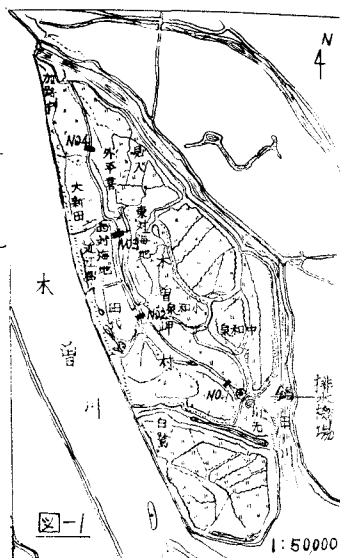


1. 現地の概要. 木曽川河口部の木曽岬村は水田面積高がT.P. -1.0<sup>m</sup>~-1.2<sup>m</sup>の平坦な輪中地帯で、その排水は全くポンプに依存し、自然排水は行われていない。排水系統は、北部と南部に大別され、北部の排水面積は全体の約76%で、これを3ヶ所の排水設備で排水している。本調査はそのうちの主要な一つについて行ったもので排水区域のほぼ中央に主要排水路をもち、正画整理された農地は規則正しい長方形の小排水路網により幹線水路に連絡されている。

その排水面積は5.52KM<sup>2</sup>であつて、排水設備として200馬力1台、250馬力2台の排水機をもち、いづれも排水能力は2.3<sup>m</sup>secである。排水状況は時期により湛水許容水位を定め、降雨により水位上昇とみると運転を開始するが、流出量がポンプ能力におよばないため、やがて運転不能となり、運転は休止され、水位の回復をまつて断続的に運転される。



2. 観測. この地区につき、降雨量、蒸発量各1ヶ所、幹線水路の水位を必地実で常時観測し、その他流速測定も実施したが、流速は10cm/sec以下の微流速であり、信頼しうる結果は得られなかった。なお、水位についても、水面こう配は $\frac{1}{5000} \sim \frac{1}{20000}$ で観測誤差が大きく影響する。

3. 流出解析の方法. 以上のような状況があるので、水路による流出量と対象にすることができないため、排水面積全体の貯溜量の変化から解析を試みることとした。

1時間を単位として、単位時間内の流出量は、幹線排水路と貯水池と考え、ポンプ運転中はポンプ排水量と幹線水路内の貯溜量の減少量の差を田面よりの流出量とし、運転休止中は、幹線水路内の貯溜量の増加量とそのまま流出量と考える。田面内の小排水路の水位は田面水位と同じであり、田面水位は一樣に上、下し、流出は田面から附近の小水路に出て後、幹線水路に到達するものと仮定する。

排水機運転休止中の状態を考え、小排水路に流出する通水断面積の総和をF、集水面積をAとすると、田面残貯溜量Sは

$$S = (1-\delta)AH \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに $\delta$ は、集水面積と小水路面積の比、Hはその時の田面湛水深である。

つぎに 
$$F = \alpha H \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに $\alpha$ は、小水路の総延長をLとすると

$$\alpha = 2L \quad \dots\dots\dots (3)$$

(1), (2), (3) 式より 
$$F = \frac{2L}{(1-\delta)A} S = \beta S \quad \dots\dots\dots (4)$$

以上のように表わすと、 $\alpha$ および $\beta$ はその地区固有の係数と考えられる。

今、Fの単位面積を通じて排水路に集中する流出量を常に1と仮定し、その値をqとし、またそ

このときの田面の浸透能を  $f$  とすると、貯留水の連続の式は

$$\frac{dS}{dt} = -gF - (1-\delta)fA \quad \dots\dots\dots (5)$$

ポンプ運転開始後はこの地域の場合、 $f=0$  と考えられるとすると

$$\frac{dS}{dt} = -gF = -g\beta S \quad \therefore S = S_0 e^{-g\beta t} = S_0 e^{-\beta t} \quad \dots\dots\dots (6)$$

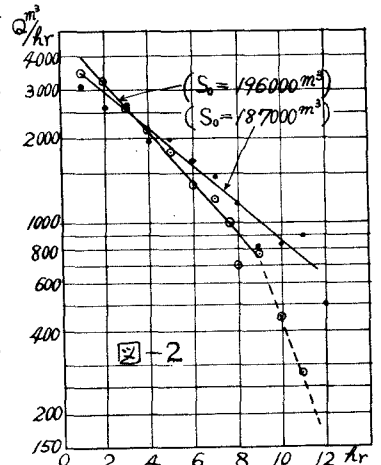
こゝに  $S_0$  は  $t=0$  のときの  $S$  とする。排水期間中  $g$  排水機の運転中止後幹線水路に流出する時期について、観測値から求めた田面残貯留量より、(6)式の  $\beta$  を求めると下表のようになる。すなわち、各ケースとも  $\beta$  は一定値を示さず、時間とともに減少する結果となり、流出量が時間の経過につれ、初期に得られる  $\beta$  で求めらる量より少くなることを示している。ただ  $t=5$  以前では各ケースともほぼ近い値であるので、幹線水路の水位状態が田面に与る影響を及ぼさなしいと思われる時間では  $\beta$  をほぼ一定と考えこゝいであらうし、これがこの地区の最大の流出強度を示すものと考えられる。  $t=5$  時間ごの  $\beta$  の平均値  $\bar{\beta}$  を推定すると、この場合  $L=44,860$  m,  $A=4.121$  km<sup>2</sup>,  $\delta=0.0232$  であるので  $\bar{\beta}=0.575$  となり、田面単位面積当りの流出量は  $\bar{\beta}F/A = 12.500$  H m<sup>3</sup>/hr/km<sup>2</sup> (H:単位m) となる。

| 時期     | $S_0$ (m <sup>3</sup> ) | $\beta(t=5hr)$ | $\beta(t=10hr)$ | $\beta(t=20hr)$ |
|--------|-------------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 10月14日 | 196,300                 | 0.0115         | 0.0094          | —               |
| 9月28日  | 185,500                 | 0.0117         | 0.0095          | —               |
| 10月15日 | 141,300                 | 0.0156         | 0.0120          | —               |
| 9月29日  | 138,700                 | 0.0142         | 0.0107          | 0.0073          |
| 10月16日 | 105,900                 | 0.0083         | 0.0076          | 0.0065          |

しかしながらこの  $\beta$  の扱い方については、もっと多くの條件のもとに検討せねばならぬし、このためには精度の高い観測資料を多く入手する必要がある。

4. 観測結果の整理。上記の表りケースで、運転中止後の各時間流出量をプロットしたものゝ一例を図2、3に示す。

各ケースとも片対数紙上で、ほぼ直線状に分布するが、ポンプの運転中止の時の残貯留量の大小により、分布角度が明瞭に変化している。なおポンプ運転中止直後の単位時間流出量と残貯留量の間には指数曲線的対応を示すように推察された。



5. おわりに 以上は木曽峠村の内水流出機構につき、昭和39年8月以降の調査資料にもとづいて考察したものであるが、その現象と研究するためには、観測資料の精度が十分高いものであることを痛感するとともに、長期の資料が必要であり、短期間の資料で成果をうけることは困難である。

この調査の結果としては、当地域水田面の流出におよぼす抵抗は一般の水路におけるよりもかなり大きいものとなることおよびそれが水位によって大きく変化するであろうことがうかがえる。

したがって、その流出強度  $\bar{\beta}$  などのように扱ふべきかなど今後の課題として検討したい。

