

長良川河口ぜき計画に伴なう堤防漏水調査

赤井 浩一・宇野 尚雄

A RESEARCH ON THE LEAKAGE OF LEVEE ACCOMPANIED BY THE NAGARA ESTUARY WEIR PLAN

By *Koichi* AKAI and *Takao* UNO

Synopsis

In this paper we deal with the leakage problem of the levee at the Nagara river accompanied by the estuary weir plan. From the investigation it is found out that the head after the weir construction may be as high as twice in the present situation. From the experiments to examine the effect of five protective countermeasures, it may be concluded that the blanket method or the sheet pile method produces considerable effect, and that the drainage culvert method indicates much effect; possibly keeping the present state even if the head of the culvert is controlled to 20 cm~30 cm under the ground surface.

1. ま え が き

近年、工業用水、水道用水、かんがい用水などの水利用の増加にともなう水資源開発の必要性が一段と高まるすう勢にある。従来の水資源は山岳地における高堰堤などの貯水に頼る傾向が大勢を占めていたが、ごく最近では、利根川河口ぜきや長良川河口ぜき計画などにみられるように、河川の中下流域における河道貯留によってでも水資源を確保しようとする傾向を示している。このような河道貯留は、河川工学の立場からみると、決して望ましい事態ではなく、種々の附随した問題が生じる恐れを含んでいる。

長良川河口ぜき計画は、河口付近における海水の侵入すなわち塩水の遡上による塩害の防除および河水の多目的利用の要望に基づいて立案されている¹⁾。一般に河口ぜきは河水の流況を変化させるので、計画にあたっては、それにともなう発生する諸現象、たとえば高水防御、河水および周辺土地の有効利用、堤内ろろ水防止、水産資源に及ぼす環境変化²⁾などを予測し、その対策を立てておく必要がある。

河口ぜきを建設すると、河川水位は従来よりも上昇し、堤内地へのろろ水が増加する恐れが生じる。湿地が増えると、内水排除のための施設の強化が必要となったり、農作物の成育に悪影響が生じたりする。このような環境変化は河川の流況、周辺の地勢・地層構成などの違いによって異なるであろう。長良川河口ぜき計画では、流域に高須輪中のような低湿地があるため、地盤ろろ水を含めた堤内ろろ水が一層激しくなると予想される。したがって、このようなところではとくに堤内ろろ水の現況の把握と将来の予測を十分明らかにしておき、かつそれらに対する対策を樹立しておく必要があるであろう。

このため、本研究では高須輪中におけるろろ水を対象にとりあげて、第1に現状の堤内地下水圧やろろ水量を把握すること、第2に長良川河口ぜき建設による河川水位上昇時の堤内地下水圧やろろ水量の増加を推定すること、第3に予想されるろろ水被害を防除するための対策工法の指針を得ることを目的としている。長良川河口ぜき計画にともなう堤内ろろ水に関する調査としては、建設省内でろろ水実態調査や地質・地層調査などが行なわれてきた³⁾。本研究では、これらの資料にもとづいて、解析可能な、きわめて単純化した地盤モデルで解析整理を行なって、二、三の観測値に対する検討・考察を加えるとともに、最終的には、予

測される堤内ろう水防止のための対策工法の選定に際する判断の指針を与えている。

すなわち、高須輪中堤内における地下水圧変動の観測や、とくに堤外で砂州が少なく、堤内ろう水の激しい地区とみられる長良川右岸 16 km - 120 m 地点 (金廻) における堤内既存水路へのろう水量の観測などの結果から、地盤の透水性に関する諸定数の推算とそれに基づいてせき設置後の長良川水位上昇にともなう堤内地下水頭とろう水量の各増分を推定する。

この推定はきわめて単純化した地盤モデルによるものであるため、本研究の 4. ではより実際に近い地盤モデルに対するアナロジー実験によって検討を加えた。それと同時に、予想されるろう水被害を防除する対策をたてるための実験的検討を加えた。すなわち予想される堤内地下水圧とろう水量の増加を低減させるために、5種類の対策工法を考慮し、それらの効果を検討する。その対策工法とは (1) 水路工, (2) 暗渠工, (3) 水路・暗渠併用工, (4) 矢板工, (5) ブランケット工 (表腹付け工) である。

2. 高須輪中堤防における堤内ろう水

(1) 堤内ろう水の実態

一般的にろう水が多い高須輪中堤付近でも、ろう水の多い地点と少ない地点の濃淡がみられる。堤外地の砂州がかなり発達している 15 km (海津町) 付近は比較的ろう水が少ないのに対して、河水が直接堤防にあたっている 16~17km (金廻) 付近ではかなりのろう水があることが Fig. 1 に示した平面図に認められている。

この高須輪中堤内はいわゆるゼロメートル地帯であって、T.P. ±0 m よりも低く、16 km (金廻) 地点の右岸では T.P. -0.4 m となっている。このような実情から、せき計画にともなう堤内ろう水調査を重点的にこれらの地区で行なった。Fig. 2 に示された断面図は長良川右岸 16 km - 120 m 地点のものであって、C断面と称しているものである。地層の詳細は複雑であるが、大別して3層にまとめられている。各層の透水係数は Hazen 公式などから求められたものを Fig. 2 中のカッコ内に記してある。透水層に対してはC断面の位置ではないけれども、2地点で詳細な多孔式揚水試験が実施されていて、透水係数は $k = 1.0 \times 10^{-2}$ cm/sec とみなせることがわかっている。このため後述する 4. の寒天による電気的相似浸透実験においては、カッコ外に記した値を採用して、実験の相似性を確認している。

(2) 堤内地下水頭の変動観測 (諸定数の推定)

Fig. 2 に示した堤防および基礎断面をいま簡単のため、Fig. 3 のように難透水性の表土層で被覆されている被圧滞水層地盤で近似する。このとき砂層 (厚さ $D = 13.8$ m, 透水係数 k , 圧縮率 κ) の水頭を $h(x, t)$ とし、表土層 (厚さ d , 透水係数 k') の地表面に湛水がないとする。外水位が

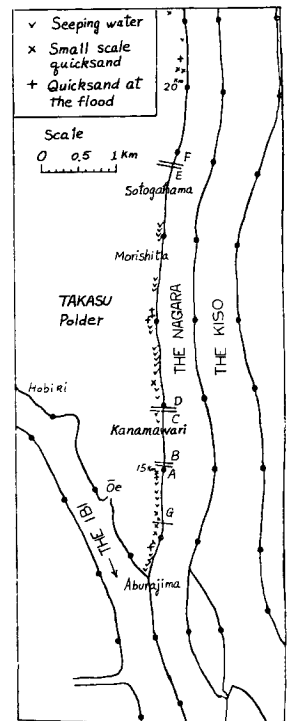


Fig. 1 Takasu polder.

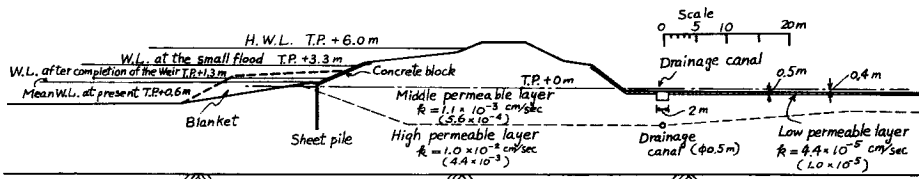


Fig. 2 Section of Takasu circle levee.

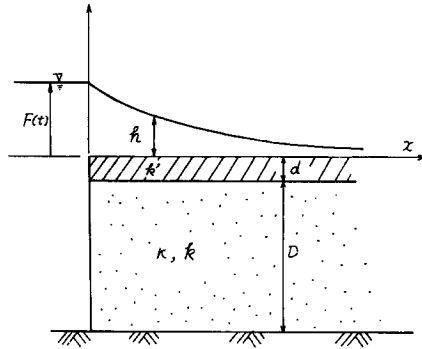


Fig. 3 Ground model.

$$F(t) = A + B \sin(\omega t) \dots\dots\dots (1)$$

なる変化をしているときの水頭 $h(x, t)$ は、 $t \rightarrow \infty$ のとき、次式で与えられる⁴⁾。

$$h(x, t) = A \exp(-mx) + B \exp(-px) \cdot \sin(\omega t - qx) \dots\dots\dots (2)$$

ただし

$$m^2 = \frac{b}{K}, \quad b = \frac{k'}{\kappa D d'}, \quad K = \frac{k}{\kappa}, \quad p^2 = \frac{1}{2K} \{ \sqrt{\sigma^2 + q^2} + b \}, \quad q^2 = \frac{1}{2K} \{ \sqrt{\sigma^2 + b^2} - b \}$$

さて、外水位変動と堤内地下水位の変動の応答の観測値から(2)式中に現われる諸定数の算出を試みる。

C断面における地下水圧観測結果の一例が Fig. 4 である。図中の C-4, C-5, C-6, C-7 は観測井の番号であって、外水からの距離 x がそれぞれ 57 m, 87 m, 128 m, 187 m の地点にある。観測井の直径は 7.5 cm, 測定深度は 5 m の位置である。さて、この断面の地点では、潮汐による外水位変化にともなう堤内地下水頭の時間的変化が観測されている。外水位の正弦的变化に対応して、堤内地下水頭の変動振幅は堤防からの距離とともに減衰を示し、そのピーク時の時刻はずれ(時間的遅れ)を示し、平均堤内地下水頭も外水から遠ざかるにつれて減衰している。後者の減衰は(2)式の右辺第1項によるものであり、前者の減衰が第2項によるものであることが推察される。

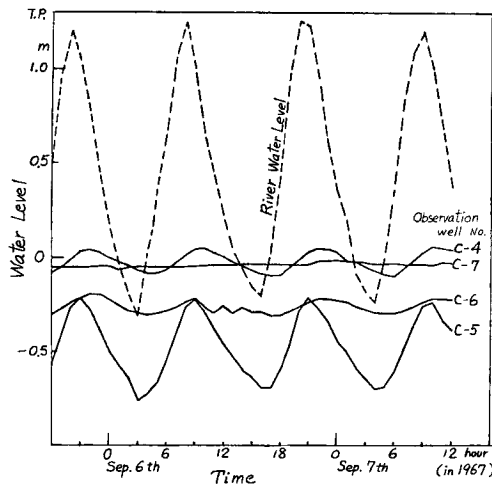


Fig. 4 Variation in the groundwater head.

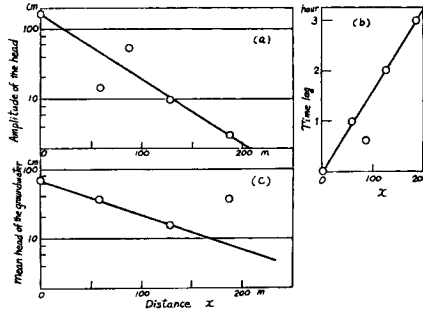


Fig. 5 Amplitude of the head, time lag and mean head of the groundwater.

Table 1 Estimation of seepage parameters

Observation date	C-section (16 km-120 m)				D-section (16 km-50 m)			
	p	q	m	$\sqrt{p^2 - q^2}$	p	q	m	$\sqrt{p^2 - q^2}$
	$\times 10^{-4}$ [cm ⁻¹]				$\times 10^{-4}$ [cm ⁻¹]			
Dec. 23, 1963	1.13	0.52	0.55	1.00	1.00	0.56	0.53	0.83
Aug. 10, 1964	1.07	0.52	0.38	0.93	0.92	1.06	0.47	—
Sep. 25, 1965	1.10	0.34	0.59	1.04	1.12	0.43	0.86	1.03
Oct. 23, 1965	1.27	0.52	0.36	1.16	1.19	0.51	0.35	1.08
Dec. 10, 1965	1.33	0.64	0.71	1.17	1.17	0.45	0.63	1.08
Jan. 24, 1966	1.29	0.38	0.67	1.23	1.18	0.74	0.59	0.92
Sep. 4, 1968	1.62 (2.13)	0.58 (0.85)	— (1.11)	1.51 (1.95)	G site (14.2 km+120 m) (3.90) (1.31) (2.35) (3.67)			
Mean	1.25	0.50	0.50	1.15				

Fig. 5 の (a) には地下水頭振幅の減衰の関係, (b) には距離 x と時間的遅れ ((2) 式の qx/σ に相当する) の関係, (c) には平均地下水頭の減衰の関係を描いてある。Fig. 5 のそれぞれの直線の傾度から (2) 式における定数 p, q, m の値が計算される。この整理を2地点において、数回の観測に対して行なった結果が Table 1 に示されている。 p, q, m の間には $p^2 - q^2 = m^2$ なる関係があるはずであるが、観測値から計算された値はこの関係を満足せず、 $p^2 - q^2 > m^2$ となっていて、 p が過大に算出されているか、または q, m の値が過小に算出されていることになる。

観測値を得た実際の断面は各種の土層から構成されていて、Fig. 2 に示すものよりさらに複雑であるのに対して、前述の解析式 (2) は Fig. 3 に示すきわめて単純化された地盤モデルに対してしか演算が可能でないで、上述のような問題が生じるのは当然ともいえる。しかし逆にいえば、実際の堤体および地盤を Fig. 3 のようなもので近似しても、Fig. 5 にみられるように、地下水压変動の振幅、平均地下水頭の減衰および時間的遅れなどが、定数を適当に選べば、きわめて単純化された地盤モデルに対する演算式 (2) によって解析されるといえよう。

m の値が大ききことは平均地下水頭の減衰が大ききことを意味するので、 m を小さめに評価している Table 1 の観測値から求めた値の採用は、平均地下水頭の減衰を遅らせるという計算結果になり、水頭を過大評価することを意味する。一方、平均流量は (2) 式を微分して kD を乗ずることによって求められ、後述の (4) 式で与えられるから、 m の値は小さい方が危険側の推定であるともいえない。そこでC断面の

近傍で観測されている水路へのろ水量の時間的变化から検討する。

(3) 堤内へのろ水量の観測

C断面の近傍(長良川右岸 16 km)で、堤内地の既存排水路を利用して、外水位変動に対するろ水量が観測されている。水路の長さは 137 m、水深 15 cm、幅 1.6 m であって、外水から水路までの距離は 85 m である。水路の一端を閉じて、他端に三角ぜきを設けて、水路へのろ水量の時間的变化が観測された結果は Fig. 6 に示されている。周期的な外水位変化に対応して観測ろ水量も周期的な変化をしている。平均ろ水量は約 3590 cm³/sec であって、これは約 0.026 l/sec/m に相当する。

さて、Fig. 2 に示すような難透水性の表土層を有する被圧滞水層の上部につくられている排水路への非定常浸透流の解析はきわめて困難である。そこで、このような場合の定常浸透流を研究した Turnbull らの方法³⁾により、排水路への浸透流量を近似的に計算してみた。Fig. 6 の一点鎖線がその結果である。この方法は定常浸透時の計算式であるため、時間的遅れは計算できないけれども、それを 2 時間(その理由は後述)にして描いてある。観測ろ水流量と比較すると、時間的な変動の振幅はかなり大きいけれども、平均ろ水流量はほぼ等しいといえることができる。観測ろ水流量の変動が計算値より小さいことは、浸透ろ水してきた水が排水路を流下して、三角ぜきで測定されているため、観測値が時間的に平均化されたことによるものではないかと考えられる。

さて、Turnbull らの方法では時間的遅れが計算できないので、いまかりに、外水位変化に対する排水路へのろ水の時間的变化の位相は外水位変化による被圧滞水層中の排水路と同じ地点における地下水流量変化の位相と等しいと近似してみよう。Fig. 3 の被圧滞水層中の地下水流量は(2)式を微分して kD を乗じて求められ、(3)式となる。また時間的に平均した浸透流量 Q_m は(4)式で与えられる。

$$Q(x, t) = kD \cdot \{Ame^{-mx} + B\sqrt{p^2 + q^2} \cdot e^{-px} \sin(\sigma t - qx + \alpha)\} \dots\dots\dots (3)$$

ただし

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{q}{p}\right)$$

$$Q_m(x) = \frac{1}{T} \int_0^T Q(x, t) dt = kDAme^{-mx}, \quad T = \frac{2\pi}{\sigma} \dots\dots\dots (4)$$

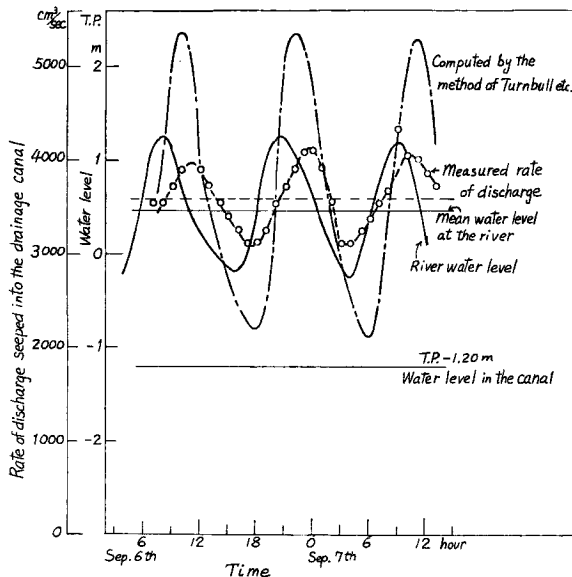


Fig. 6 Rate of discharge seeping into the drainage canal.

(2)式から水圧変動の時間的遅れは qx/σ であるけれども、(3)式から浸透流量の時間的遅れは $(qx - \alpha)/\sigma$ で与えられることがわかる。

外水位変化を正弦変化で近似させ、かつ前項(2)で求めた諸定数

$$A=1.66 \text{ m}, m=1.15 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}, D=13 \text{ m}, x=85 \text{ m}, B=0.80 \text{ m},$$

$$p=1.25 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}, q=0.50 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}, k=1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

を用いて、(3)式に求められている時間的遅れ $(qx - \alpha)/\sigma$ を計算すると、これは41分になる。

観測ろう水流量には、さらに排水路から三角ぜきへの測定系の遅れが加算されていると考えなければならない。いま簡単のため、水路流速 u を一定と仮定すると、測定系の時間的遅れは $L/2u$ であって、水路延長 $L=137 \text{ m}$, $u=3590 \div (160 \times 15) = 1.5 \text{ cm/sec}$ とすると、 $L/2u=77$ 分となる。さきの41分とあわせて118分の時間的遅れとなる。この遅れが Fig. 6 の外水位変動とろう水流量変動の時間的ずれ、約2時間に相当していることになり、上に求めた諸定数はほぼ妥当なものと考えられる。

なお、(3)式を用いて形式的に地下水流量を試算することができるけれども、その結果は排水路へのろう水量測定値の約3分の1になる。この点については、両者の相違すなわち、流れの前提条件である地盤条件が違っていること、さらに排水路へのろう水流量の観測時には、堤内地の地下水圧が水路水位よりも高く、観測値には堤外と堤内の両方からのろう水が加算されていることなどが考えられる。

以上を要約すると、実際の堤体および基礎断面は各種の土層から成っていて複雑であるけれども、土層の透水性を平均化した近似断面を描くと、Fig. 2 のような堤内表土層(難透水性)、堤体および地盤上部の砂質シルト層(半透水性)およびその下部の砂層(透水性)の地層構成となる。この地点における地下水圧変動と堤内排水路へのろう水量変動の観測結果を、Fig. 3 に示すきわめて単純化した地盤断面に対する解析式で整理したところ、比較的妥当な結果を得た。これは実際の堤体および基礎を Fig. 3 のように近似しても、定数を適当に選べば、大きな誤差は生じないということの証左であると考えられた。

したがって、つぎの3. では堤体および基礎を Fig. 3 の断面で近似して、せき建設後に予想される地下水圧とろう水量の増分を推定してみる。

3. せき計画にともなう地下水頭とろう水量の増分の推定

高須輪中堤防C断面(16 km-120 m)における堤内地盤高は T.P. -0.4 m である。この高さを全水頭 0 の基準にとると、つぎの対応ができる。なお、現状水位とせき設置後外水位には水文資料の整理・解析が整っている油島(14 km)地点のものを便宜的に採用した。

	標 高	全 水 頭
堤 内 地 盤 高	T.P. -0.40 m	0
現 状 最 低 外 水 位	T.P. -0.08 m	32 cm
〃 平 均 外 水 位	T.P. +0.49 m	89 cm
〃 最 高 外 水 位	T.P. +1.06 m	146 cm
せき 設 置 後 外 水 位	T.P. +1.31 m	171 cm

いま外水位が時間に関して正弦変化しているとする、(1)式の A, B は上述の数値から $A=89 \text{ cm}$, $B=57 \text{ cm}$ となる。すなわち、外水位が

$$F(t) = 89 + 57 \sin(\sigma t) (\text{cm}), \sigma = \frac{2\pi}{T}, T = 12 \times 60 \times 60 \text{ sec} \dots\dots\dots (5)$$

という変動をしているとき、堤内地下水頭の変動は(2)式で計算される。 $m=0.5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$ のときと $m=1.5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$ のときに対応する計算結果を Fig. 7 に示す。Fig. 7 によると、現状平均水位の場合に対して、せき設置後の堤内地下水頭は約2倍程度まで増加することがわかる。なお、この計算では地盤を Fig. 3 のようなもので近似させていることに留意しておく必要がある。

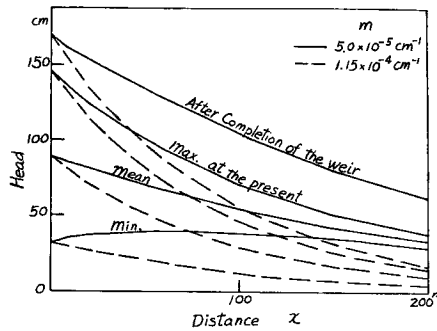


Fig. 7 Distribution of the groundwater head.

Table 2 Estimations of leakage.

m	k'	Leakage at the present	Leakage after completion of the weir
$0.5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$	$1.00 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$	0.0272 l/sec/m	0.0520 l/sec/m
$1.15 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$	$5.28 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$	0.0438 l/sec/m	0.0834 l/sec/m

堤内地へのろう水量 Q' に関しては、堤内表土層（厚さ d 、透水係数 k' ）の下面の水頭 $h(x, t)$ と表面の水頭 0 による動水傾度で生じるから

$$Q'(x, t) = \int_0^x k' \cdot \frac{h}{d} dx \quad (\text{cm}^3/\text{sec}/\text{cm}) \quad \dots\dots\dots (6)$$

(6) 式に (2) 式の h を代入して、時間平均のろう水流量 Q_m' は次式によって求められる。

$$Q_m' = \frac{1}{T} \int_0^T Q' dt = \frac{k'A}{dm} (1 - e^{-mx}) = A \sqrt{\frac{kk'D}{d}} (1 - e^{-mx}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし

$$m^2 = \frac{k'}{kDd}$$

堤内地へのろう水は堤防敷部分を除く $x \geq 55 \text{ m}$ の部分へのろう水であるとする、堤内ろう水量は

$$Q_m'(x = \infty) - Q_m'(x = 55\text{m}) = \frac{Ak'}{dm} [e^{-mx}]_{x=55\text{m}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

(8) 式に $A = 89 \text{ cm}$ (現状), $A = 171 \text{ cm}$ (せき設置後), $d = 50 \text{ cm}$ などの値を用いて計算すると、Table 2 のようである。ここでは (kDd) の値を一定にして、 $m = 0.5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$ と $m = 1.15 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$ の 2 つの場合を計算してある。Table 2 から、現状の堤内ろう水量は 0.027~0.044 l/sec/m 程度であって、これがせき設置後には 0.052~0.083 l/sec/m 程度に増加すると推定される。さきに堤内排水路への観測ろう水量が 0.026 l/sec/m であったから、上の計算値はオーダー的に妥当なものといえよう。現状の平均堤内ろう水量は約 0.035 l/sec/m であって、せき設置後には約 0.068 l/sec/m と約 2 倍弱になると予想される。

4. ろう水防止対策工法の実験的検討

(1) 対策工法の種類

これまでの検討結果から、せき設置後の高須輪中の堤内ろう水の増分はかなりのものになることが予想される。しかし、それは観測地下水圧と観測ろう水量の各変動および近似した地盤モデルに対する解析にもとづく検討に準拠している。そこで本研究では、実験的に上述の推定値のオーダーを確認して、さらにろう水

防止の対策工法を究明する。実験手法には、定常浸透の解法として用いられている寒天による電気的相似実験法を採用している。なお堤体および基礎地盤断面には解析的演算に用いた Fig. 3 よりはさらに実際に近いとみなせる Fig. 2 の平均化された断面を相似させている。

さて、この種の堤内ろう水防止対策の原則は堤体を保全しつつ、その効果をあげるべきことである。この意味で、堤体の前面(表のり面)で積極的に遮水する方策として、表のり面の腹付け(ブランケット工)、コンクリート法覆工および止水壁矢板工が考慮される。一方、やむをえない堤内ろう水量をすみやかに排除する方策として、排水路や排水暗渠の設置が考慮される。この排水路などはその建設によって堤体安定の保全に関して、少なくとも現状をそこなうことのないように、設計・施工上に細心の注意が必要なことは論をまたない。これらの対策工法の優劣は堤内ろう水の防止効果、工費の経済性および安定性によって比較されるであろう。本文では各工法のろう水防止効果という面から実験的検討を加える。この検討は Fig. 2 に示すC断面に対して行なう。対策工法はつぎの5種類である。

- 1) 排水路工……堤防裏のり先から 5m 離れた位置に幅 2m, 深さ 1.5m の長方形の排水路を建設する。
- 2) 排水暗渠工……直径 50cm の暗渠を堤防裏のり先から 5m 離れた位置で、約 5m 下の透水層に届くところに設置する。
- 3) 排水路・暗渠併用工……1) と 2) の併用工法。
- 4) 矢板工……堤防表のり先コンクリート張りの先端、根固めの部分に 7.5m の長さの止水壁矢板を打込む。
- 5) ブランケット工……堤防表のり面に腹付けする (Fig. 2 の破線部参照)。その土質は堤体と同じ透水性とする。

(2) 寒天模型による電気的相似浸透実験の方法

せき設置後の長良川水位は当然時間的に変動する。また地点によっても多少異なってくる。3. では、この外水位条件として油島地点の水位 (T.P. +0.49m) を採用したけれども、この実験では現状外水位は高須輪中全体を平均的にみた標高 T.P. +0.60m にした。この点の相違は後に考察する。さて、せき設置後の外水位はさきに用いたものの端数を切捨てて、T.P. +1.30m として、しかも時間的にも一定に保たれている定常浸透状態を実験対象とした。

この種の問題は室内の寒天模型の電気的相似浸透実験によって検討される。定常浸透流と電流の相似性は周知であるが、Table 3 の対応関係に明らかである。すなわち、土中の浸透流を寒天模型内の電流によって相似させ、土の透水性の大小は寒天の比電導度で相似させ、水頭に対しては電位を、流量に対しては電流を測定して、相似則にもとづいて換算するのである。寒天模型内で観測される電流 I は次式によって浸透流量に換算される⁹⁾。

$$q = I \times \frac{k}{\kappa^*} \times \frac{h}{V} \times \frac{1}{b} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 q : 換算浸透流量 (cm³/sec/cm), I : 電流 (アンペア), k : 透水係数 (cm/sec), κ^* : 比電導度 ($\Omega^{-1} \cdot \text{cm}^{-1}$), h : 水頭差 (cm), V : 電位差 (ボルト), b : 寒天模型の厚さ (本実験では $b=0.6$ cm とした)。

比電導度は、厚さ 0.6 cm で、10 cm × 10 cm の正方形寒天の対辺間の電気抵抗 R を測定すると、 $\kappa^* =$

Table 3 Similitude of seepage flow and electric current.

Seepage flow	Coefficient of permeability	Head	Hydraulic gradient	Rate of discharge	Seepage velocity
Electric current	Specific rate of conductivity	Electric pressure	Electric pressure gradient	Electric current	Intensity of electric current

1/(0.6R) で与えられる。

さて Fig. 2 に示す堤防および地盤は3つの土層から成っている。このような透水性の異なる土中の浸透では、Table 3 の対応から、透水係数と模型における寒天の比電導度とが比例するように寒天の電気抵抗を決めることによって、寒天実験の相似性を保持できる。本実験では寒天の濃度を1%とし、食塩濃度が15%のときの寒天の電気抵抗は $R=8.1$ オームとなった。この寒天で Fig. 2 の透水層 ($k=1.0 \times 10^{-2}$ cm/sec) を相似させると、 $Rk=8.1 \times 10^{-2}$ Ω·cm/sec となる。難透水層と半透水層についても、この関係を満足する R の食塩濃度の寒天を用いることにより、実験の相似性を保つ。本実験では、難透水層に対して食塩濃度 0.85% ($R=76$ Ω), 半透水層に対して 0% ($R=1840$ Ω) とした。その結果。相似される透水係数はそれぞれ、 1.1×10^{-3} cm/sec, 4.4×10^{-5} cm/sec となっている。電圧は1ボルトで水頭差 1m を相似させているので、結局式 (9) はつぎのようになる。

$$q = I \times \frac{8.1 \times 10^{-2} + R}{1 + (0.6R)} \times \frac{100}{1} \times \frac{1}{0.6} = 8.1 \times I \text{ cm}^3/\text{sec}/\text{cm} \quad (I: \text{アベニア}) \quad \dots\dots\dots(10)$$

電流 I は回路中に入れた既知抵抗 r の両端間の電位差 v をテスターで測定して、 $v+r$ により求められる。寒天模型の縮尺は1/100として、交流を用いた。実験の種類は対策工法と水位条件の組み合わせでできまり、Table 4 に示す場合に対して実験した。それぞれの場合に対する電気回路は若干異なるが、これらの中で最も複雑な場合の例として、排水路と暗渠を併用した場合の電気回路を示すと Fig. 8 のようである。

自由水面の位置はその点の水頭が位置の水頭に等しくなるように試行的に決定される。

なお、対策工法の相似方法を若干説明しておく。

- 1) 排水路は幅 0.6 cm, 長さ 3 cm (または 4 cm) の鋼板の両端を 0.5 cm (または 1.0 cm) ずつ折曲げて、コの字形のものとした。
- 2) 暗渠は幅 0.6 cm の鋼板を直径が 0.5 cm の円筒形になるようにつくった。

Table 4 Kinds of experiments.

Water level Countermeasure	Mean W.L. at present	W.L. after completion of the weir		W.L. at the small flood	H. W. L.	
	1	2	2'	3	4	4'
I. In the present state	I-1 100	I-2 170	—	I-3 370	I-4 640	I-4' 640
II. Drainage canal	—	II-2 (controlling W.L. to be 50 cm under the surface) 220	II-2' (// 1m under the surface) 270	II-3 370	II-4 640	II-4' 640
III. Drainage culvert	—	III-2 (pressure level to be 50 cm under the surface) 220	—	III-3 370	III-4 640	III-4' 640
IV. Drainage canal and culvert	—	IV-2 (pressure level to be 50 cm under the surface) 220	—	IV-3 370	IV-4 640	—
V. Sheet pile	—	V-2 170	—	V-3 370	V-4 640	V-4' 640
VI. Blanket	—	VI-2 170	—	VI-3 370	VI-4 640	VI-4' 640

Note. (1) In H. W. L., 4 without or 4' with concrete block up to H. W. L.
 (2) Values in Table are differences from the river water level to the lowest pressure level (cm).

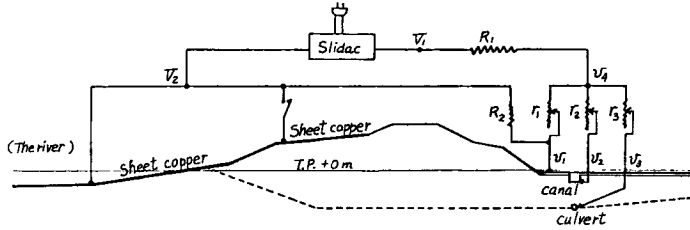


Fig. 8 Electric circuit of an experimental model.

3) 矢板は幅 1 cm, 長さ 7.5 cm, 厚さ 1 mm のガラス板を所定の位置に立てて、電氣的に絶縁した。

4) ブランケットは堤防表のり面への腹付けであって、Fig. 2 の破線部に、堤体を相似した寒天と同じものを用いている。なお、このブランケットの前面の河水にあたる部分はコンクリート法覆工として、不透水面とした。したがって、この場合堤外からの浸透水はこれより先の地面からのみ生じる。

(3) 実験結果・対策工法の効果

実験では自由水面の位置を試行的に求める。つぎに浸透流量を表わす電流および水頭分布を表わす電圧分布を測定する。実験の結果を整理して、各場合の自由水面形、流線網および浸透流量が得られる。以下では流線網、浸透流量、堤内地表面下 50 cm の位置における水圧分布と浸透水圧分布および自由水面の高さに関して各工法の堤内ろう水に対する防止効果を比較する。

a) 流線網に関して

現地盤に対する現状水位の場合 (I-1) とせき設置後外水位の場合 (I-2) および各種対策工法を実施したときのせき設置後外水位の場合 (II-2, II-2', III-2, IV-2, V-2, VI-2) について流線網を描くと Fig. 9 のようである。この図では等ポテンシャル線を破線で示し、流線は実線でその概要を示した。等ポテンシャル線のポテンシャル値は堤内地表面を基準 0 として測った水頭 (cm) で示してある。したがって水路工などの場合、水路水位を堤内地表面から 50 cm ないし 100 cm 下げているので、水路近傍のポ

Table 5 Seepage rate of discharge (cm³/sec/cm).

Countermeasure		River W. L.	W. L. at the present		W. L. after completion of the weir		W. L. at the small flood	H. W. L.	
		1	2	2'	3	4	4'		
I	To landside of the levee	0.125	0.205	—	0.472	0.932	0.796		
	From riverside of the levee	—	0.233	0.241	0.472	0.907	0.783		
II	To landside	—	0.135	0.050	0.374	0.755	0.667		
	To canal	—	0.088	0.190	0.098	0.123	0.110		
III	From riverside of the levee	—	0.235	—	0.478	0.939	0.752		
	To landside	—	-0.047	—	0.228	0.456	0.353		
	To culvert	—	0.282	—	0.228	0.456	0.399		
IV	From riverside	—	0.251	—	0.493	0.972	—		
	To landside	—	-0.050	—	0.232	0.444	—		
	To canal	—	0.027	—	0.019	0.045	—		
	To culvert	—	0.275	—	0.236	0.463	—		
V	To landside of the levee	—	0.167	—	0.365	0.732	0.642		
VI	To landside of the levee	—	0.184	—	0.443	0.875	0.772		

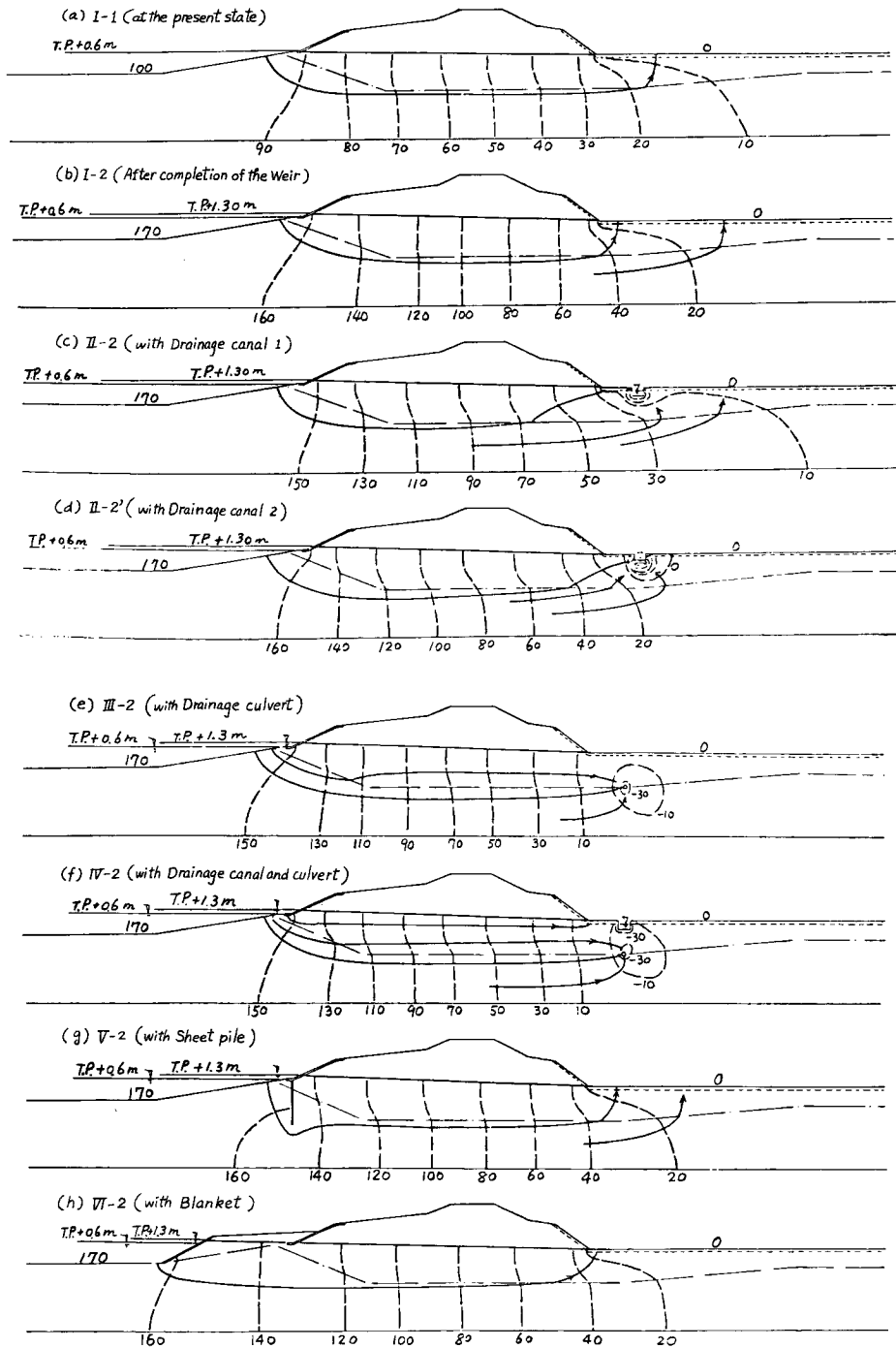


Fig. 9 Flow net.

テンシャル値は負のポテンシャルとして示してある。

Fig. 9 において同じ値の等ポテンシャル線の位置を比較すると、次のことが明らかである。

- 1) 現状に対してせき設置後には堤内側の水圧が上昇している。
- 2) 水路工の場合には、水路水位を地表面下 50 cm から 100 cm 低下させることによりろう水を水路に集めて、堤内へのろう水を抑制することができる。
- 3) 排水暗渠の場合の堤内地における減圧効果はきわめて大きい。
- 4) 矢板工やブランケット工はわずかではあるが、減圧効果を現わしている。

b) 浸透流量に関して

測定した電流から換算した浸透流量は **Table 5** のようである。**Table 5** に得られた浸透流量、とくに堤内へのろう水量の多少により諸工法の効果を比較するとつぎのようである。

- 1) 現状地盤に対して外水位が現状水位からせき計画水位まで上昇すると、堤内地へのろう水量は約7割増となる。
- 2) 現状地盤に対して、ブランケット工の場合のろう水量は若干減少する。矢板工の場合はさらに減少する。
- 3) 水路工の場合は維持する水路水位によりその効果が異なる。せき計画水位の場合には、水路水位を地表面下 50 cm に保つとき堤外からの60%が堤内地へ、40%が水路へ集まる。水路水位を地表面下 1 m に保つと堤外からの21%が堤内地へ、79%が水路へ集まって、水路効果が現われ、堤内地へのろう水量は 0.0235 l/sec/m から 0.005 l/sec/m に減少する。

4) 暗渠工は堤内地へのろう水防止効果が最大である。

さきに **3.** で推算したろう水量 0.027 l/sec/m (現状のとき) や 0.052 l/sec/m (せき設置後) に比べて、寒天実験から得られた **Table 5** のろう水量は 0.013 l/sec/m (現状のとき) や 0.021 l/sec/m (せき設置後) であって、約半分になっている。この原因についてはつぎの(4)の考察でも若干触れるが、一つには電気抵抗の異なる寒天の合成抵抗は個々のものを計算で合成したものより大きくなる傾向のあること、また極板(銅板)と寒天との間の接触抵抗が完全に除去されにくいことなども考えられる。このような傾向は食塩濃度が0%の寒天についてとくに顕著にみられている⁷⁾。したがって、**Table 5** に得られている実験値は諸工法の効果を定性的に対比させるのに用いている。

c) 水圧分布と浸透水圧分布に関して

水頭分布のうち堤内地表面下 50 cm の位置における水圧と浸透水圧を比較する。浸透水圧とは水流の方向にそう動水傾度と水の単位体積重量の積である。本実験では堤内地表面近傍での水頭(電圧)測定点は、地表面下 50 cm の水頭とさらに 110 cm 下の測定点における水頭であること、またこの付近での浸透流はほぼ鉛直上向きになっていること(**Fig. 9** にその傾向が認められる)を考慮して、地表面下 160 cm の水頭から地表面下 50 cm の水頭を差し引いた値を 110 cm で除したものを近似的に動水傾度として求めた。ここでは外水位条件として、せき計画水位までの場合だけを示すと、水圧分布が **Fig. 10**、浸透水圧分布が **Fig. 11** のようである。これらの図から認められる事項はつぎのようである。まず、水圧分布に関して、

- 1) 現状地盤に現状平均水位のとき、堤内地下水圧は水頭にして約 60 cm 未満であるが、せき設置後には水頭にして約 10 cm の上昇を生じる。
- 2) 矢板工、ブランケット工でもかなりの減圧効果が認められるけれども、現状を維持するには減圧効果が若干不足のようである。
- 3) 水路工については、水路水位が地表面下 50 cm のとき、現状維持に近い減圧効果を有する。さらに 0.5 m 低下させた場合には、かなり大きな減圧効果を発揮している。
- 4) 暗渠工はきわめて大きい減圧効果を有する。

総じて、減圧効果は暗渠工が最大で、つぎに水位を十分低下させた水路工、つぎに矢板工とブランケット工が同程度である。つぎに浸透水圧に関して、

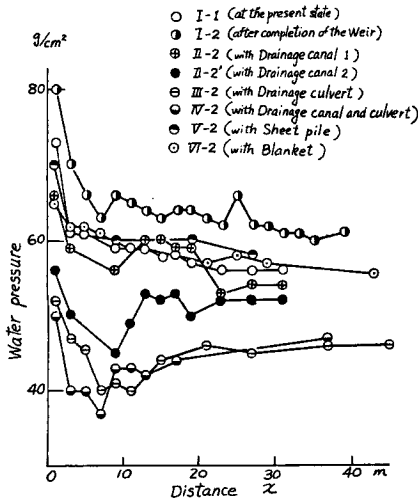


Fig. 10 Water pressure distribution.

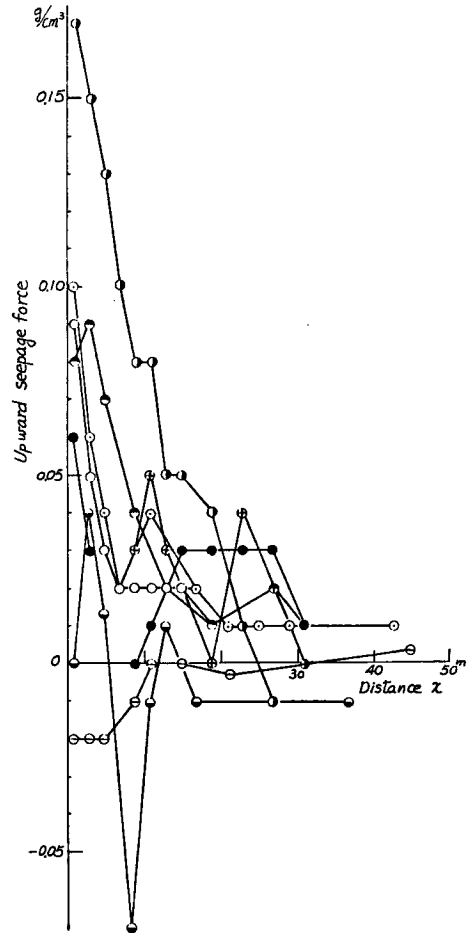


Fig. 11 Distribution of upward seepage force (Same symbols as Fig. 10).

1) 現状地盤に対して外水位が現状平均水位からせき計画水位まで上昇すると、浸透水圧分布は約2倍になる。

2) 水路工（水位 50 cm 低下の場合）、矢板工およびブランケット工は外水位がせき計画水位になっても、現状に近い状態に改善する。

3) 水路工（水位 1 m 低下の場合）は現状を若干改める。

4) 暗渠工は減圧効果が最大で、浸透水圧の作用方向が下向きになる。この場合、堤内地表面の水頭を暗渠の水頭より 50 cm 高く維持して、地表面から余分に水を浸透させていることになるから、暗渠の水頭は地表面から 50 cm より少ない低下量で、ろう水防止効果を十分発揮する。

排水路・暗渠併用工は上述の中では、暗渠工の場合とほぼ同様の効果を有するとみられたため言及しなかった。このことは両者のろう水防止効果は暗渠の方が顕著であることを意味すると解釈される。

d) 堤体内自由水面の高さに関して

堤体内自由水面の高さは Fig. 12 に示す。堤防断面中央より堤内側で自由水面の高さを比較すると、排水路・暗渠併用工と暗渠工の場合がほぼ最低を示し、つぎに排水路工、ブランケット工、矢板工の順に高く

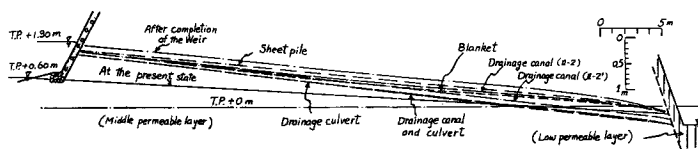


Fig. 12 Free surface.

なる。

(4) 実験結果に対する考察

前項(3)では寒天実験結果から対策工法の効果を定性的に比較対比して述べた。ここでは2, 3. で述べた観測値や計算値と寒天実験結果とを比較してみよう。

なお、寒天による電氣的相似浸透実験では、模型の大きさは堤外側はのり先から30mまで、堤内側はのり尻から50mまでの範囲(全長140m)にしたため、地盤の両境界はいずれも不透水境界としている。この結果、堤外からの浸透水を模擬した電流は、堤内側の透水層を通して遠方へ向うものがなくなり、すべて堤内地表面を模擬した極板(銅板)に集まることになっている。この点では、実験の相似性が十分には成立していない。しかし、堤外側では堤体のり面とのり先部からの浸透がほとんどであるから、堤外側の不透水境界の設定の影響はほとんどないといえる。一方、堤内側の不透水境界は透水層内の流れを鉛直上向きに拘束する意味をもつため、堤内側50m以遠500mまでの領域を同じ土層構成として、寒天ではなく電気抵抗回路で近似して、500m地点の土層の各層の水頭を地表面と同じ0とした条件の予備実験を行なった。しかしながら、えられた結果のポテンシャル分布にはほとんど差が生じないことが認められた。このことは透水性の低い表土層が裏のり尻から堤内地表にあっても、薄い層であるため、堤外からの浸透水はおもに堤内裏のり尻部分に浸出することになるためと思われる。

さて、2. に述べたように、現地盤における既存堤内水路への平均ろ水流量は約0.026 l/sec/mであった。これは平均外水位がT.P. +0.46mであり、水路水位がT.P. -1.20mのとき得られている。

また、3. と4. における外水位条件は食違っているので、3. のT.P. +0.49mをT.P. +0.60mに、T.P. +1.31mをT.P. +1.30mにそれぞれ直して計算値を修正すると、現状の堤内ろ水流量は0.030~0.049 l/sec/mとなり、せき設置後の値は0.052~0.082 l/sec/mとなる。これらの計算値は現地盤をきわめて単純化した地盤のモデルに対してえられたものであるけれども、現地盤における既存堤内水路で観測された平均ろ水流量0.026 l/sec/mから考えてはほぼ妥当なものであろう。一方、寒天実験では現状の0.013 l/sec/m、せき設置後の0.021 l/sec/mがえられ、計算値よりも小さい。

堤内地下水圧に関しては、3. の推定では m の値によってかなり異なる(Fig. 7参照)。しかし m が変っても、現状平均に対するせき設置後の水頭は2倍弱になっている。4. の寒天実験結果でも、Fig. 10, 11に整理されているように、現状に対するせき設置後の水頭および浸透水圧は2倍程度まで上昇している。Fig. 10の水圧は堤内地表面下50cmの深さのものを表わしているため、Fig. 7と対比するためには、Fig. 10の水圧50 g/cm²が堤内地表面の水頭に、Fig. 10の距離0mはFig. 7の距離55mにそれぞれ相当させねばならない。両者における水頭を堤内裏のり尻から50mの範囲で比較すると、Fig. 7の計算結果では低い方(破線)でも、現状で50cm~30cm、せき設置後で70cm~50cmとなっているのに対して、Fig. 10の寒天実験結果では、現状で16cm~5cm、せき設置後で30cm~10cmとなっている。このように、せき設置による地下水頭の変化もろ水量の場合と同様定性的に一致している。

ろ水防止のための対策工法の効果に関しては、すでに(3)で、堤内地へのろ水量の多少、地下水圧の大きさ、浸透水圧の大きさおよび堤体内の自由水面の高さなどの面から、定性的に比較した。その結果、排水路・暗渠併用工、排水暗渠工が堤内地へのろ水防止という点で大きな効果をもつこと、つぎに排水路が効果的であることがわかった。

ブランケット工と矢板工については、堤内ろ水防止効果では後者の方が若干大きく、地下水圧や浸透水

庄の低減効果ではほぼ同程度であって、堤体内自由水面の高さでは前者の方が若干効果的である。しかしこれらの相違はわずかであって、両者のろう水防止効果はほぼ同程度と考えられよう。なお、実際の長良川堤外地には砂州の発達しているところとそうでないところとがみられるが、砂州の発達している部分は堤内ろう水が少ないことが観察され、砂州はあたかもブランケットのような働きをもつものと考えられる。

5. む す び

本文は長良川河口せき計画にともなう高須輪中堤防のろう水に関する調査研究を述べた。まず現地の各種調査結果の考察を要約し、つぎに観測資料を解析するため、きわめて単純化した地盤モデルによって堤内地下水圧とろう水量を解析検討し、さらにせき建設による外水位上昇時におけるそれらの増分を推定した。また、それが堤内地に与える被害を除去するための対策工法5種の効果を、寒天による電氣的相似浸透実験によって定性的に検討した。もとより堤内地下水圧やろう水量は堤内地盤の土層の局部的変動などによる相違が予想されるが、おおよそつぎのような結論がえられた。

(1) 現状に対して、せき設置後には堤内地下水頭(堤内地表面を基準0にとった水頭)とろう水量はいずれも約2倍になる。すなわち、ろう水量は現状で約0.035 l/sec/mと考えられ、何ら対策を講じないときのせき設置後には約0.068 l/sec/mと予想される。

(2) これらの水圧とろう水量の増加を防止するための対策工法5種を比較検討した結果、ブランケット工や矢板工でもある程度のろう水防止効果が認められること、水路工では水路水位を地表面下約60 cmに保つことにより現状を維持できること、さらに暗渠工は検討した対策工法の中で最大のろう水防止効果を発揮し、暗渠の水頭を地表面下20 cm～30 cmに保つことにより現状を維持できると予想される。

この調査研究は建設省木曾川下流工事事務所前所長 長尾精氏(現在、長岡工事事務所所長)らとの連繫に負うところが多い。ここに深甚の謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 片岡勘二郎：木曾川総合開発，土木学会誌，Vol.53，No.9，1968，pp.59～62.
- 2) 長尾精：長良川河口せき計画の水産・水理調査，土木学会誌，Vol.53，No.3，1968，pp.14～18.
- 3) “長良川中下流域の地盤”，明治建設興業K. K. 地質部，昭40，3(建設省木曾川下流工事事務所保管).
- 4) 石原藤次郎. 本間仁編：応用水理学，中II，丸善，1958，pp.312～314.
- 5) Turnbull, W. J. and Mansur, C. I.: Design of Underseepage Control Measures for Dams and Levees, Journal of A. S. C. E., Vol.85, No. SM5, 1959, pp.129～159.
- 6) 丹羽義次：滲透水流の電氣的計測について，土木学会誌，Vol.35，No.7，1950，pp.18～20.
- 7) 宇野尚雄・宮下高昭：浸透流の寒天材料による電氣的相似実験について，昭和43年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集，II-10,1968，pp.19～20.