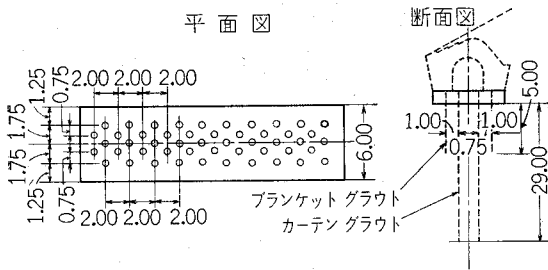


図-11 グラウト施工図

コンクリート・ベットの出来ないので、グラウト自身により上部ウェイトを造成しながら、順次高圧グラウトを施工する方法を採用する。

#### (2) 注入ステージ

ステージ長は注入目的からすれば短いほどよいが、経済的にコストが高くなる。一般にステージ上部は、ステージ長を短かくして綿密なグラウトを行ない、それ以下はこれより長くとられている。双葉ダムではステージ長を表~5の通りとする。

表-5 ステージ長

ステージ	第1ステージ	第2ステージ	第3ステージ	第4ステージ	計
ステージ長	5m (コンクリート含む)	8m	8m	8m	29m

### 5.3 施工方法

#### (1) 注入工法

注入工法には、上部から順次注入してゆくステージ工法とグラウト計画所定深までボーリングを行い、孔底より順次パッカーにより上位に向かって注入するパッカー工法がある。双葉ダムではコンクリートダムのように厚い

表-6 注入圧力の計算

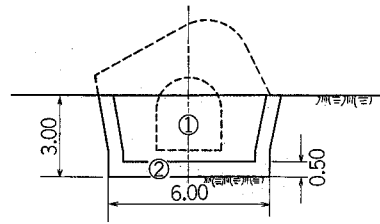
公式	第1ステージ	第2ステージ	第3ステージ	第4ステージ
孔深 (コンクリート含む) の 0.2~1.0	5.0m × 0.2~1.0 = 1.0~5kg/cm <sup>2</sup>	1.3m × 0.2~1.0 = 2.6~13kg/cm <sup>2</sup>	2.1m × 0.2~1.0 = 4.2~21kg/cm	29m × 0.2~1.0 = 5.8~29kg/cm <sup>2</sup>
水頭の 2~3	5.8m × 2~3 = 11.6~17.4kg/cm	6.3m × 2~3 = 12.6~18.9	7.1m × 2~3 = 14.2~21.3	7.9m × 2~3 = 15.8~23.7



い、その材料を 8t ダンプトラックで運搬して、本堤盛  
立材料に利用する。又岩盤掘削断面図は図～15の通りで  
ある。

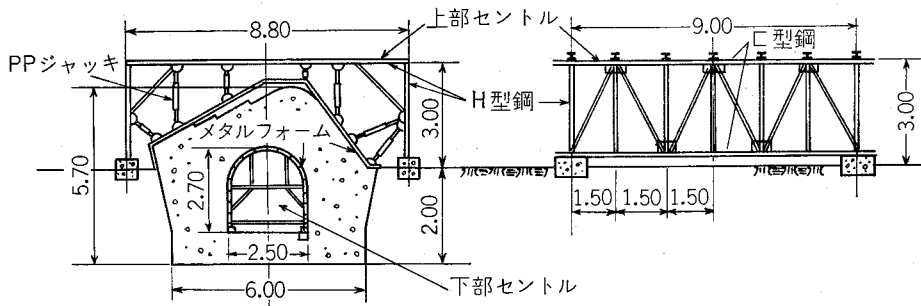
### 6.3 コンクリート打設

施工継目は 9 m に 1 か所ずつ設け、この部分には塩化  
ビニールの止水板を 2 重に施工する。又コンクリートの  
収縮を少なくするため収縮防止剤をセメント使用量の 7 %  
添加する。コンクリートの打設はポンプ車を使用する予  
定である。なお上部セントル図は、図～16の通りであ  
る。



- ① 岩両切堀削発破堀削パワ-ショベル積込
- ② 仕上堀削ピツハンマー堀削ベルコン積込

図-15 カット・オフ岩盤掘削断面図



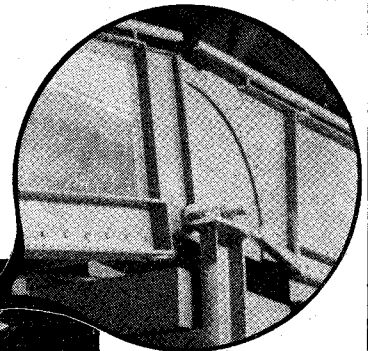
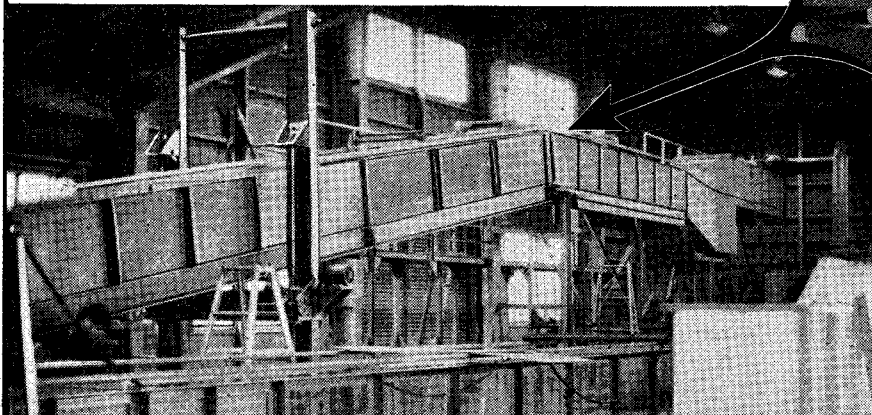
図～16 上部セントル図

### 7. あとがき

カット・オフ及びグラウトの設計にあたり御指導を賜

った前双葉かんがい排水事務所長井上慎一氏を始め、西  
松建設、青木建設、後志中部農業開発事務所関係各位に  
紙面を借りて厚く御礼申し上げます。

# 三友の 水理試験装置には アイデアが生きています



ウォームスクリージャッキ  
による勾配可変方式（最大傾  
斜15°）を採用した  
急傾斜（溪流）可変開水路  
HO-35  
と、側面を同一にして水の乱  
れを防止するため円弧スライ  
ド方式を採用したジョイント  
の拡大写真



水理試験機製造販売  
株式会社 三友精機製作所

本社営業部 東京都文京区本駒込 4-16-9  
電話(03)821-7887・2833 113  
柏工場 千葉県柏市豊四季新宿 945-300  
電話(0471)67-1226 277

# 地表排水計画のたて方

緒形 博 之\*

## 目 次

1. はじめに.....(73)	7. 湛水計算 (ポンプ排水の場合) .....(79)
2. 排水本川.....(74)	3. 湛水計算 (自然排水の場合) .....(82)
3. 排水の対象地域と基幹排水施設.....(75)	9. ポンプ容量の決定.....(83)
4. 遊水池の水位と面積.....(75)	10. ポンプと自然排水ゲートの操作.....(85)
5. 降雨, 流出の計画基準値.....(76)	11. おわりに.....(86)
6. 単位図と流出量.....(78)	

### 1. はじめに

排水計画のたて方と排水施設の規模をきめる計算方法は、用水計画に比べて、不明確な点が多く、技術体系の整備もやや立ち遅れの感がある。その原因は、排水事業の効果が用水事業ほど直接、明快ではなく、受益者の範囲も用水事業に比べると不明確な場合が多いため、事業発足の段階で、その事業にどの程度の効果を期待するかという点が、ややあいまいであること、従って、事業完了後においても、効果のチェックが厳密に行なわれないことが多く、その結果として、過去の経験の積み上げが効果的に行なわれないままに経過して来たためと考えられる。もう一つの理由は、排水事業で取り扱かう自然現象が複雑であって、技術体系の整備の基となる十分な質

と量の情報を入手することが困難なためである。

第一の基本的な原因の対策については、別の機会に触れることにし、ここでは第二の原因に関して、排水計画の樹立に際して、どのような情報を、どのように処理すべきかという点について、一つの考え方を紹介したいと思う。

これから述べる内容は、アメリカ陸軍の技術者の便覧<sup>1)</sup>に示された例題によるもので、堤防で囲まれた低平な市街地の内水排除を目的としたものであるが、わが国の農地の地表排水の計画手法にも参考になる点が多いものと思われる。

この排水計画は、ミシシッピ州の東ジャクソン地区の内水排除のための計画であり、その目的は、地区周辺の堤防と地区内の排水施設によって、地区に沿って流れているパール川の洪水から、この地区を防御し、あわせ

\* 東京大学農学部

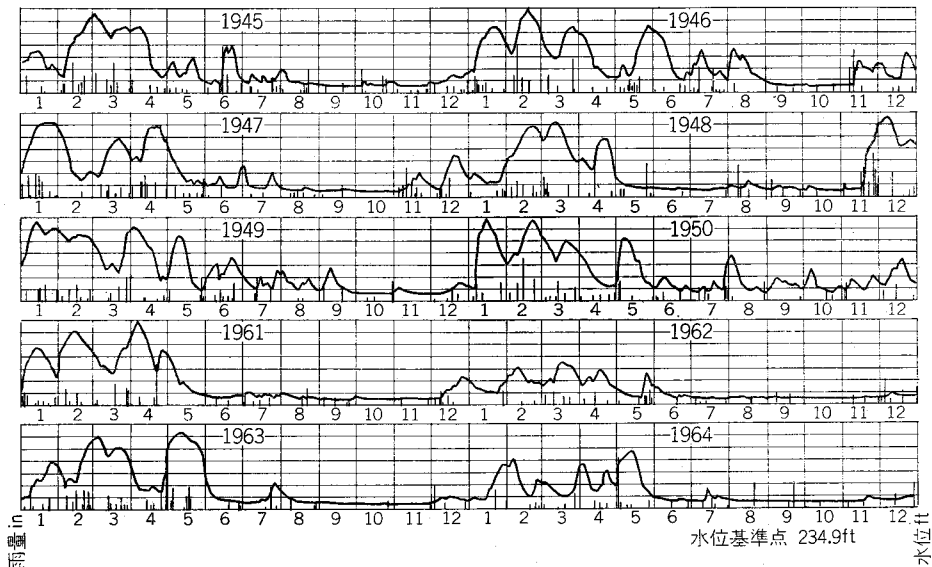


図-1 パール川の水位と雨量

て地区内の排水状態を改良しようとするものである。

ジャクソンは、ミシシッピ河口の大都市ニューオーリンズの北方約 250km にある都会で、パール川はその東北の丘陵に源を発し、ジャクソン付近を経て、メキシコ湾にそそいでいる。

## 2. 排水本川

ジャクソン量水標地点におけるパール川の流域面積は 8,250km<sup>2</sup> で、栗橋地点における利根川の 8,588km<sup>2</sup> に匹敵する。

1901~12, 1928~63の45年間の水位記録によると、水位の変動範囲は海拔 235~272ft である（付近の地盤高は約 250ft）。洪水による水位の上昇速度は緩慢で、降雨後 2~3 週間後にピークがくる。雨量と水位の記録の一部（1945~1954）を図-1 に示す。

このデータから各年の最大のピーク流量とその頻度との関係を求めると、図-2 の①曲線のようになる。図-2 の②曲線は同じデータによって、暦年にかかわらず、流量の多いものから順次に取り上げて、ピーク流量と頻度との関係を求めたものである<sup>2)</sup>。量水標地点は排水計画の対象地域から隔っているの、この頻度曲線は、この川の他の地点や、この地方の他の河川の流量の頻度を参考にし、それらを総合して作成された。また図-2 の流量は貯水の影響を受けていない。もし将来、上流に貯

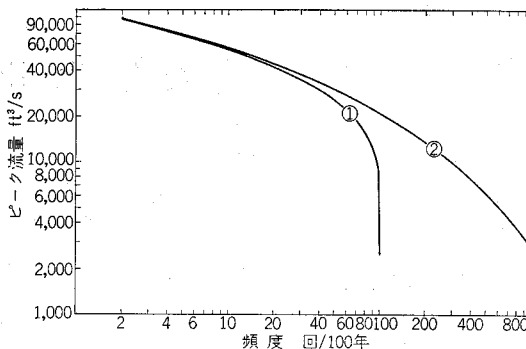


図-2 ピーク流量頻度

水池が作られ、それが流量の頻度に影響を与えるのであれば、それに対応する新たな曲線が準備されなければならない。

次に、各月および年間の水位継続曲線は図-3(b)の通りである。この水位継続曲線は、まず流量継続曲線を作った後、将来最も起こりそうな河道条件での水位・流量曲線（図-3(a)）を用いて、流量を水位に変換して作られたものである。その理由は、ある地点の水位は、堤防や水路の改修によって変わるけれども、流量の頻度は流域の条件が変わらない限り安定しているからである。

図-3 から各月の洪水流量の分布を図-4 のように求

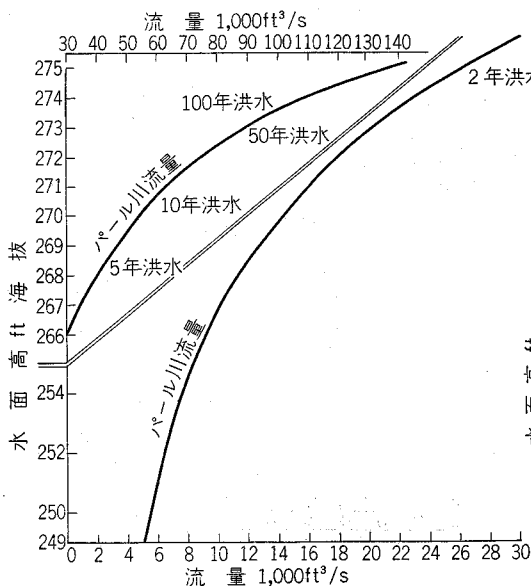


図-3(a) 水位—流量曲線

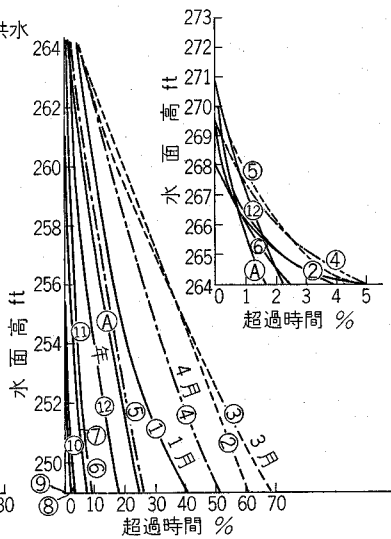


図-3(b) 水位超過時間

めることができる。図-4 の上図はジャクソン気象観測所における月平均雨量、最大月雨量、各月の最大日雨量、各月の平均降雨日数 (0.1in 以上) を示している。

図-4 によって、内水排除のためにポンプを運転した

なければならない河川水位と、排水区域内に降る大雨の時期とが、どの程度一致するかを知ることができる。

以上のような排水本川に関する情報は、それを直接に計画計算に使うと否とにかかわらず、内水排除の計画基

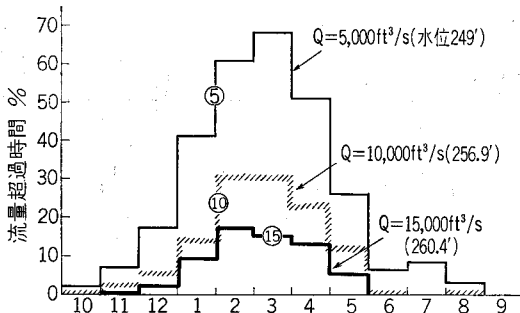
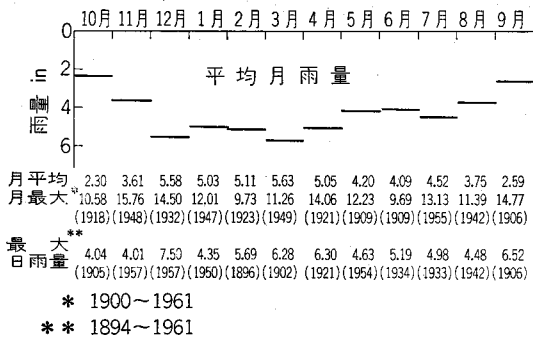


図-4 月雨量、流量超過時間

準値の選定に影響を与えるので、計画決定に重要な役割をはたすものである。

### 3. 排水の対象地域と基幹排水施設

排水地区に関連する流域は図-5に示す5,460haで、そのうち1,460haは排水路で分割されて、直接にパール川へ排水されるので、正味の流域面積は4,000haである。

地区内は平坦な地形で、パール川の氾濫により被害を受けるばかりでなく、その水位上昇によって、地区内の排水はできなくなる。土地利用はかなり進んでいるにもかかわらず、明確な排水方式はまだ固まっていなかつた。

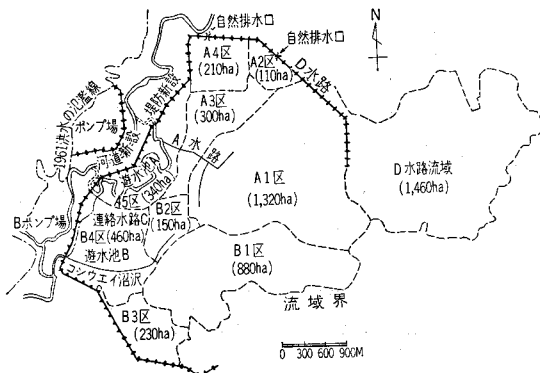


図-5 排水区域流域地図

た。

パール川の蛇行部をショートカットして、不用になった旧河道に沿う区域は、遊水池として利用することができる。そこで排水本川の水位が高くて、自然排水口からの排出が不可能な時に、地区内の水をこの遊水池に集めるように幹線排水路を配置する。そしてその湛水をポンプで排出するという計画の基本方針がきめられた。

このような基幹施設が設置されるのと並行して、支線排水路以下の末端施設が、各々局所的な条件を満足して、それぞれ完全な排水ができるように立案される。

幹線排水路の配置などに関する最終計画が定まるまでに、第一案と第二案の二つが検討された。

地区の東部にある1,460haの地域をD水路で分割し、この区域からの水を直接に排水本川へ自然流下させるという考えは両案共通である。

第一案では、地区内の分割区A(2,280ha)からの流出をA遊水池へ導くために、A水路が作られる。排水本川の水位が低いときには、分割区Aの水はD水路を経て、排水本川へ直接に自然排水される。水位が高いときには、A水路を経て、A遊水池へ導かれる。分割区B(1,720ha)の水はBポンプ場に隣接するB遊水池へ集まる。連絡水路CはA遊水池とBポンプ場とを結び、これによって遊水池の水はBポンプ(または自然排水口)を経て排水本川へ排出される。

第二案では、Bポンプ場(第一案と同じ位置)から東北に向ってA1区まで延びているコンウエイ沼沢に手を加えて、A1区の水をBポンプ場まで導き、これと分割区Bとを合せて、計3,040haの水を直接にBポンプ場へ送る。この場合には、水路Aは作らない。A遊水池の集水面積は960haとなるので、連絡水路Cは小さくなる。

図-5にはA2地区とA3区からの自然排水口が示されているが、この他にも、河川堤防に沿って、小さな自然排水口が配置されることになっている。

### 4. 遊水池の水位と面積

遊水池の上限水位と湛水区域は慎重に定めなければならない。自然排水口やポンプの容量を正しく決定するためには、湛水区域の面積と容量との関係が精密に定められていることが必要である。これらは詳細な地形情報を処理することによって得られる。図-6は遊水池の水位と水面積と容積の関係を表わしたものである。

表-1も同じ内容であるが、この表の1-6~1-13欄には水位と水深と面積との関係が示されている。例えばA遊水池で、計画水位を262ftとすると、水深1ft以上の湛水をする面積は390エーカーであり、3ft以上湛水をする面積は342acである。この場合、3ft以下の湛水をしている面積73(=415-342)acは、深刻な湛水

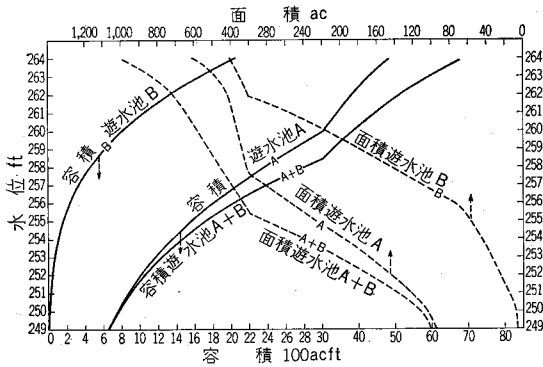


図-6 遊水池の面積と容積

被害を受けないので、他の目的にその土地を利用することも可能である。一方、湛水深の大きい部分では、湛水による災害を最小に止めるような土地利用についての配慮が必要である。

1—14欄では、流域にどの程度の降雨があった場合に、遊水池の水位がどこまで達するかをみることができる。

### 5. 降雨，流出の計画基準値

表-2は排水計画の解析に必要な降雨頻度のデータを、使い易い表にまとめたものである。この数値は米国気象庁の「降雨頻度地図」から必要なデータを求めて作

表-1 遊水池の水位・水面積・容積

基準面からの高さ	水位 ft 海拔	水面積 ac	正味容量(249'以上) acft		各水深の面積									湛水容量に 相等する流 出高 in
			$\frac{(A_1+A_2)D}{2}$	累和	1'	3'	5'	7'	9'	11'	13'	15'		
1	2	3	4	5	1	7	8	9	10	11	12	13	14	
(a) 遊水池A (流域面積5620 ac)														
0	249	95												.22
1	250	105	100	100	95	0	0	0	0	0	0	0	0	.75
3	252	145	250	350	123	95	0	0	0	0	0	0	0	1.47
5	254	195	340	690	170	123	95	0	0	0	0	0	0	2.43
7	256	255	450	1140	227	170	123	95	0	0	0	0	0	3.65
9	258	315	570	1710	283	227	170	123	95	0	0	0	0	5.10
11	260	365	680	2390	342	283	227	170	123	95	0	0	0	6.77
13	262	415	780	3170	390	342	283	227	170	123	95	0	0	8.95
15	264	605	1020	4190	480	390	342	283	227	170	123	95		
(b) 遊水池B (4260 ac)														
0	249	6												.02
1	250	8	7	7	6	0	0	0	0	0	0	0	0	.11
3	252	25	33	40	15	6	0	0	0	0	0	0	0	.31
5	254	45	70	110	34	15	6	0	0	0	0	0	0	.65
7	256	75	120	230	57	34	15	6	0	0	0	0	0	1.27
9	258	145	220	450	111	57	34	15	6	0	0	0	0	2.28
11	260	215	360	810	180	111	57	34	15	6	0	0	0	3.75
13	262	305	520	1330	254	180	111	57	34	15	6	0	0	5.75
15	264	405	710	2040	350	254	180	111	57	34	15	6		

られた。

各降雨時間の降雨強度のうち、最大強度のものについては、さらに短時間に分解してある。例えば、10年確率の雨について、4日間の雨量 9.0 in のうち、最大 24hr 雨量 6.3 in はさらに 6hr 毎の内訳を示し、その 6hr 雨量の最大値 4.8 in については、さらに 1hr 毎の内訳を示してある。

表-3は10年確率雨量の計画基準値として用いる降雨分布を示したものである。計画計算では、最も危険な結

果をもたらすような分布を仮定するのが習わしである。従って、表-3の3—3, 4欄のように、24 hr 雨量を小さいものから大きい方へ順番にならべる。最大 24 hr 雨量 6.3 in の内訳を、さらに 6 hr に分けて、小さいものから 3—5, 6欄のようにならべる。最大 6 hr 雨量の 1 hr 毎の内訳を 3—7, 8欄にならべる。これらを 3—9欄に累計すると、10年確率雨量 9.0 in に等しくなる。

この基準雨量から有効雨量を求めるには、次の方法に



表一2 降雨継続期間と頻度

行番号	継続期間 hr	期 間 雨 量 in						S P S	(2)
		確 率 year							
		2	5	10	25	50	100		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
(a) 最大雨量 累和									
1	1	2.0	2.4	2.7	3.1	3.5	3.8	6.6	
2	2	2.6	3.1	3.5	4.0	4.5	5.0	8.3	
3	3	2.9	3.5	4.0	4.5	5.1	5.8	9.7	
4	4	3.2	3.8	4.3	5.0	5.7	6.3	10.6	
5	5	3.3	4.0	4.6	5.3	6.0	6.7	11.4	
6	6	3.4	4.2	4.8	5.6	6.3	7.0	12.1	
7	12	4.0	4.9	5.6	6.6	7.4	8.2	15.9	
8	18	4.3	5.3	6.0	7.2	8.0	8.9	18.3	
9	24	4.5	5.6	6.3	7.6	8.5	9.4	20.1	
10	48	5.3	6.6	7.6	9.0	10.2	11.4	22.4	
11	72	5.8	7.2	8.4	10.0	11.3	12.7	23.6	
12	96	6.3	7.8	9.0	10.7	12.1	13.7	24.0	
(b) 1時間雨量									
13	0—1	2.0	2.4	2.7	3.1	3.5	3.8	6.6	
14	1—2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.7	
15	2—3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.8	1.4	
16	3—4	0.3	0.3	0.3	0.5	0.6	0.5	0.9	
17	4—5	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.4	0.8	
18	5—6	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.7	
(c) 6時間雨量									
19	0 to 6	3.4	4.2	4.8	5.6	6.3	7.0	12.1	
20	6 to 12	0.6	0.7	0.8	1.0	1.1	1.2	3.8	
21	12 to 18	0.3	0.4	0.4	0.6	0.6	0.7	2.4	
22	18 to 24	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	1.8	
(d) 24時間雨量									
23	0 to 24	4.5	5.6	6.3	7.6	8.5	9.4	20.1	
24	24 to 48	0.8	1.0	1.3	1.4	1.7	2.0	2.3	
25	48 to 72	0.5	0.6	0.8	1.0	1.1	1.3	1.2	
26	72 to 96	0.5	0.6	0.6	0.7	0.8	1.0	0.4	

よる。6hr 最大雨量 4.8 in に対する浸入による損失を 1hr につき 0.05 in (3—11欄) とし、これを 3—8 欄の 1hr 雨量から引くと、3—12欄の 7~12行のような有効雨量が求められる。24hr, 6hr 雨量に対する流出率は、7~12行の値を参考にして、同時に既存のデータを考慮して、1~6行のように定められた。3—12欄の 1~6行の値は期間雨量に流出率(3—10欄の 1~6行)を乗じて求められた。

流出計算の都合によって、3—12欄の有効雨量は 3—14欄の時刻に集中しているものと仮定した。このことは、降雨が必ずしもこの時間に限定しているのではな

く、流出に寄与する有効雨量がこの時間に限定されているという意味である。

表一3のような降雨分布の考え方は日本ではこれまで使われていない方法で、参考になると思われる。しかし一方では、この便覧の著者は次のように述べている。降雨分布や有効雨量を定めるために、あまり手数をかける必要はない。たしかに、合理的な降雨分布を論理的に推定し、事象を合理的に配列して、計画基準とすれば、計画の広い範囲をうまくカバーするのに都合がよいと考えられる。しかし、このことは中位の平均的な湛水が生ずると期待される時のみ正しい。ところが、このような

表—3 降雨分布と有効雨量 (10年確率)

行 番 号	時 刻	降 雨 量 分 布						累 和	有 効 雨 量 と 降 雨 時 間					
		24hr		6 hr		1 hr			流出率	損失雨量 in/hr	有効雨量	累和	降 雨 時 間	
		順序	in	順序	in	順序	in							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1	24	4	0.6	—	—	—	—	0.6	20	—	0.12	0.12	12—1 P.m.	
2	48	3	0.8	—	—	—	—	1.4	25	—	0.20	0.32	12—1 P.m.	
3	72	2	1.3	—	—	—	—	2.7	30	—	0.39	0.71	12—1 P.m.	
4	78	1	(6.3)	4	0.3	—	—	3.0	40	—	0.12	0.83	5—6 a.m.	
5	84			3	0.4	—	—	3.4	50	—	0.20	1.03	11—12 a.m.	
6	90			2	0.8	—	—	4.2	70	—	0.56	1.59	4—6 P.m.	
7	91			6	0.2	—	—	4.4	(75)	.05	0.15	1.74	6—7 P.m.	
8	92			5	0.3	—	—	4.7	(83)	.05	0.25	1.99	7—8 P.m.	
9	93			4	0.3	1	—	5.0	(83)	.05	0.25	2.24	8—9 P.m.	
10	94			3	0.5	—	—	5.5	(90)	.05	0.45	2.69	9—10 P.m.	
11	95			2	0.8	—	—	6.3	(92)	.05	0.75	3.44	10—11 P.m.	
12	96			1	2.7	—	—	9.0	(98)	.05	2.65	6.09	11—12 P.m.	
									9.0	(72)		6.09		—

中位の湛水では、貯留効果によって降雨分布の特徴は弱められてしまうであろう。

6. 単位図と流出量

排水計画の流出解析で大切なことは、将来の条件の下での流出状況を表わすことである。一般に将来の予測は

概略の近似に過ぎないので、単位図や流出解析もそれに応じて簡単なもので済ませることができる。しかし、総合的な判断のために、できる限り豊富な情報を集めることは必要である。

表—4は地区内の各分区の単位図の作り方を示したものである。この計算方法はアメリカ陸軍の便覧<sup>9)</sup>に従っ

表—4 単位図の合成

行 番 号	流 域 面 積		Snyder の 総 合 単 位 図													
	番 号	ac	Mi <sup>2</sup>	L (Mi)	L <sub>ca</sub> (Mi)	(L <sub>ca</sub> ) <sup>.3</sup>	C <sub>i</sub>	t <sub>p</sub>	t <sub>r</sub> (t <sub>p</sub> /5.5)	t <sub>r</sub> (Hrs)	Lag = t <sub>pr</sub>	640C <sub>p</sub>	Q <sub>pr</sub> cfs/Sq Mi	Q <sub>p</sub> cfs	W-50 (Hrs)	S-Curve (Max cfs if T <sub>R</sub> =1)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	A.1	3250	5.08	3.0	1.7	1.63	1.6	2.61	0.47	1.0	2.74	350	128	650	4.4	3276
2	A.2	270	0.42	0.6	0.3	0.60	1.6	0.96	0.17	1.0	1.17	300	256	108	1.9	272
3	A.3	740	1.16	1.4	0.7	0.99	1.5	1.49	0.27	1.0	1.67	350	210	244	2.4	746
4	A.4	520	0.81	1.2	0.6	0.91	1.6	1.46	0.27	1.0	1.64	300	183	148	2.7	524
5	A.5	840	1.31	0.4	0.2	0.47	1.1	0.52	0.10	1.0	0.75	400	534	700	0.9	847
6	B.1	2150	3.36	3.7	1.5	1.67	1.6	2.67	0.49	1.0	2.80	350	125	420	4.4	2167
7	B.2	360	0.56	1.2	0.6	0.91	1.1	1.00	0.18	1.0	1.20	350	291	163	1.7	363
8	B.3	570	0.89	2.6	1.8	1.60	1.6	2.56	0.47	1.0	1.70	350	206	183	2.4	575
9	B.4	1120	1.75	1.1	0.5	0.85	1.1	0.94	0.17	1.0	1.15	370	322	563	1.5	1129
10	2B	7450	11.63	6.0	3.5	2.49	1.2	2.99	0.54	1.0	3.10	360	116	1350	4.6	7510

たもので、方法は一般にも広く知られている<sup>9)</sup>。

表—4において、L：流域の出口から河道に沿って流域上流境界までの距離、L<sub>ca</sub>：流域の出口から流域の中心までの距離、C<sub>i</sub>、C<sub>p</sub>：流域の性質を表わす係数、この

表の値について説明されていないが、流域の現状、将来の開発予定などから決められたものと思われる。t<sub>p</sub>：有効雨量の中心から単位図のピークまでの遅れ時間、t<sub>r</sub>：t/5.5で計算される有効雨量の継続時間、t<sub>r</sub>：当該問題

に適用される単位図の有効雨量の継続時間、ここでは一率に1hrが採用されている。 $t_{pR}$ :  $t_R$ の中心から単位図ピーク流量までの遅れ時間、 $t_{pR} = t_p + 0.25(t_R - t_r)$ ,  $q_{pR}$ : 単位図の単位流域面積当りのピーク流量、 $q_{pR} = 640C_p/t_{pR}$ ,  $Q_p$ : 単位図のピーク流量、 $Q_p = q_{pR} \times (\text{流域面積})$ ,  $W-50$ : 単位図のピークの50%流量の継続時間、

$W-50 = 770/q_{pR}^{1.08}$ , S-Curve: S-hydrograph<sup>4)</sup>の高さ。

表—5は流域内の各分区の単位図である。この値は表—4の値を基にして描いた単位図に平滑化の補正をほどこして求めたものである。複合された流域については、重ね合わせ計算が行なわれている。

表—5 各分区の単位図 (1hr単位)

時間	B 流域						A 流域						
	B-1 (2150ac)	B-2 (360ac)	B-3 (570ac)	B-4 (1120ac)	1 B = B1+B2 + B3+B4 (4260ac)	2 B = 1B+A1 (第2案) (7450ac)	A-1 (3250ac)	A-2+A-3 (1010ac)	A-1+A-2 + A-3 (4260ac)	A-4 (520ac)	A-5 (840ac)	1 A (第1案)	2 A = A2+A3 + A4+A5 (2370ac)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1	0	120	0	280	400	400	0	0	0	0	600	600	600
2	60	150	40	450	700	850	150	50	200	50	200	450	300
3	250	70	160	320	800	1300	500	150	650	140	47	837	337
4	400	23	188	79	690	1350	660	200	860	140		1000	340
5	420		100		520	1150	630	200	830	100		930	300
6	350		50		400	870	470	150	620	50		670	200
7	240		30		270	570	300	90	390	30		420	120
8	150		10		160	360	200	60	260	14		274	74
9	100				100	230	130	40	170			170	40
10	75				75	165	90	30	120			120	30
11	40				40	90	50	20	70			70	20
12	30				30	70	40	10	50			50	10
13	20				20	50	30	10	40			40	10
14	15				15	35	20	5	25			25	5
15	10				10	16	6	3	9			9	3
16	7				4	4							
S-Curve Max	2167	363	578	1129	4234	7510	3276	1018	4294	524	847	5665	2389

表—6は流域1A(第1案のA遊水池の流域)について、10年確率計画雨量による流出量の計算方法を示したものである。6—2欄には3—13欄で求めた単位図が転記されている。6—3欄の13行は3—14欄1行の降雨時刻に当るので、その有効雨量0.12inが6—4欄に記される。これに伴う流出量は単位図と有効雨量の積として計算される。以下同様にして、各時刻の有効雨量に対する流出量を求め、これらを合計して6—22欄のように表面流出量が計算される。第4日目の4~6 P.m.の有効雨量0.56inは1hrづつに分割して計算されている。

このようにして求められた10年確率雨量に伴う各分割区からの流出量が表に記載されている。ただし、この表には、主要な流出の生ずる84~112時の流出量が示されている。7—3欄の数値が表—6で求められたものであり、他欄の値も同様な方法で求められる。

表—8は以上のようにして計算された第一案における

総流出量である。8—4欄の数値は、7—3欄と7—4欄との合計である。2年、5年、100年の確率計画雨量(表—2)についても、同様な計算を行なうことにより、表—8が完成する。この情報は以下に述べるポンプ容量、自然排水口容量を決める湛水計算の流入量として使われる。

### 7. 湛水計算 (ポンプ排水の場合)

この計算は、表—8の値を流入量とし、流出量としては各種のポンプ排水量を適用した場合に、遊水池の水位の上限を求めんとするものである。ただし、連絡水路Cは十分に大きくて、A遊水池とB遊水池とは、水位が一体として変動するものと仮定してある。

図—7(a)のⓄ曲線は10年確率雨量によって(A+B)遊水池に流入する水量の累加量を示している。図—7(b)の直線はいろいろなポンプ排水量による、遊水池が

表-6 流出量計算(10年確率)流域1A

行番号	1-Hr 単位図	流 出 量 (72時以前)									流 出 量 (72時以後)									表面流出 (72~96時)		
		時刻	有効雨量	ft <sup>3</sup> /s	時刻	有効雨量	ft <sup>3</sup> /s	時刻	有効雨量	ft <sup>3</sup> /s	0.12	0.20	0.28	0.28	0.15	0.25	0.25	0.45	0.75		2.65	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
1	600	1			37	0.20	120	73		16												16
2	450	2			38		90	74		10												10
3	837	3			39		167	75		4												4
4	1,000	4			40		200	76														0
5	930	5			41		186	77														0
6	670	6			42		134	78	0.12		72											72
7	420	7			43		84	79			54											54
8	274	8			44		55	80			100											100
9	170	9			45		34	81			120											120
10	120	10			46		24	82			112											112
11	70	11			47		14	83			80											80
12	50	12			48		10	84	0.20		50	120										170
13	40	13	0.12		49		8	85			33	90										123
14	25	14		72	50		5	86			20	167										187
15		15		54	51		2	87			14	200										214
16	9	16		100	52			88			8	186										194
17		17		120	53			89	0.28		6	134	168									308
18		18		111	54			90	0.28		5	84	126	168								383
19		19		81	55			91	0.15		3	55	234	126	90							508
20		20		51	56			92	0.25		1	34	280	234	68	150						767
21		21		33	57			93	0.25			24	260	280	112	112	150					952
22		22		15	58			94	0.45			14	188	260	209	209	112	270				1,203
23		23		9	59			95	0.75			10	118	188	250	250	209	202	450			1,567
24		24		6	60			96	2.65			8	77	118	232	232	250	377	338	1,590		3,090
25		25		4	61	0.39	234	97				2	48	77	168	168	232	450	628	1,192		2,863
26		26		3	62		176	98					34	48	105	105	168	418	750	2,218		3,784
27		27		2	63		326	99					20	34	68	68	105	302	698	2,650		3,903
28		28			64		390	100					14	20	42	42	68	189	502	2,464		3,317
29		29			65		363	101					11	14	30	30	42	123	315	1,776		2,321
30		30			66		261	102					7	11	18	18	30	76	206	1,113		1,469
31		31			67		164	103					3	7	12	12	18	54	128	726		954
32		32			68		107	104						3	10	10	12	32	90	450		601
33		33			69		66	105							6	6	10	22	52	318		409
34		34			70		47	106							2	2	6	18	38	186		250
35		35			71		27	107									2	11	30	132		175
36		36			72		20	108										4	19	106		129
37																			7	66		73
38																				24		24
計									6.09													30,506

表一7 流出量 (10年確率)

時刻 hr	A.1 (3250ac)	第 1 案		第 2 案	
		1 A (5620ac)	1 B (4260ac)	2 B (7450ac)	2 A (2370ac)
1	2	3	4	5	6
84	54	170	112	148	134
85	116	123	159	213	69
86	143	187	172	288	72
87	132	214	147	290	72
88	99	194	109	241	62
89	106	308	196	294	209
90	224	383	364	470	277
91	375	508	514	738	284
92	492	767	643	1018	392
93	580	952	749	1240	460
94	677	1203	925	1503	624
95	877	1567	1260	1935	891
96	1486	3090	2433	3310	2214
97	2389	2863	3111	4599	1377
98	2619	3784	3115	5502	1394
99	2279	3903	2554	5170	1284
100	1646	3317	1895	4174	1040
101	1057	2321	1398	3043	680
102	702	1469	624	1981	411
103	449	954	561	1262	251
104	299	601	358	814	143
105	183	409	255	561	103
106	140	250	144	326	67
107	98	175	105	245	37
108	57	129	69	166	31
109	16	73	50	107	15
110	0	24	29	45	8
111		0	11	11	0
112			0	0	

らの排出の累加量を表わしている。

洪水の初期には、流入の割合は、ポンプの排出量より小さいので、両者が等しくなる時点をかきめる必要がある。(b)の直線⑥を例にとると、その勾配と㊸曲線の勾配は92時において等しくなっている。㊸曲線の上位部でも、同じ勾配をもつ切線を引くと、ほぼ103時が切点となる。上下の二切線間の鉛直距離は遊水池の最大湛水量  $S_{max}$  を表わし、この場合には、その値は 2,470 acre-feet である。他の排出量についても同様の操作を行ない、 $S_{max}$  を求め、これを(c)の㊸曲線のようにまとめる。標高 243ft を基準として考え、図一6から、この標高の湛水容量を求めると、660acre-feet である。㊸曲線の値に 660 を加えると、(A+B) 遊水池の正味湛水

表一8 遊水池 (A+B) への流入量

時刻 hr	流入量 $ft^3/s$ (流域面積 9880 ac)			
	2年確率	5年確率	10年確率	100年確率
1	2	3	4	5
84	195	245	282	405
85	195	245	282	405
86	248	312	359	515
87	249	314	361	518
88	209	264	303	435
89	348	438	504	724
90	516	650	747	1073
91	706	889	1022	1467
92	974	1227	1410	2025
93	1175	1480	1701	2442
94	1470	1852	2128	3056
95	1952	2460	2827	4059
96	3814	4806	5523	7930
97	4126	5198	5974	8578
98	4764	6003	6899	9906
99	4459	5618	6457	9272
100	3599	4535	5212	7484
101	2568	3236	3719	5340
102	1653	2082	2393	3436
103	1046	1318	1515	2175
104	662	834	959	1377
105	458	578	664	953
106	272	343	394	566
107	193	244	280	402
108	137	172	198	284
109	85	107	123	177
110	37	46	53	76
111	8	10	11	16
112	0	0	0	0

量を表わす㊸曲線を得る。図一6の水位一容量曲線を用いて、この値を標高に変換したのが、㊸曲線である。従って、㊸曲線は100万GPMまでのポンプ排水量に対応する、10年確率雨量によっておこる最高湛水位を表わしている。

同様な操作を2年、5年、100年の確率雨量について行ない、その結果をまとめたのが図一8である。この図では湛水の基準標高を 249ft の他に、253、256ft とした場合の曲線も描かれている。図一8を読むと、ポンプの吸水槽の設計水位が 249、253、256ft のときについて、ポンプ排水量をどれだけ増せば、最大湛水位をどこまで下げることができるかがわかる。この曲線を使う場合に、ポンプ排水量は内外水位差によって変化することが無視されていることを忘れてはならない。これに関する補正は、ポンプの大きさを最終的に決定する際に行な

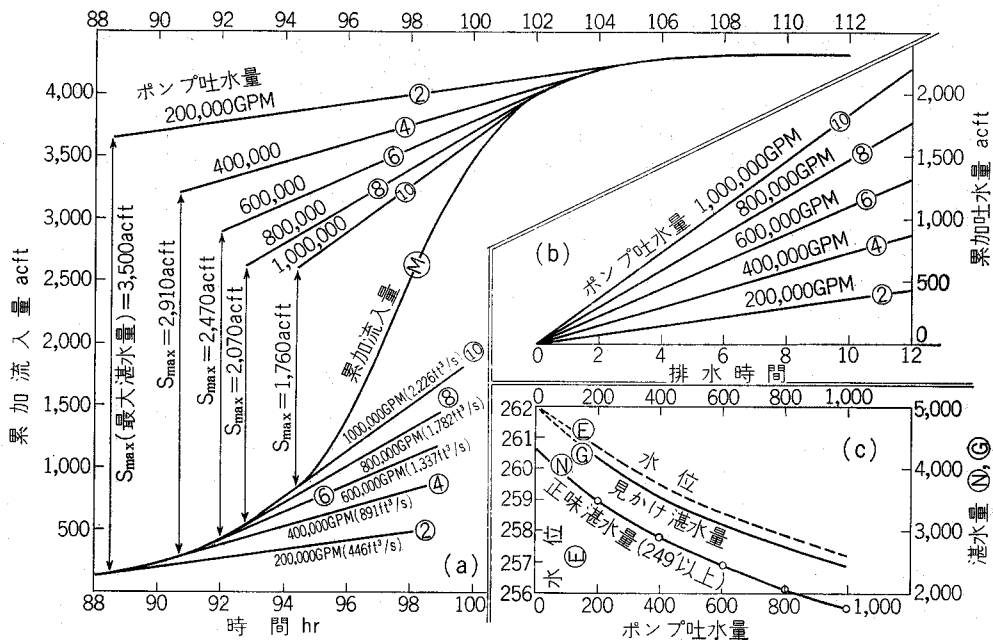


図-7 累加流入量 (10年確率) 流域面積 9880 ac

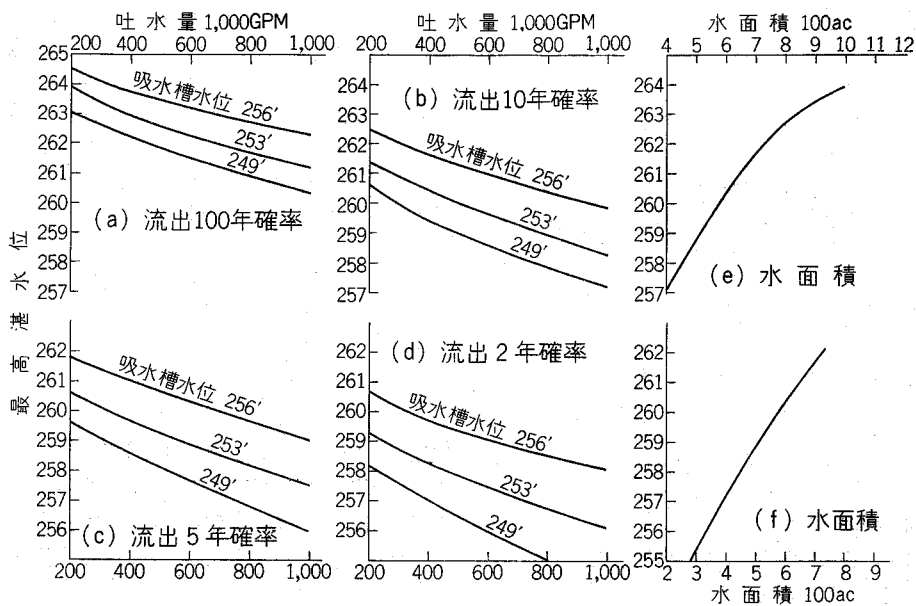


図-8 吸水槽水位, ポンプ吐水量, 最高湛水位の関係

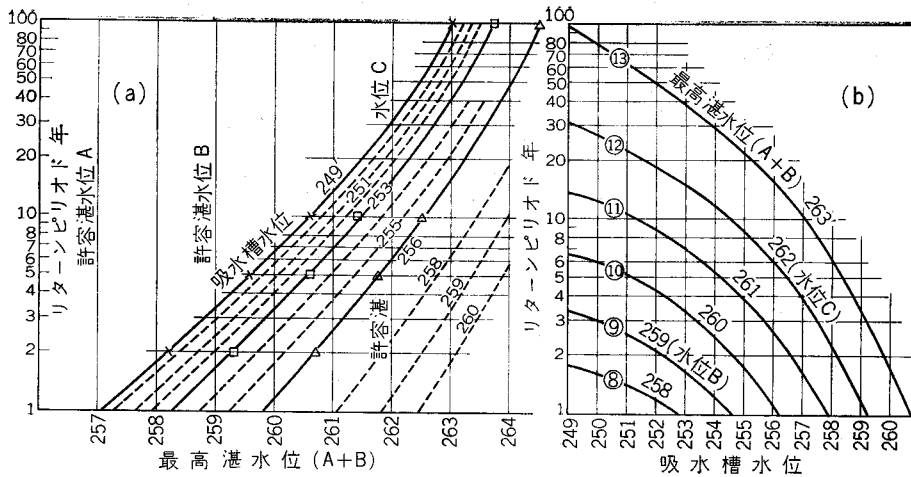
うことができる。

図-9はポンプ排水量200,000 GPMの場合について、降雨頻度と吸水槽設計水位と最高湛水位との関係を表わしたものである。(a)と(b)は同じ内容であるが、(a)では、最高湛水位と降雨頻度とが与えられたとき、必要な吸水槽水位を求めるのに便利であり、(b)は、吸水槽水位と降雨頻度とが与えられたとき、湛水位がどの高さまで達するかを見るのに都合がよい。ただし、この図は内

外水位差にかかわらず、ポンプ排水量は一定と仮定している。許容湛水位A, B, Cについては後で述べられる。

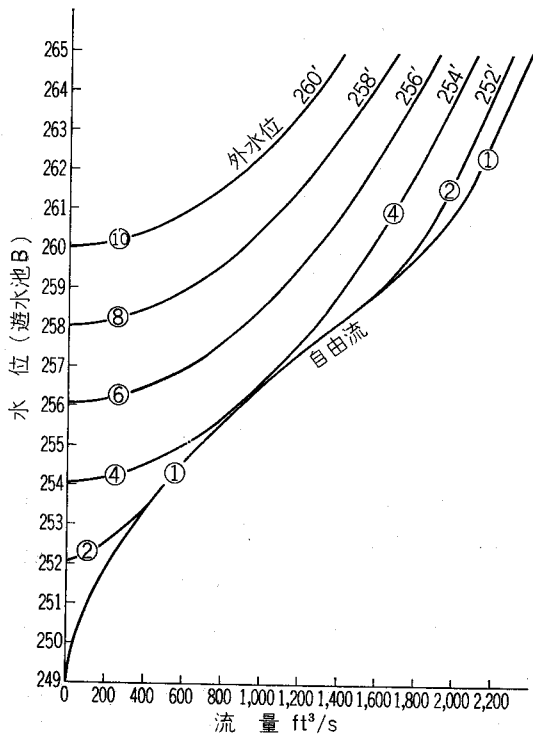
### 8. 湛水計算 (自然排水の場合)

自然排水口の計画に当たっては、その位置、大きさ、構造、水理特性に関する試案が定まると、図-10のような水位・流量曲線が準備される。これらの曲線は排水口の



図—9 流出頻度，吸水槽水位，最高湛水位の関係（ポンプ吐水量 200,000 GPM）

水理特性を用いて算定されたものである。



図—10 自然排水口の流量曲線  
(5'×5' 排水口 4 連)

図—10の關係を使って，自然排水の場合の最高湛水位が図—11のように求められる。この図は図—9の(a)と似た内容をもっているが，曲線のパラメータとして，吸水槽水位の代りに外水位が使われている。(a)は5'×5'の排水口が4連の場合，(b)は8連の場合を表わしている。この中間については，二つの値から補間できるので，ある外水位条件の下で，所望の湛水位以下に抑制す

るためには，何連の排水口が必要であるかを知ることができる。

次に図—12は100年と10年の確率雨量によって(A+B)遊水池に生じた湛水を，排除するに要する時間を表わしたものである。この図の①曲線は自然排水口のみによる排除時間，②，④直線はポンプのみによるもの，③と⑤は両者を並用したものである。ポンプによる排除時間は，湛水量を平均排水量(内外水位にかかわらず一定と仮定)で割ることによって求められ，自然排水口による排除時間は，外水位が十分に低くて，もぐりのない自由流出であるとして求められた。従って，この図は排除時間の大よその目安を示すに過ぎない。

### 9. ポンプ容量の決定

#### (1) 許容湛水位

ポンプ容量を決定するためには，地区内の許容湛水位を定めなければならない。それは地区内の土地利用状況を検討した結果，表—9のように選定された。

許容湛水位の種類と内容については便覧<sup>1)</sup>の本文に詳述されており，概略の定義については，文献<sup>2)</sup>でも述べられている。

表—9 許容湛水位

許容湛水位		基準標高 249 以上の湛水容量	
種別	水位(ft)	湛水量 (acft)	流域からのこれに相 等する流出高 (in)
A	257	1,700	2.07
B	259	2,660	3.23
C	262	4,490	5.46
D	264	6,240	7.59

#### (2) 計画基準雨量の継続時間

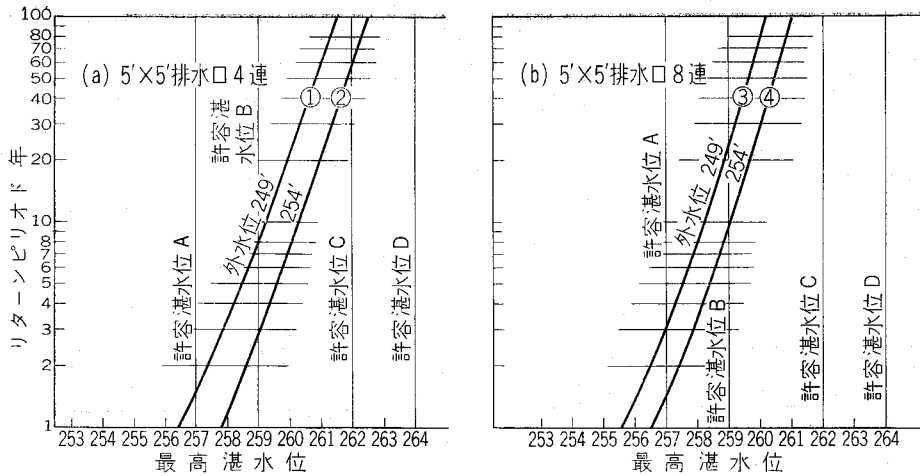


図-11 流出頻度と最高湛水位（自然排水のみ）

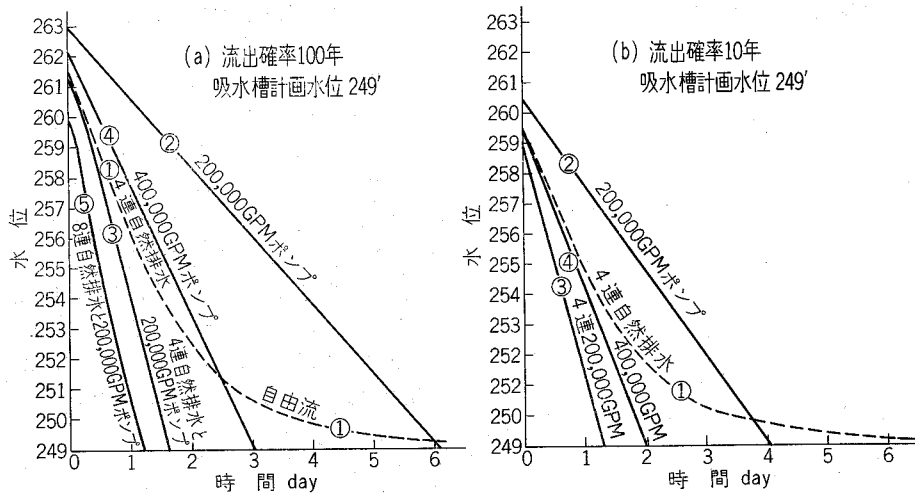


図-12 排水経過（遊水池A+B）

図-3で示した通り、パール川の水位が基準標高 249 ft を超過するのは、全時間の24%である。また湛水被害を生ずる標高（湛水位A）を超過するのは約8%，すなわち、一年に30日位である。また図-1からもわかるように、高い水位は10日間以上継続することが多い。そこで、ポンプ容量を決定するために使う計画基準雨量の継続期間としては、かなり長いものを採用することが必要である。一方、図-4の月別雨量記録をみると、平均で6 in、最大で16 in程度まで降った月がある。いま、表-2をみると、96時間雨量は2年確率で6.3in、100年確率で13.7inであるから、大雨の時には、月の雨量の大部分は96時間の中に集中して降る可能性が強い。このことから、ポンプの容量を定めるには、長くても96時間雨量を考慮すれば、ごく特別のまれな場合以外は、長時間の雨に対して安全に設計することができる。

(3) 吸水槽の水位

吸水槽の計画水位 249 ft（これはパール川の高水位より4 ft低い）を採用すれば、最大湛水位を抑制するには有利であるが、ポンプ経費はかなりかさむ。そこで、別の案の効果について、図-8のような検討が行われた。これによると、吸水槽の計画水位を249から253へ4 ft上げると、200,000 GPMのポンプ容量の下で、遊水池のピーク水位は約1 ft上昇する。この4 ftの影響を打ち消すためには、ポンプ容量を400,000 GPMに増大させる必要がある。ポンプ容量の大きさに関する経費と、吸水槽計画吸水位の高低に関する経費の合計額を検討した結果、ポンプの計画吸水位として、250ftが有利であることがわかった。

(4) ポンプ容量と排除時間

遊水池の能力評価の物差しとして、許容湛水位までの収容水量の他に、湛水した水を計画水位まで排除するのに要する時間がある。図-12に示された方法によって、



排除時間を検討することができるが、さらに詳しい計算を、長期の河川実測水位と実測雨量のデータを用いて行ない、ポンプ容量の最終的な検討を行なった。その結果、自然排水口を並用すれば、200,000GPMの容量で十分であることがわかった。

(5) 揚程と吐水量

200,000GPMのポンプ容量は、外水位が比較的低い時、低揚程の吐水量である。この揚程としては、吸水槽の計画吸水水位250と、計画外水位の下限262（許容湛水位Cに相当）との差の半分 6.0ft をこれに与える。また高揚程としては、排水本川の計画高水位 272 と計画吸水水位 250との差 22.0ft をとる。この揚程に対するポンプ吐水量は、統計上、ポンプの計画容量 200,000GPM の7割、すなわち、140,000GPM ぐらいが適当である。

以上の考察から、このポンプの特性として、揚程0で

200,000GPM以上、最大揚程で140,000GPMの吐水量をもつものが試験的に選ばれる。そしてこれを用いて、実際の外水位の変動範囲と内水の流出条件をカバーする内水排除現象についての水位追跡計算が実施され、ポンプ特性が適当であることが検証される。

10. ポンプと自然排水ゲートの操作

表-10は内外水位とそれに対応するポンプならびに自然排水ゲートの操作段階を示したものである。この表は、予想される排水現象を注意深く解析した結果、作られたものである。操作計画は施設計画作成作業の進行と並行して作られるべきもので、この表によって、計画基準値として設定される水位、流量の値が強固な基礎を与えられるばかりでなく、ポンプや原動機の選択に関して、必要な情報が与えられる。

表-10 B ポンプ場 操作基準

段階	水位条件		操 作		指 標 水 位		
	外水位 (ft)		自然排水ゲートの操作	ポンプの操作	ゲート閉鎖の最低外水位	ポンプの目標吸水槽水位	ポンプ停止の吸水槽水位
	現 状 水 位	予 測 最 高 水 位					
1	2	3	4	5	6	7	8
1	249以下	249以上	全 開	な し	249	—	—
2	253以下	249~253	(a)内水位が外水位より高いときは全開 (b)内水位が低いときは閉鎖	な し	249	—	—
3	257以下	253~257	(a)内水位が 254 以下でも、外水位より高いときは全開 (b)内水位が 254 以上で、内外水位差が 0.5ft を超えるときは全開 (c)5 欄の(a)によってポンプが運転しているときは閉鎖 (d)外水位が内水位より高いときは閉鎖	(a)内水位 254 以上で、外水位がこれより高いか、あるいは外水位が低くても、水位差が 0.5ft 以下のときは運転 (b)内水位が 254 以上で、外水位よりも 0.5ft 以上高くなれば、ポンプを停止、自然排水ゲートを開く (c)内水位が 254 以下では運転しない	249 <u>外水位が 249 以下のときは、ゲートは必ず開</u>	254	253.5
4	249~272	252~272	(a)内水位が 254 以上で、内外水位差が 0.7ft 以上のときは全開 (b)5 欄の(a), (b)によってポンプが運転しているときは閉鎖 (c)外水位が内水位より高いときは閉鎖	(a)内水位が254以下のときは、目標水位を 250 として運転 (b)内水位が 254 以上で、外水位がこれより高いか、あるいは、外水位が低くても水位差が 0.7ft 以上のときは全力運転 (c)内水位が 254 以上で、外水位よりも 0.7ft 以上高くなければ、ポンプを停止し、自然排水ゲートを開く	249	250	249.5

ポンプやゲートの操作段階は、排水計画の実際の条件に即するように設計されなければならない。

第一段階は、現在の外水位が 249ft 以下で、今後も 249 以上に上昇しないことが予測される場合で、この状態は全期間の75%を占めるものと思われる。

第二段階は、現在の外水位が 253ft 以下で、今後も 253 を超過しないと予測され、ポンプ運転を行なわなくてもすむ場合である。第一段階と合せて、全期間の81%を占めるものと推測される。

第三段階は、今後の検討によって、他のいずれの段階へ移行するかをきめるための中間的な段階である。これは、現在の外水位は 257ft (許容湛水位Aに相当) 以下であり、今後の予測水位が253~257の範囲内におさまるものと考えられる場合である。排水本川の水位変動は緩慢であるので、予測期間としては6~7日が考えられている。

この段階では、ポンプ運転の目標水位(吸水槽水位)としては、254ft が適当と考えられる。10—5欄の指示事項は、内水位が 254ft を超過しても、内外水位差(=内水位-外水位)が 0.5ft 以下のときのみ、ポンプを運転すべきことを示している。図-10によると、自然排水口は、内外水位差が 0.7ft 以上の場合、流量が445ft<sup>3</sup>/s (=200,000 GPM) を超え、ポンプよりも早く排除することができる。内水位が目標の 254 を超えても、非常に危険な状態が生じない限り、ポンプ運転時間があまり長期にわたらないように、運転を短縮しようというのが、第三段階の趣旨である。

第四段階は、外水位が非常に高く、自然排水口からの排出に頼れない場合、内部の洪水を最も安全に処理する対策を示している。すなわち、内水位の方が 0.7ft 以上高い時以外はポンプを運転し、内水位が 254 以上の時は全力運転とし、254以下のときは250を目標として運転される。

## 11. おわりに

アメリカの地表排水計画作成の標準的な手法を紹介し

た。わが国の手法と比べて特徴的な点は(a)外水位に関する情報を重視している。特に高水位の継続時間に深い関心を払っている。これは地形上、高水位の継続時間がかなり長く、排水現象に対して極めて重大な影響を与えているためであろう。(b)計画基準雨量の時間的分布を定めるために、気象統計確率的処理を行なっている。(c)流出計算において、型のきまった単位図計算法を割り切って使っている。(d)湛水計算の定式化が行なわれている。このなかで、許容湛水位や計画吸水槽水位などの取り扱いに興味を引く。(e)ポンプやゲートの操作をかなり明確に表示している。

ここで述べた手法は決して完成されたものではなく、その後も改良が加えられている<sup>9)</sup>。ことに最近においては、コンピューターの利用によって、大幅な急激な変革が予想される。

これらの手法は、そのまま直ちに、わが国に導入できるとは限らないが、やや後進的なわが国の排水計画技術にとっては、一つの刺激にはなるものと思う。何かのお役に立てば、幸である。

## 文 献

- 1) Interior Drainage of Leveed Urban Areas: Hydrology, Engineering Manual 1110-2-1410, U.S. Army Corps of Engineers, 1965
- 2) Ven Te Chow, Handbook of Applied Hydrology, 8. Frequency Analysis, McGraw-Hill, 1964
- 3) Flood-Hydrograph Analyses and Computations, EM 1110-2-1405, 1959
- 4) Ven Te Chow, Handbook of Applied Hydrology, 14, Runoff
- 5) 緒形博之, 排水計画(その4), 地表排水計画の実例, 農業土木学会誌40(4), 1972
- 6) Donald Van Sickle, Interior Drainage for Hurricane Protection Projects, Jour. Hydraulic Division, ASCE, 93, HY4, 1968 (文献5) はこれの要点紹介)

目 次

6. エコロジー概論.....(87)	(4) エコシステムの物質循環.....(89)
(1) エコロジーの定義.....(87)	(5) エコシステムのエネルギーの流れ.....(90)
(2) エコロジーの分野とその歴史.....(87)	(6) エコシステムの生物経済.....(90)
(3) エコシステム (Ecosystem) .....(88)	

6. エコロジー概論

前講では、「エコロジー」の概念が近年においてクローズアップされてきた背景、応用されつつある部門等について述べたが、「エコロジー」の基本とする考え方は何であろうか？ 本講では、エコロジーの定義、歴史等について述べながら、その概論を扱って行きたい。

(1) エコロジーの定義

前にも述べたように、エコロジーという術語は、ドイツの生物学者 E.Haeckel によって、「生物に関する家計の学」という意味で造語されたものであるが、その語源をさか上ると、oikos (ギリシャ語の家、経済を意味する……Economy のエコに同じ) と logos (智恵またはその体系を意味する) との合成語である。彼は、この学問を定義して、「エコロジーは生物と環境および共に生活するものとの関係を論ずる科学である」とした。

エコロジーの対象とするところは、大きくいって生物圏 (Biosphere) である。生物圏とは、地球上のすべての個体 (居住者) ——人類・動物・植物・微生物までを含めたあらゆる生物の総和——と、その生活している空間 (無機的環境ともいう) をいう。そして、その範囲は密度の高い地殻を形成している地圏 (岩石圏、水圏を含めることもある) と、その表層をとりまいている密度の低い気圏との接触面に、薄い層として広がっている部分である。現在、この生物圏は、地上10キロメートルの大気圏から水圏を含む地圏の海面下10キロメートルまでの地表を覆う薄い層であると考えられている。つまり、動物性は最深海部にまで生存していることが確認されているし、上昇流などと共に上昇させられた微生物、花粉、植物や微細な小芽胞などが、地上10キロメートルぐらいまで見い出されているのである。

生物圏においては、その構成員である地球上のすべての居住者は、生物相互および生物と環境との間に複雑な共存関係を余儀なくされ、一定の微妙な平衡関係を形成

している。たとえば、肉食動物と草食動物のような捕食者・被捕食者といったような者の間においてさえ、両者が動的均衡状態を保ちながら共存することが地球上でその種属を維持してゆくための必要な条件となっている。この関係をエコシステム\* (生態系と翻訳されている) とよぶ (図-6 を参照)。

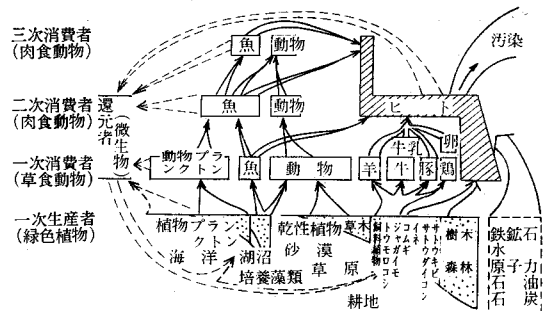


図-6 ヒトを中心とした地球生態系 (生物図)\*\*

エコロジーは、われわれの属している生物圏の実体と、生物共同体の相互の機能的関係と秩序 (エコシステム) とを解明し、その知識を応用して、われわれの生きべき道あるいはわれわれの社会、経済、産業の発展について賢明な方途を発見することを目ざしている。

次に、エコロジーの研究がどのような発展過程をたどったかを述べることは、エコロジーの輪郭をつかむ上で便利であると思われるから、エコロジーが対象としてきた分野を紹介しながら、その歴史的な歩みを追跡してみよう。

(2) エコロジーの分野とその歴史

エコロジーは、エコシステムあるいは生物圏のすべてを対象としているから、その内容は非常に豊かで、数多くの分野を含んでいる。たとえば、まず対象いかんによって、つぎの3つの分野が区別される。

\* この術語はイギリスの A.G. Tansley に始まる (1935年)。

図中\*\* 「人間と環境」東京大学公開講座

\* 経済企画庁システム分析調査室

①植物生態学 (plant ecology, phytocology) — この分野は、エコロジー研究の萌芽となったものである。17世紀以後、航海が可能になり、温帯、熱帯、極地等さまざまな環境の地方へ旅行するにつれ、それぞれの地方に特徴のはっきりした相観をそなえた植物群落に学者達が関心を寄せはじめた。その開祖はフンボルト\*であるといわれている(1800年前後)。彼は南米その他の旅行の経験から、植物群落の分類を手がけた。その後、ダーウィンやヴァーミングらの大家が、それを植物生態地理学 (ecological plant geography) として発展させた(1900年頃)。ヴァーミングは、森林や草原など植物の共同体における植物相互間および、植物と環境要因との関係を法的に探究したのである。

②動物生態学 (animal ecology, zoecology) — この分野は、植物生態地理学の研究より二十年ほどおくれ、Fr. Dahl の動物生態地理学 (ecological animal geography) にその緒をみた(1920年代)。これは、動物の社会を、地理的にまとめた多種の集団(群集)とその環境との関係として分類するものであった。これとは別に、イギリスの Elton は、生物群集の中では生物相互の間に食うものと食われるものの関係、すなわち食物連鎖の関係があることに着目して、生物群集の構造を究明しようとしたのである。

③生物生態学 (bio-ecology) — 上述のように、植物生態学と動物生態学は歴史上別々に研究され、発展してきたが、現実には植物と動物は密接に関係しあって生活し、その相互関連のもとに発展してきたものである。さらにまた、植物と動物を含めた生物群集と無機的環境とは、密接につながりあってひとつの系をなしている。このようなエコシステム概念は、1935年イギリスの Tansley によって生み出され、個々の生物群を、エコシステムの構成要素として、全体の動きのなかでとらえていこうとする傾向を育成した。最近では、Clarke, Odum, Woodbury らが、エコシステムをエコロジーの重要な対象としている。

また、研究対象であるエコシステムの構造レベルによって分類すれば、つぎの4つになる\*\*。

- ①個体生態学 individual ecology, autecology
- ②個体群生態学 population ecology
- ③群集生態学 community ecology
- ④生態系生態学 ecosystem ecology

そのほか、環境の特殊性でまとまった水域や地域が対象となると、海洋生態学・湖沼生態学・河川生態学・高山生態学のような区分も生ずる。このような区分は、一定地域におけるプロジェクトを策定する上で、重

要な検討事項となる。一方、研究方法によってもいろいろに分類される。いろいろな生物群集に共通するエコロジカルな法則性を探求するのは一般生態学 (general ecology) で、エコロジカルな諸現象を、いろいろな生物群集について比較研究して発展のありさまをみるのは比較生態学 (comparative ecology) である。

このようにエコロジーは、生物現象を、個体から器官、細胞さらには分子へとミクロ的に究明しようとする生物学の一方の極に対して、個体とその生命を維持してゆくための個体相互間、さらには無機的環境との相互作用として、把握しようとするものである。それでは、現代のエコロジーが研究対象としているエコシステムとは、どのような構造をもち、どのような機能を果しているかを現在までの研究成果をもとにして述べてみよう。

### (3) エコシステム (Ecosystem)

生物の構造は、低次の分子レベルから細胞・組織・器官というレベル、さらに個体・個体群・群集という高次のレベルにまでおよぶ。高次のレベルは、低次のレベルを構成要素として内に含んで、複雑な構造をもつようになるのであるが、エコロジーはこの系列のうち、個体から上位のレベルを分担してその研究対象とする。個体は、生物の基本的な単位であるが、それぞれが独立しているのではなく、同じ種に属する個体間には、有機的な関連性があり、そのまとまりを個体群とよぶ。さらに、異なる種の個体群が相互に関連しながらひとつのまとまりをなしており、これを群集という。エコシステムは、この生物群集と無機的環境とが織りなす相互関係の系(システム)である。

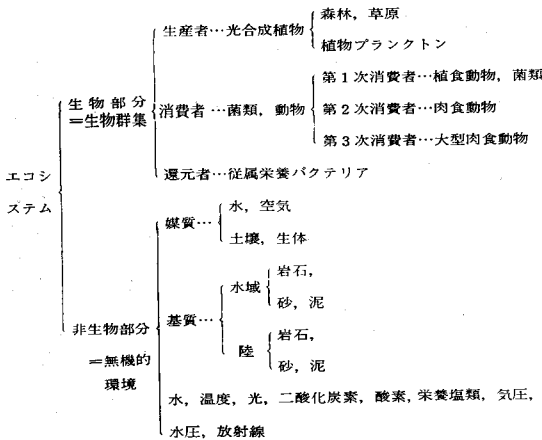
エコシステムの構成を機能的側面からとらえると、4つの部分から成り立っている。まず最初に、生産者という部分——これは植物しかない。すなわち、太陽エネルギーを炭酸同化作用という形で固定し、有機物と酸素を供給する生産者としての緑色植物(光合成植物)である。第二に、それを食べて生活している集団——消費者——がある。それは3つに分かれており、植物(草)をそのまま食べて蛋白質に換える草食動物と、その蛋白質を食べて生きる肉食動物、さらにその肉食動物を食べる大型肉食動物である。これらは、それぞれ第1次消費者、第2次消費者、第3次消費者とよばれる。第三に、これらの肉食動物、草食動物、植物が死ぬと有機物という形で残るが、この有機物を分解するバクテリアがある。バクテリアにもいろいろあって、酸化バクテリアや還元バクテリアがあるが、ともかく一度集積された有機物をもう一度分解して部分に戻す分解作用を行なう。第四に、この有機物が分解された結果、いわゆる物質(非生物部分)に還元され、その物質はエコシステムの構成要素となる。たとえば、デンプンが分解されると、二酸化炭素(CO<sub>2</sub>)と水が出る。CO<sub>2</sub>と水は炭酸同化作用の

\* A. V. Humboldt (1769-1859) ドイツの科学者・著述家

\*\* 個体、個体群、群集についてのおおまかな考え方は次節を参照のこと。

段階で植物が使う。サーキットはここで閉じており、これがいわゆるエコシステムとよばれている。この間の事情は図-6からわかるが、ここでその構成要素をまとめると表-2のようである。

表-2 エコシステムを構成する諸要素\*



エコロジーは、このエコシステムを物質とエネルギーの流れとしてとらえる。すなわち、物質とエネルギーの流れを通じて、個々の森林、草原、砂漠、湖水、河川、海洋ごとのエコシステムは安定した形で機能している。また、これらのエコシステムは半閉鎖系であり、他方で、地球全体につらなる物質・エネルギー循環に接続されており、全地球的規模では完全な平衡が成り立っている。エコシステムにおける物質とエネルギーの流れは図-7のように模式化できる。

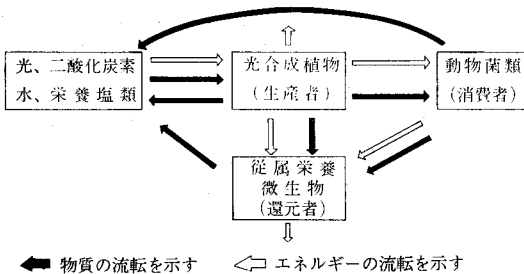


図-7 エコシステムにおける物質とエネルギーの流転\*\*

この図からわかるように、物質の流れとエネルギーの流れは、それぞれ経路が異なるから、両者を区別して考えるのが便利である。

(4) エコシステムの物質循環

生物体を構成する基本物質としては、炭素、窒素、磷、硫黄、鉄、珪素等種々のものがある。これらの物質が質量保存の法則に従って生産者・消費者・還元者の間

をどのように循環しているかを追跡することが必要となる。この問題は、自然界における炭素の循環とか、磷酸の循環というようなテーマで古くから研究されている。ここでは、エコシステムにおける窒素と炭素の循環(図-8, 図-9を参照)をあげてみよう。

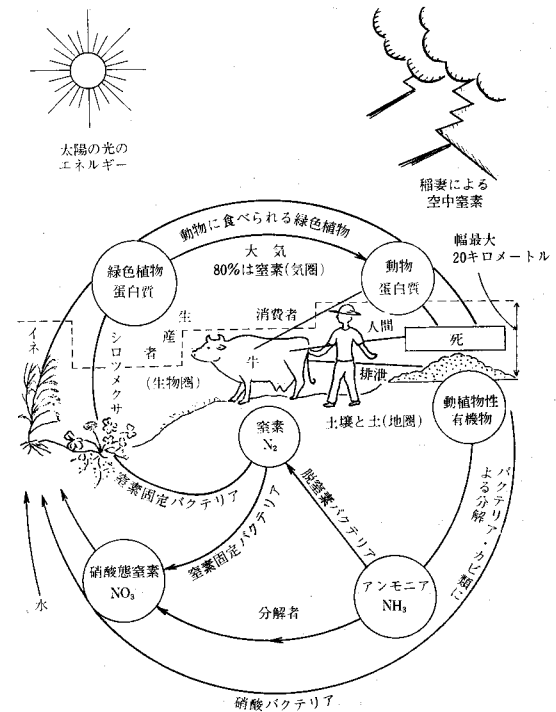


図-8 エコシステムの窒素の循環\*

大気の中には約  $38,643 \times 10^{11}$  トンの遊離窒素が存在するが、通常の植物はこれを直接とり入れることができず、窒素固定バクテリアの助けを借りたり、空中放電(雷)による硝化作用によったりして、間接的にとり入れて蛋白質を形成する。この蛋白質は、植物の枯死によって、あるいはまた食物連鎖の消費者(動物)の死によって、アンモニアや硝酸態窒素へと変換され、さらにその一部は空中窒素、他の一部は土壌中の窒素として還元されるのである。

一方、炭素は植物体の乾燥重量の50%を占める重要な物質で、大気中あるいは水中の  $CO_2$  を炭素源として光合成によってとり入れられ、デンプン、蛋白質等の植物構成成分に変化する(毎年地球上で光合成によって有機物に転化される炭素の全量は約  $2 \times 10^{11}$  トンである)。そのうち、一部は植物の呼吸作用や植物を食べた動物の死により、他の一部は石油や石炭として蓄積された後に取り出されて、炭酸ガスとして空気中に戻っていく。

\* 八木誠政他著「生態学汎論」養賢堂  
\*\* 出所は表-2に同じ

\* 「植物と人間」宮脇昭著NHKブックス

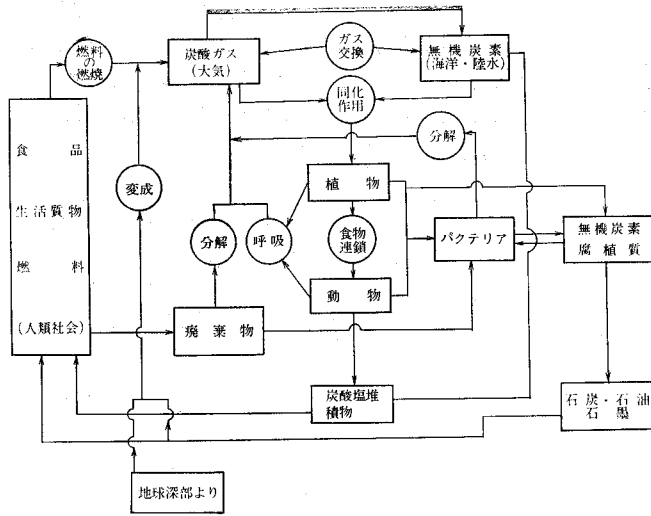
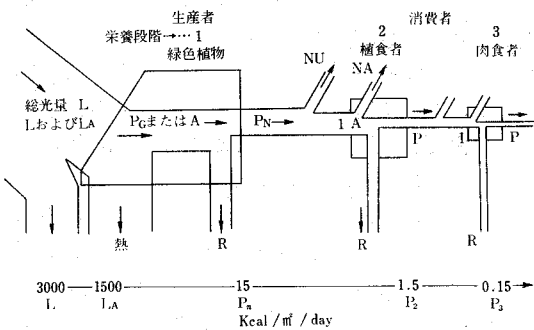


図-9 エコシステムの炭素の循環\*

(5) エコシステムのエネルギーの流れ

エコロジーのもうひとつの観点、エコシステムをエネルギーの流れとしてとらえることであった。これは、エコシステムにインプットされた太陽エネルギーが、エネルギー保存則に従って、エコシステム内をどのような形態で進むかを追跡することである。図-10はアメリカの生態学者E.P.オダムによるエコシステムにおけるエネルギーの流れのモデルである。これによると、太陽エネルギー(L)が入ってくると、生産者の緑色植物にその半分が利用され、さらにその1%が固定化される。最初に植物によって固定化されたエネルギーは、草食動物、肉食動物へと移るが、熱力学の第2法則\*\*\*が作用す



箱は生物体の現存量をあらわし(1:生産者または独立栄養者、2:一次消費者または植食者、3:二次消費者または肉食者)、管は生物群集を通るエネルギーの流れをあらわす。L=光の総量; LA=光の吸収量; Pg=総生産量; PN=純生産量; I=取り入れたエネルギー; A=同化されたエネルギー; NA=非同化エネルギー; NU=利用されないエネルギー(貯蔵され、あるいは放出される); R=呼吸によって失われるエネルギー; 模式図の下端にある一連の数字は、1日当たり1㎡当たり入射光としてはいった3000kcalのエネルギーが、各栄養段階へ移るにつれて、どのように減少するかを示している。

図-10 エコシステムにおけるエネルギーの流れ\*\*\*

るために、食物連鎖の一段を進行するごとに10%の割合で固定されていくと推定されている。このように、エネルギーの流れというのは、太陽からのエネルギーが食物連鎖を通じて熱力学の第2法則の制約をうけながら移転していく過程である。

(6) エコシステムの生物経済

エコロジーの究極的目標は、これまで述べてきたような物質とエネルギーの流れを通じて、エコシステムの量的動きを把握し、その動的均衡を究明するものである、と考えられる。生物経済(bio-economy)とは、物質の生産・分配・消費に関する諸量のバランスと収支決算である。生物は環境物質を自分自身のからだに同化し、からだを作っている物質を環境に異化して、物質とエネルギーの交代(metabolism)を行なっている。そこで、

物質とエネルギーの交代を調べて、その現存量がどのように回転しているかを測定しなければならない。

一方、エコシステムにおける生物経済は、地球誕生以来長い歴史の中で安定・均衡に向かって形成されてきた、といえる。そこで、このようなエコシステムにおける生物経済の収支を測定することは、エコシステムの動的均衡を知る手がかりとなろう。そして、この動的均衡を破壊することなしに、エコシステムを維持するためのわれわれの空間量、人口、エネルギー使用量、農業生産等々の最適規模を知らなければならない。われわれは、これまでエコシステムの循環系の中に、自然の回復力を越える多くの廃棄物を投入したり、いままでも自然の中に微量にしか存在しないかあるいは全く存在しなかったような有害物質(たとえばPCB)を蓄積させたりして、環境を破壊してきた。ここで本質的に重要な点は、このエコシステムにいかんして負のフィードバックをかけて、それを制御しようかどうかということである。いいかえると、われわれが破壊しつづけてきたこのエコシステムを、正常な状態に復元するために、どのような手段を用いたらよいか、ということである。このような課題に答えるための努力が各方面でなされつつあるから、次講ではエコロジーの応用的分野についてふれてみたい。

\* 「地球・物理・化学」半谷・安部共著

\*\* ひとつの形から他の形にエネルギーを変換させるときには熱力学的なエネルギーのロスがあるという法則

\*\*\* 「生態学」オダム著(水野訳)

## 農業水利計画とコンピューター

—システム化とシミュレーション—

白石 英彦\* 中道 宏\*\* 岩崎 和已\*

## 目 次

1. はじめに.....(91)	6) 省力化—水利施設の自動管理.....(93)
2. 農業水利計画とシステム化.....(91)	4. 農業水利計画における情報処理法.....(93)
3. 農業水利計画のシステム化を必要とする背景.....(92)	1) 数理モデルの作成.....(93)
1) 水資源の効率的利用.....(92)	2) オンライン制御.....(93)
2) 農業水利施設の多目的化.....(92)	3) オンライン制御における流況予測.....(94)
3) 農業水利施設の効率的利用.....(92)	4) オフライン制御.....(96)
4) 水利用形態の多様化.....(92)	5. 水理現象のシミュレーション例
5) 我田引水方式の廢止.....(92)	—平面流の解析—.....(96)
	6. おわりに.....(96)

## 1. はじめに

水理計算に用いられる計算式は、一般にかなり複雑な形をしていたり、あるいは未知数が式の両辺に含まれ、それを容易にとり出せないことが多い。たとえば、この種の問題としてセキの計算、等流水深、限界水深の計算や、管水路の管径の計算などがあげられる。

このような数式の解を求めることは、コンピューターの最も得意とする部門であり、複雑な計算や、くり返し演算によって迅速に正しい解答を与えてくれる。しかし、このような水理計算は、いわば水理現象の、点としての解明であり、速さと精度に難点があるとしても従来の計算尺や電卓による水理計算と五十歩百歩と考えられる。

この種の計算より次元高い水理計算は、不等流の水理計算にみられるように、場所(距離)の影響をとり入れたものである。この種の計算において、いろいろな条件に応じて即座に正しい答えを提供するプログラムは、丁度水理模型に匹敵し、模型を用いて実験をくり返して水理現象を解明していると考えられる。

さらに飛躍して不定流計算になると、時間と伴に変化する水理現象が追跡できることとなり、たんに水理計算というよりも水理現象のシミュレーションを行なっていると考えた方がぴったりする。そしてこの種のプログラムは、たんにプログラムというよりは、モデルというべきものであり、物理的な水理模型に比して、ソフトなモデルとして数理モデルと呼ぶことにする。しかもこの種

の演算には、もはやコンピューターを用いなければどうすることもできなくなってしまう。このことを逆にいうならば、このような数理モデルの演算にこそ、コンピューターの力が最大限に発揮されることとなる。

ここで特につぎのことに注目すべきである。すなわち、従来の水理模型実験を行うためには、大規模の装置、空間、時間、人力が必要であるため、水理実験は大学、試験場に限られることが多かった。しかし数理モデルによるシミュレーションによって水理現象を解明する場合には、コンピューターの利用機会に恵まれ、解析手法とプログラム手法を身につけさえすれば、何時、何所でも実行可能である。そして、コンピューターを用いて数理モデルで水理現象をシミュレーションすることは、いろいろな条件に応じた数値実験を実行していることになる。

このような数理モデルは、複雑な地形条件や水理量の入力条件に対し、迅速に応答し、水理現象をシミュレートし、必要な答を数値評価して出力することができ、しかも同一入力条件では常に同じ出力結果を与え、またこのモデルは、さらに大きなモデルの一部を構成し得るのであり、いわゆるシステムと理解することができる。

農業水利計画において最も重要なことは、水理現象の正確な把握である。したがって、数理モデルを作成することは、農業水利計画のシステム化あるいは情報化に大きな役割を果すことになる。

## 2. 農業水利計画とシステム化

ある地域の農業水利計画を行なう場合、いろいろな計

\* 農業土木試験場水理部

\*\* 農林省大臣官房予算課

画案が想定されるが、どの案が優れているかを検討するためには、現地の水理模型を作り、いろいろな条件に応じて水を流してみるのがわかりやすい。しかし、農業水利計画は水系全域、あるいはかなり広域にまたがる場合が多く、この模型を木やセメントなどを用いて作ることは、かなり困難なことである。そこで、水の流れを支配する物理法則を、コンピューターのソフトウェアの中に構成し、これに地形条件を考慮して数理モデルを作成する。これにいろいろな条件の水路、ポンプなどの水利施設を設定し、入力データに応じてどのような水理現象が発生するかを、数理モデルでシミュレーションを実行する。これらの結果を検討して、最も合理的な水利計画を選定することができる。すなわち、数理モデルが完成すれば、その問題に関してはシステム化ができたことになる。

### 3. 農業水利計画のシステム化を必要とする背景

#### 1) 水資源の効率的利用

これまでの水利計画においては、水資源は十分あるものとして、水資源の必要に応じてダムや取水施設をつくれればよいという考え方が多かった。

一方、近年の水需要は急激に増加し、昭和43年度の全国水需要は、ほぼ830億 $m^3$ (うち農業用水500億 $m^3$ )となり、昭和60年度の水需要予測は1148億 $m^3$ /年の水資源を必要としている。

したがって、これからの水利計画の考え方は、限られた水資源をいかにして有効に利用するかということにならなければならないであろう。そのためには各種の用水利用を合理化し、余剰水を産み出さなければならない。

農業の水利用は自然条件に左右されることが大きく、したがって水需要地区の有効降雨量、土壌水分などの自然条件の情報を入手し、ダムからの無効放流をしないようにする。また河川に余剰水がある場合には調整池に取水し、水資源の流失を妨げる。

#### 2) 農業水利施設の多目的化

最近における都市の拡大、あるいは近郊農村の都市化は農業水利にも多くの変化を与えている。とくにこのような地域では、都市用水の急激な増大が要求されている。このような情勢に応じて農業用水と都市用水は、今後協調しながら合理的な水利計画、管理計画を進める必要がある。今後、農業水利施設も単独利用にとどまることなく、上・工用水の導水施設として併用されることが多くなるであろう。

農業用水と上・工用水の水利用形態は著しく異なるものである。たとえば水質悪化による上・工水の急激な取水停止、農業用水の期別取水量の変化などがあげられる。このような多目的利用に水利施設が耐えられるために

は、水利施設をシステム化し、目的別水利用の変化を情報として収集し、事態に応じた水利施設の管理を行なう必要がある。

#### 3) 農業水利施設の効率的利用

水利施設の規模は計画水理量によって定められる。たとえば排水施設、15年に1回の割合で発生すると考えられる洪水を安全排除できるように計画する。したがって水利施設の規模決定は確率年をどのくらいに定めるかがきわめて重要である。治水事業で採用される確率年はかなり大きな値をとることが多いが、農業水利事業では地元負担の限度から、10~15年程度が普通であろう。したがって、もしそれ以上の水処理を行なう場合には施設の破壊となる。しかし、一般に水利施設には非常事態に対する安全装置(たとえば放水工)が設けられており、水利施設の全面破壊を伴わずに非常事態を乗り切るためには、水路系内に発生する時々刻々の水理量を情報として入手し、被害が最小になるように安全装置を操作しなければならない。

#### 4) 水利用形態の多様化

農業用水といえば、従来はほとんど水田専用と考えられていた。しかし近年の営農形態の変化により、畑地かんがい、施設園芸のかんがいなどが急激に増大している。したがって水の利用は作物別、時期別に複雑な変化をする。

さらに水利用の多様化を促進しているのに兼業農家の増大があげられる。すなわち、日中の勤務が終ってから農作業に従事する農家では、定められた水利用のローテーションに従うことはなかなか困難なことになる。

このような水利用形態の多様化に水利施設が充分機能を発揮するためには、水需要者の要望を木目細かく入手し、要望に応じた水管理を行なわなければならない。

#### 5) 我田引水方式の廃止

水利権は上流優先が原則である。水利権の優先を楯にして、上流側では必要以上の水を、我田引水的に取水することが多くみられる。したがって、計画としては全域に用水を配水できるようになっていても、配水のルールを守らない限り下流側は常に水不足に悩まされることになる。このような事態を避けるためには各取水点における取水量を常に入手し、全域に支障が起らないように取水ゲートあるいはバルブを集中管理しなければならない。

このような事情は排水についてもみられる。すなわち、同じ幹線排水路に数多くの排水地区が関連している場合、計画以上の洪水発生時に全地区が洪水量を勝手に排水したら、幹線排水路の全面破壊となり被害は全区域に及ぶ。このような事態では各地区ごとにある程度の湛水を許し、幹線排水路への排水を調節し、幹線排水路の安全を図らなければならない。この場合、どの地区の排水量



を調節するかを選択は、きわめて重要である。判断の基準は全地区がほぼ均等に洪水被害を受けるようにすべきであり、したがって洪水という非常事態において、水の挙動を迅速に情報として収集しなければならない。

#### 6) 省力化—水利施設の自動管理

農業用水の多目的化、高度化が進むに伴い、水管理技術もますます複雑、高度化していく。現在、農業水利施設の維持・管理は各地区の土地改良区が実施している場合が多い。このような事態に対処するためには、ますます数多くの優れた水管理技術者が必要となり、人件費の増大につながる。これを防ぐため、散在する水利施設を自動化し、中央管理センターからの指令にもとづく集中管理システムが計画されている。

### 4. 農業水利計画における情報処理法

#### 1) 数理モデルの作成<sup>1)</sup>

水路系の水管理を効率よく行なうためには、現在の水路系の流況をできるだけ正確に知り、さらに今後どのように流況が変化するかを推測することが最も大切なことである。すなわち、現状の流況を把握せずに、また今後の流況変化を推定せずに、ポンプ、水門などの水管理施設を有効に操作することは不可能であろう。したがって、農業水利計画におけるシステム化は、まず対象水路系の数理モデルの作成<sup>1)</sup>が最も大切なことであろう。

一般に農業水利計画におけるシステム化といえば、すぐにテレメータ、コンピュータなどの設置、規模の決定といったハードなものが頭に浮ぶ。もちろんこのようなハードが大切であることは言をまたないが、しかし、これらは、情報の収集法、伝達法が主体である。われわれ農業土木技術者として、より重要なことは、情報の質、収集場所の選定さらに収集された情報を用いて必要な情報に加工する手法の確立であろう。数理モデルの作成によってこれらの事柄はきわめて手際よく検討される。

さて、水の流れを支配する物理法則はつぎの二つである。まず、水の運動状態をニュートンの運動法則 ( $f = am$ ) によって表わした運動方程式であり、つぎに、ある区間の水の動き変化等を質量保存則を用いて表わした連続方程式である。これらの二つの法則は、いずれも微分方程式で示されるもので、これらをいろいろな初期条件や境界条件に応じて、時間と距離に関し数値積分を数理モデル上で行ない、各位置の流量、水位、流速などの水理量を時々刻々求めることができる。このようにしてシミュレートされた流況が、現地の実際の現象をどの程度正確に現わしているかを図-1に示す。

図中の水位、流速を示す折線は、いずれも数理モデルを動かして得られたものであり、プロットされた黒印は現地で実際に観測された流速を示している。流速の現地観測の精度を考えれば、数理モデルによる結果は、充分

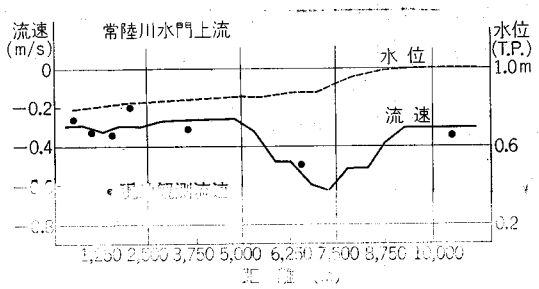


図-1 数理モデルによるシミュレーションの精度

現地の現象を説明していると考えてよい。

#### 2) オンライン制御

近年の技術の向上は、水路系を数理モデルとしてコンピュータのソフトウェアの中に構成し、迅速に流況シミュレーションを実行することを可能にした。流況シミュレーションの結果から現在の流況を知ることができ、さらに予測シミュレーションの実行によって、今後の流況変化をあらかじめ知ることができる。さらに推測された流況変化に対処すべき水管理施設の操作を決定し、その操作後の流況・変化もシミュレーションによって知ることができる。このように有機的な水管理を行なえば、最も効率的な水管理システムが構成される。

水路系のコンピュータによるオンライン制御方式では、水系管理における専用のコンピュータを具備し、データの収集、整理を行うことと並行して、時々刻々の流況および流況予測を、数理モデルで即座にシミュレーションを実行していくものである。

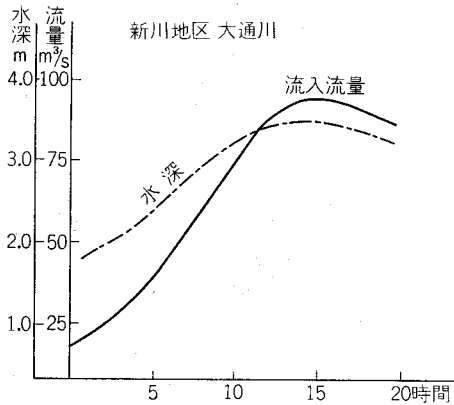
このように、リアルタイム(実時)に流況シミュレーションを実行するためには、現在の流況を最もよく表わす境界条件を設定しなければならない。したがって現地における情報収集点はこのような性質をもつところでなければならない。また情報の内容(水位・流速・流量)もきわめて重要である。すなわち情報の内容によって検出精度、検出の難易が大きく異なるからである。

#### 3) オンライン制御における流況予測<sup>2)</sup>

オンライン方式によって水系の水管理を行う場合、入手した情報にもとずいて現在の流況をできるだけ正確に把握すると同時に、現在の流況から今後数時間のうちに、どのような流況になるかを予測し、それに対処すべく水管理施設を操作し、さらに、その操作によって、どのような流況になるかを推測しなければならない。つぎに、新川の計画放水路にかんし、数理モデルを用いて流況予測を行った実例を示し、それがどの程度の信頼性があるかを述べる。

境界条件は水位を用いるものとし、時々刻々の水位変化は、現地情報として入手できるものとする。いまある洪水が実際に生じたものとして、数理モデルシミュレーションを行なう(case 1)。この洪水の流入ハイドロ

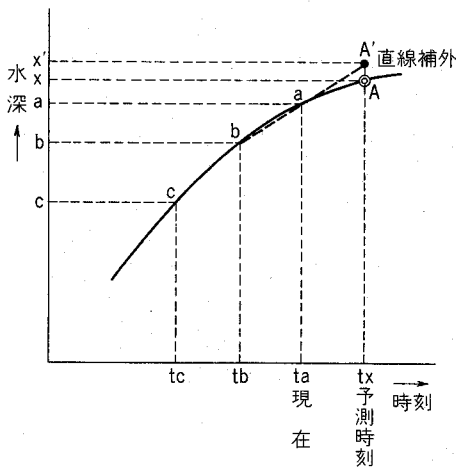
グラフは、河口から約16km上流地点で、図2に示すものである。



図一 シミュレーションの境界条件

この洪水によって、16km地点の水深変化は、図一に示すようになることが、数理モデルシミュレーションによってわかっている。つきに、この洪水が襲来したものととして流況予測を行ない (case 2), これを実際に発生した流況と比較すれば、流況予測の精度を知ることができる。

さて、予測シミュレーションには予測境界条件が必要である。これは図一に示すように作ることが考えられる。図中に実線で示す境界水深は case 1 の結果である。



図一 予測の境界条件

この洪水が発生し、現在までの境界水深  $a, b, c, \dots$  は現地情報として入手しているものとする。いま、予測時刻における境界点水深は  $a \sim b$  を直線補外して  $A'$  と想定する。この予測境界点水深によりシミュレーションを行い、その結果を予測流況とする。しかし実際には  $A$  なる水深が生起しているので  $A \sim A'$  の偏差が予測境界条件の誤差であり、これが各地点の流点の流況にどの程

度影響するかにより、予測の精度を検討することができる。ここでは、水系と河口排水機場の規模から考えて、予測時刻は現在より1時間後とし、予測境界条件の直線補外には1時間前と現在の平均変化率を用いた。このようにして得られた予測の精度を表1に示す。表の値は上流端から下流へ8,400m地点のみのものであるが、他の地点も含めて予測精度は  $\pm 0.03\text{m}$  以内であり、この手法は十分に実用に供することができるものと思われる。

予測精度をさらに上げるためには平均変化率を求める時間の大きさ、あるいは放物線補外などが考えられるが、ここでの結果は、時間の変化率による直線補外によるものみで十分であることを教えている。また表から予測の精度は初期流速の与え方には、ほとんど影響されないことがわかる。一般に現地から流速情報を得ることは不可能に近いから、予測の精度が初期流速に左右されないということは、予測演算を容易なものにしている。

表1 流況予測の精度

時刻 (hr)	予測水位(Case 2)および精度			実際の水位 (m)
	初期流速 $-0.2\text{m/s}$ (m)	初期流速 $0.5\text{m/s}$ (m)	初期流速 $1.0\text{m/s}$ (m)	
5(現在)	0.60	0.60	0.60	0.60
6(予測時)	0.70	0.69	0.68	0.68
精度	+0.02	+0.01	0.0	
10(現在)	1.00	1.00	1.00	1.00
11(予測時)	1.09	1.08	1.06	1.06
精度	+0.03	+0.02	0.0	
14(現在)	1.18	1.18		1.18
15(予測時)	1.23	1.22		1.20
精度	+0.03	+0.22		
15(現在)	1.20	1.20		1.20
16(予測時)	1.23	1.22		1.20
精度	+0.03	+0.02		
16(現在)	1.20	1.20		1.20
17(予測時)	1.22	1.21		1.20
精度	+0.02	+0.01		
17(現在)	1.20	1.20		1.20
18(予測時)	1.21	1.20		1.19
精度	+0.02	+0.01		

#### 4) オフライン制御

この方式は、水管理システムの中にコンピュータを保有しておらず、あらかじめ予想される流況に対し数理モデルによって流況シミュレーションを実行しておき、ある流況が生起した場合はどのように水管理施設を操作したらよいかという操作規準を定めておくものである。この方式は水利計画や管理計画において速時性という点ではオンライン方式よりかなり劣るものであるが、計画の

中で新しい事態に対し、そのつどコンピュータによるシミュレーションを行うことなく、適切な判断を下すことができ、これもまた優れたやり方である。

このやり方の実例<sup>3)</sup>として、図-4の系統図に示すように、排水路系中に大きな水面積を有する湖沼のある場合について説明する。この水面をある程度埋め立てる計画がある場合、この計画を実行したときの洪水の安全排除を検討しなければならない。ここでは、つぎの2項目について検討した結果を紹介する。

①この湖沼の一部を干拓あるいは埋め立てをする場合、末端の排水機場の能力は増加せずに、排水路系の水路堤防のカサ上げなどの水路改修によって、水位の上昇を吸収しようとする場合。

②湖沼の水面積を減らすことによる水位の上昇を、排水機場の能力を強化することによって処理しようとする場合。

この2項目についての検討は、この排水路系を数理モデルに組み込めば、あとはその中の要素を変えることによって検討できる。

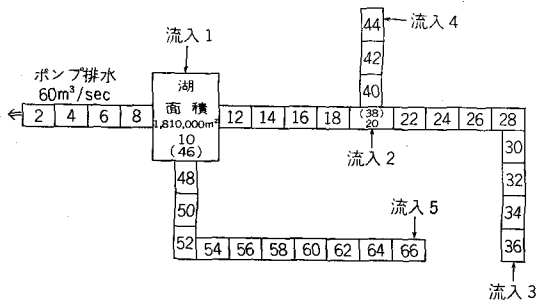


図-4 湖沼を含む排水路系モデル系統図

図-4のモデルは、距離階差  $\Delta x=400\text{m}$  で、途中地点番号10に水面積  $181\text{ha}$  の湖がある。

この湖には直接流入するものと、2本の幹線排水路とが流入している。また湖からは排水路が出ており、末端の地点番号2地点には総能力  $60\text{m}^3/\text{sec}$  の排水機場があって、この地区の排水を行なっている。地区内の流出は、地点番号10, 20, 36, 44, 66の5地点へ流入があり、それぞれ流量ハイドログラフと与えられている。この5地点への流量ハイドログラフを与えて、地点番号2地点の排水機場(最大能力  $60\text{m}^3/\text{sec}$ ) でこの洪水を処理したときの最高水位は  $-1.00\text{m}$  であり、これがこの湖の許容最高水位である。

さて、このようなモデルについて前記2項目に関しシミュレーションを行い、図-5および6を得た。

図-5は前記項目の①に相当するもので、湖の水面積を減少させることによる湖および水路の代表点の最高水位を、残存水面積に対して示したものである。これによ

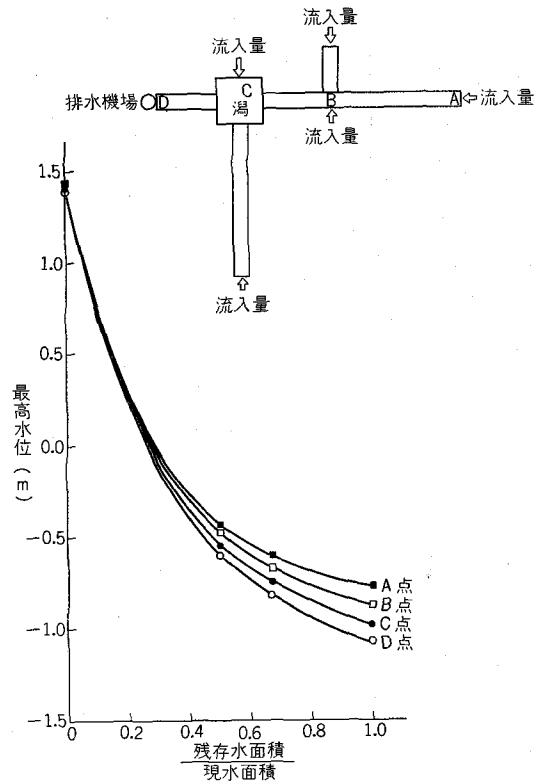


図-5 水面積減少による最高水位の変化

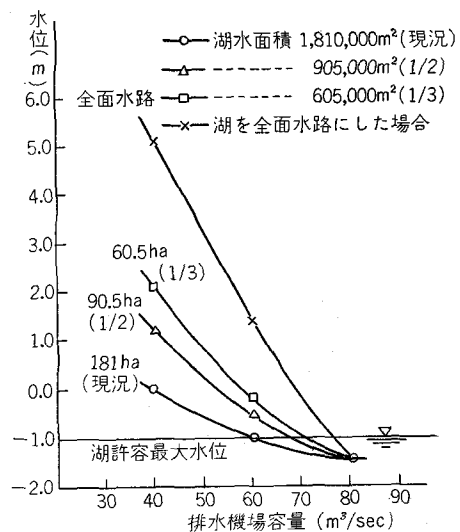


図-6 排水機能力と湖の最高水位

って、縮小面積に応じてどの程度、湖岸堤防と排水路堤防をカサ上げなければならないことがわかる。

図-6は、水面積の減少による水位上昇を、末端排水機場の能力強化により防止するには、どのくらいの排水機容量を増せばよいかを示している。すなわち、横軸に排水機容量を、縦軸に湖の最高水位をとり、湖の水面積減少割合をパラメータとして表示してある。いま湖の許

容最高水位を-1.00mとすれば、図-6から、縦軸で-1.00mの水平線と曲線群との交点から下において横軸と交る値が、その水面積において最高水位を許容限界内にするのに必要な排水機容量である。

このようなシステム化によって、いろいろな計画案が想定されるが、そのうちどれを採用すべきかは、計画者が、もろもろの条件を考慮して決定しなければならないが、最適計画などの意志決定過程までもシステム化されるなら、水利計画のシステム化は、さらに規模の大きなものになって行くであろう。

## 5. 水理現象のシミュレーション例

### —平面流の解析—<sup>5)</sup>

コンピュータによる数値モデルシミュレーションによって、どのような水理現象が解析できるかという実例と

して平面流のシミュレーション結果をつぎに示す。

湾、湖沼などを干拓、埋立をして利用するような場合、それによって流れがどう変るか、汚染などによる水質変化などを解明するには、流れを平面流として取り扱う必要がある。このような水理現象には、二方向流の基礎式である運動方程式と連続方程式を用いることによって数値モデルは構成される。

平面流の数値モデルを瀬戸内海の三原瀬戸に適用したシミュレーション結果を図-7および8に示す。モデルの境界点には水位変化を与えてシミュレーションを行い、シミュレーション開始時刻から9時間を経過した時点の水位分布を図-7に、その時の流速ベクトルを図-8に示す。

もし、汚染範囲などを調べるために、水の実質の流れを知るためには数値モデル上に浮子を通してこれを追跡

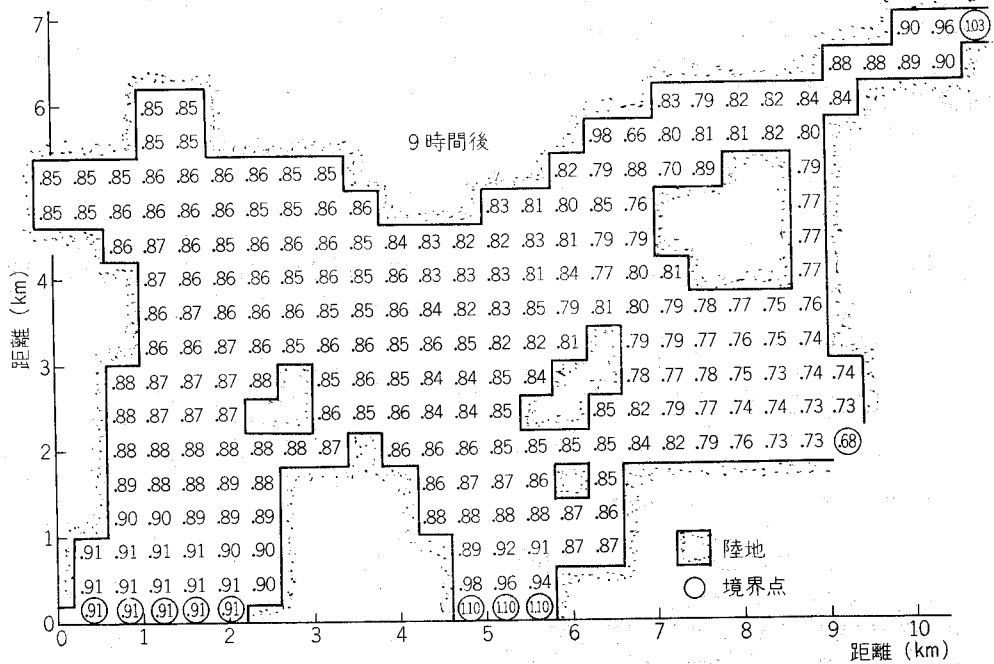


図-7 水位の演算結果

すれば流跡線を描くことができる。

## 6. おわりに

これまで、水利計画のシステム化は水理現象の適確な把握をしなければならないという観点から説明し、今後数回にわたり、コンピュータを用いた数値モデルシミュレーションによってどのような水理現象がわかるかを報告する予定である。

ただここで注意しなければならないことは、物理法則のはっきりした現象、コンピュータの能力などには限りがあるということである。この範囲を越える水理現象を対象にしなければならないような水利計画においては、

たとえば長期間、広範囲にわたって解析しなければならない場合には、データの統計確率的な処理、あるいはデータの多変量解析などの手法がとり入れられなければならない。この方面のシステム化も、今後大いに進めなければならない。

### 参考文献

- 1) 白石英彦, 「講座, 排水計画 (その7) — 流況のシミュレーション手法」, 農業土木学会誌 第40巻第9号, 1972
- 2) 白石英彦, 中道宏, 岩崎和巳, 「排水計画におけるシステム化手法(1)」, 農土試技報, B第30号, 1972

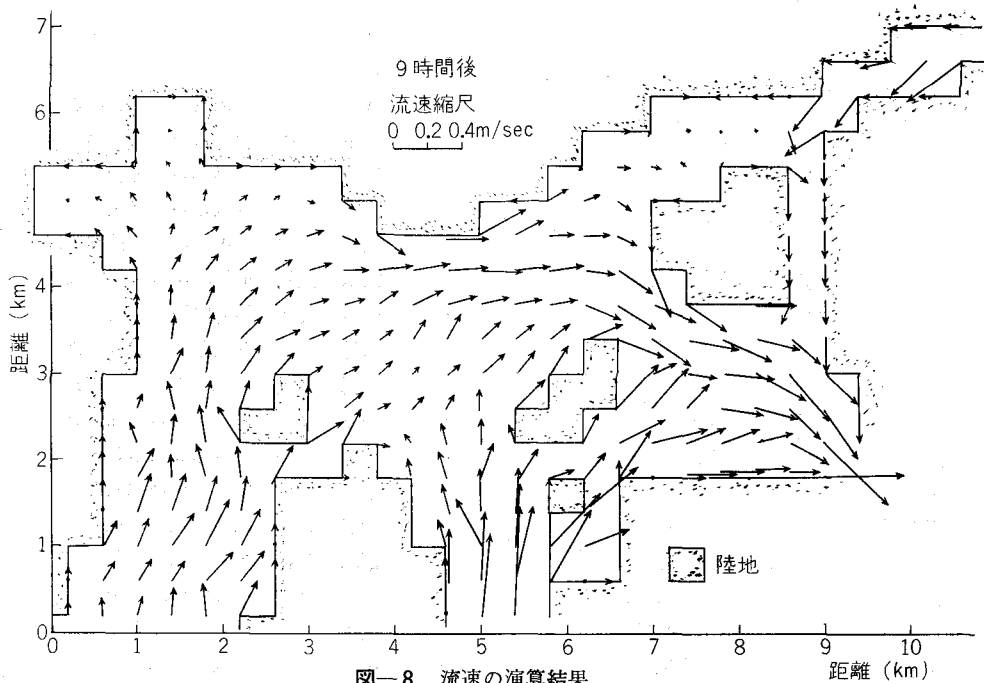
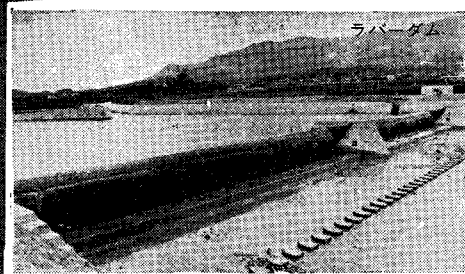


図-8 流速の演算結果

- 3) 白石英彦, 中道宏, 岩崎和巳, 「数値モデル・シミュレーションによる排水計画」, 農業土木学会 応用水理研究部会 (昭和47年度) 資料
- 4) 岩崎和巳, 「講座, 排水計画 (その8) - 流況のシミュレーション手法と応用例 -」, 農業土木学会誌第40巻第11号, 1972
- 5) 白石英彦, 「複雑な平面地形における平面流の不定流解析」, 農土試技報, F 7号, 1972
- 6) 中村充, 白石英彦, 「数値モデルによる非定常現象の解析 - 湾・河川・湖におけるシミュレーション -」, 農土試報告第9号, 1971



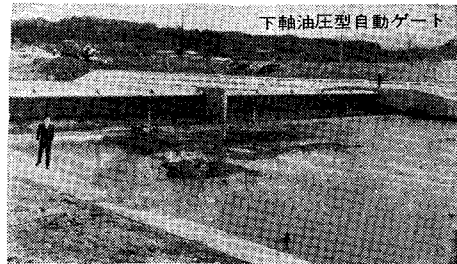
佐賀県 有田川 2.0H×29.0B×2基

### 画期的な自動堰 特許ラバーダム

- 緩流河川に
- 軟弱地盤に
- 防潮堰に
- 井堰の改造に…好適です

# 特許 自動ダム

- 信用ある 油圧式自動転倒ゲート
- 伝統ある バランス式自動転倒ゲート
- 能率の良い 油圧式スルース・ローラーゲート
- 新しい自動堰 ウイングゲート ● 技術を誇る 各種水門



岩手県 伊手川 1.5H×23.0B×2門

(カタログを御送りします。)



## 日本自動機工株式会社

(旧社名 日本自動ダム株式会社)

本社 東京都台東区元浅草1丁目9番1号 網野ビル TEL 842 3441 代 8  
工場 真岡工場 栃木県真岡市 越谷工場 埼玉県越谷市

会

告

農業土木技術研究会役員

会 長	山本 純	構造改善局建設部長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授
理 事	岡部 三郎	構造改善局建設課長
"	長 高連	技術課長
"	木村 幸雄	構造改善局整備課長
"	茶谷 仁	農業土木試験場土地改良部長
"	井上 弘	茨城県農地部長
"	宮城 好弘	水資源開発公団第二工務部長
"	伊藤 茂松	農業土木事業協会専務理事
"	永田 正董	土地改良建設協会専務理事
"	高嶺 進	三祐コンサルタンツ取締役
"	小川 孝	鹿島建設株式会社技師長
"	内藤 正	大豊建設株式会社常務取締役
監 事	馬場 博	関東農政局建設部長
"	岡本 勇	日本農業土木コンサルタンツ理事
常任顧問	杉田 栄司	構造改善局次長
"	住吉 勇三	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	井元 光一	水資源開発公団理事
"	小川 泰恵	八郎瀧新農村建設事業団理事
"	梶木 又三	参議院議員
"	金子 良	日本大学教授
"	小林 国司	参議院議員
"	作間 虔二	日本農業土木コンサルタンツ理事 専務
"	佐々木四郎	水資源開発公団理事
"	重政 庸徳	
"	清野 保	愛知工業大学顧問
"	高月 豊一	京都大学名誉教授
"	田町 正蒼	九州大学名誉教授
"	田村徳一郎	明治大学教授
"	中川 一郎	衆議院議員
"	野知 浩之	
参 与	福田 仁志	東京大学名誉教授
"	山崎平八郎	衆議院議員
"	須恵 務	東北農政局設計課長
"	泉 敏郎	関東農政局設計課長
"	青木 誠	北陸農政局設計課長
"	中川 稔	東海農政局設計課長
"	金津 昭二	近畿農政局設計課長
"	島岡 俊輔	中四国農政局設計課長

参 与	高田 徳博	九州農政局設計課長
"	吉富 和男	北海道開発局土地改良課長
"	菅野 直之	北海道農業水利課長
"	山下 潔	青森県土地改良第一課長
"	清水 孝純	岩手県耕地建設課長
"	国広 安彦	宮城県耕地課長
"	入江 義雄	秋田県耕地整備課長
"	末松 雄祐	山形県耕地第一課長
"	佐藤 英明	福島県耕地課長
"	松村 進	茨城県農地建設課長
"	高橋 秀男	栃木県土地改良課長
"	小島 洸	群馬県耕地開発課長
"	雨宮 亮郎	埼玉県農業水利課長
"	宮地 寛	千葉県耕地課長
"	仲田 真己	東京都農地課長
"	飯塚 晴信	神奈川県農地整備課長
"	葉袋 茂雄	山梨県耕地課長
"	秋山 光	長野県耕地第二課長
"	山田 卓郎	静岡県農営企画課長
"	須藤良太郎	新潟県農地建設課長
"	鍋田 実	富山県耕地課長
"	嘉藤章太郎	石川県耕地建設課長
"	吉川 汎	福井県耕地課長
"	木村 英夫	岐阜県農地計画課長
"	勝又 譲	愛知県耕地課長
"	渡辺 靖六	三重県耕地課長
"	北村 良碩	滋賀県建設課長
"	片山 啓二	京都府耕地課長
"	吉岡 孝信	大阪府耕地課長
"	藤本 理	兵庫県耕地課長
"	窪田 博	奈良県耕地課長
"	小川 力也	和歌山県耕地課長
"	坂根 勇	鳥取県耕地課長
"	村田 稔尚	島根県耕地課長
"	村上 澄雄	岡山県耕地課長
"	二井岡 広	広島県耕地課長
"	中村 源三	山口県耕地課長
"	平井 公雄	徳島県耕地課長
"	杉平 鉄雄	香川県土地改良課長
"	桧垣潤一郎	愛媛県耕地課長
"	戸梶 敏彦	高知県耕地課長
"	田中 善市	福岡県農地計画課長
"	天ヶ瀬理弥	佐賀県農地開発改良第一課長
"	宮本 安一	長崎県耕地課長
"	山中 寅吉	熊本県耕地第一課長
"	森田 実	宮崎県耕地課長
"	森田 克美	大分県耕地課長
"	百元 和夫	鹿児島県農地整備課長

幹事 石川 明 水資源開発公団第一工務部工務課長  
 " 柴田己千夫 構造改善局水利課課長補佐  
 " 白滝 山二 東京農工大学助教授  
 " 黒須 靖 構造改善局開発課々長補佐  
 " 高野 郁夫 農地開発機械公団事業課長  
 " 武田 健策 水資源開発公団第二工務部設計課長  
 " 中川 吉弘 関東農政局建設部設計課設計官  
 " 山瀬 俊一 構造改善局防災課課長補佐(災害班担当)  
 " 湯浅 満之 構造改善局技術課課長補佐  
 常任幹事 八木 直樹 構造改善局設計課課長補佐  
 " 内藤 克美 構造改善局整備課課長補佐  
 " 中西 一継 構造改善局設計課々長補佐  
 " 伊藤祿太郎 全国農業土木技術連盟事務局長  
 編集委員長 木村 幸雄 構造改善局整備課長  
 編集委員 幹事及常任幹事

賛助会員

(五十音順)

東京 ㈱ 在原製作所 3口  
 " ㈱ 大林組 "  
 " 鹿島建設株式会社 "  
 " ㈱ 熊谷組 "  
 " 久保田鉄工株式会社 "  
 " 佐藤工業株式会社 "  
 愛知 ㈱三祐コンサルタントインターナショナル "  
 東京 大成建設株式会社 "  
 " ㈱電業社 "  
 大阪 ㈱西島製作所 "  
 東京 西松建設株式会社 "  
 " (財)日本農業土木コンサルタンツ "  
 " ㈱ 間 組 "  
 " ㈱ 日立製作所 "  
 " ㈱ 青木建設 2口  
 " 株木建設株式会社 "  
 大阪 ㈱ 奥村組 "  
 東京 勝村建設株式会社 "  
 大阪 ㈱栗本鉄工所 "  
 東京 三幸建設株式会社 "  
 " 住友建設株式会社 "  
 " 大豊建設株式会社 "  
 " 前田建設工業株式会社 "  
 山形 前田製管株式会社 1口  
 東京 旭コンクリート工業株式会社 "  
 大分 梅林建設株式会社 "  
 東京 技研興業株式会社 "

東京 久保田建設株式会社 "  
 " 五洋建設株式会社 "  
 大分 ㈱ 後藤組 "  
 " ㈱ 佐藤組 "  
 東京 豊水産業株式会社 "  
 愛知 塩谷組 "  
 東京 世紀建設株式会社 "  
 青森 田中建設株式会社 "  
 東京 ㈱ 武井工業所 "  
 " ㈱ 田原製作所 "  
 香川 大成建設㈱高松支店 "  
 大分 高山総合工業株式会社 "  
 東京 中央開発株式会社 "  
 岡山 中国土木株式会社 "  
 香川 ㈱チェリーコンサルタント "  
 東京 帝国ヒューム管株式会社 "  
 " 東急建設株式会社 "  
 秋田 東邦技術株式会社 "  
 東京 東京索道株式会社 "  
 " (有)東洋測量設計 "  
 " ㈱土木測器センター "  
 茨城 中川ヒューム管工業株式会社 "  
 新潟 新潟コンクリート工業株式会社 "  
 東京 日本舗道株式会社 "  
 " 日本海上工事株式会社 "  
 " 日本国土開発株式会社 "  
 " 日本プレスコンクリート工業株式会社 "  
 " 日本エタニットパイプ株式会社 "  
 " 日曹マスタービルダーズ株式会社 "  
 " 日兼特殊工業株式会社 "  
 " パシフィックコンサルタンツ株式会社 "  
 " 羽田コンクリート工業株式会社 "  
 福岡 藤増総合化学研究所 "  
 東京 ㈱ 圓井製作所 "  
 " ㈱ 丸島水門製作所 "  
 石川 真柄建設株式会社 "  
 東京 水資源開発公団 "  
 京都 山品建設株式会社 "  
 愛知 若鈴コンサルタンツ株式会社 "  
 東京 INA新土木研究所 "  
 福岡 新日本コンクリート株式会社 "  
 茨城 日本電信電話公社茨城県電気通信研究所 "

70社 107口

農業土木技術研究会会員数

48. 1. 31末現在

地方名	通 常 会 員					賛助会員		地方名	通 常 会 員					賛助会員				
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数			
北海道	411	359	5	88	863	—	—	近畿	滋賀	76	37	—	2	115	—	—		
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	187	43	1	0	231	1		1	京都	55	58	6	32	151	1	1	
		112	36	2	2	152	—		—	大阪	52	19	6	49	126	3	8	
		123	87	7	16	233	—		—	兵庫	96	33	3	4	136	—	—	
		205	73	0	20	298	1		1	奈良	64	29	—	2	95	—	—	
		154	35	1	5	195	1		1	和歌山	65	28	—	1	94	—	—	
北	小計	942	326	11	44	1,323	3		3	小計	408	204	15	90	717	4	9	
関東	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京都 神奈川県 山梨 長野 静岡	125	46	—	6	177	2		2	中国・四国	鳥取	68	10	2	—	80	—	—
		79	30	5	7	121	1		1		岡山	38	20	8	1	67	—	—
		79	21	—	—	100	—		—		山梨	64	101	4	4	173	—	—
		71	19	—	13	103	—	—	徳島		31	—	—	—	31	—	—	
		105	56	—	4	165	—	—	香川		59	—	—	—	59	—	—	
		1	227	15	260	503	47	78	愛媛		36	28	—	—	64	—	—	
		54	35	—	21	110	—	—	高知		59	81	4	4	148	2	2	
		3	17	—	1	21	—	—	小計		37	9	4	6	56	—	—	
		141	17	4	2	164	—	—	九州		23	2	1	1	27	—	—	
		東	小計	828	503	24	315	1,670	50		81	福岡	103	49	13	35	200	2
北陸	新潟 富山 石川 福井	323	128	2	12	465	1	1	佐賀	110	29	3	4	146	—	—		
		157	13	1	3	174	—	—	長崎	22	7	—	1	30	—	—		
		101	106	—	4	211	1	1	熊本	146	93	—	5	244	—	—		
		130	11	—	—	141	—	—	大分	187	26	—	—	213	4	4		
		小計	711	258	3	19	991	2	2	宮崎	89	11	1	—	101	—	—	
東海	岐阜 愛知 三重	82	29	5	6	122	—	—	鹿児島	118	23	1	—	142	—	—		
		92	170	1	98	361	3	3	沖縄	4	1	2	1	8	—	—		
		51	56	1	1	109	—	—	内地計	4,719	2,395	108	723	7,945				
東	小計	225	255	7	105	592	3	3	外 国	25	—	—	—	25				
合 計	4,774	2,395	108	723	7,970	70	107											

編 集 後 記

昭和48年度の予算案が閣議決定され、農林予算の中心である農業基盤整備事業費は3446億という巨額なものに成長してきた。

農業基盤整備事業に対する多額の事業費は、ほ場整備、畑地帯整備、農道を中心に、生産基盤の整備水準の向上のために投資されることになるが、基幹かんがい排水の整備費もかなりの伸長率を示すことができたことは喜ばしいことである。

また、48年度の予算で最も重要なことは、農業土木が農村地帯の生産基盤、および生活基盤を総合的に計画し

その具体化を図るべきであると主張してきた農村整備計画が、農村総合整備モデル事業として、十分な形とはいえずとも実施の方向で認められたことであろう。事業の実施化までには、今後かなりの検討事項があるが、農業土木の新しい方向として発展が期待される。

今回の編集は、一般投稿により充実した誌面ができあがった。農業土木技術としての多様性が、本号の各報文等の内容の多面性、豊富さからもうかがえる。

新しい制度による技術の開発もさることながら、土地改良の基本的な技術について、諸先輩がそれぞれの分野における日頃の努力を、我々の技術水準の向上に役立たせるためにも、今後とも多方面よりの御投稿を期待します。(内藤)

水 と 土 第 12 号

昭和48年2月28日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4

農業土木技術研究会

農業土木会館内

TEL (436) 1960 振替口座 東京 2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社

TEL (953) 4461 (代表)