

地下止水壁による地下水規制の実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE CONTROL OF GROUND-WATER BY UNDERGROUND IMPERMEABLE WALL

松尾 新一郎*・河野 伊一郎**
By Shin-ichiro Matsuo and Ichiro Kono

1. ま え が き

産業の発展と生活水準の向上とによって工業用水、都市用水など水資源の需要は年々急増の傾向にあり、早急な対策を構ることが緊急の問題となっている。しかし、これらの供給源である降雨量は平均的に一定であるため地表水、地下水の高度の利用を図らねばならず、そのための規制が必要である。

水資源の人工的な規制については従来よりほとんどが地表水に限って配慮されてきたが、他方地下水に関してはその性状の把握のむずかしさからほとんど放置されてきたといえるであろう。したがって地下水利用に関してはこれまで井戸が無計画、無秩序に掘削され、過酷な揚水が行なわれてきたがために周辺に種々の有害な影響をもたらした例は決して少なくない。単に地下水位の低下にとどまらず井戸が枯渇し、地下水に海水が浸入して塩水化をひき起こし、とりわけ臨海工業地帯では地盤沈下という最悪の事態を引き起こすまでに至っている。特定の地域で部分的に地下水揚水に対する法的規制が実施されてはいるが、合理的な地下水規制と計画的な地下水利用は今後の課題といえるであろう。

以上の実情にかんがみて筆者らは広域地下水の調査に関する研究^{1),2),3)}を行なう一方、人工的に地下水流、地下水位を規制すべく「地下ダムの構想」^{4),5)}を中心として、地下止水壁による地下水規制について理論的、実験的に研究している。

本文はそのうちとくに、新しく開発した細管網モデルによって実験的に検討したものである。

2. 地下ダムの構想

地下ダムについては「地下ダムによる地下水規制の構

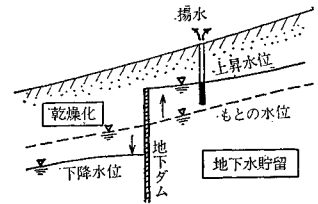
* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 京都大学助教授 工学部土木工学科

想」としてすでに土木学会誌に発表した⁵⁾その概要を簡単に述べるとつぎのようである。

(1) 地下ダムとは

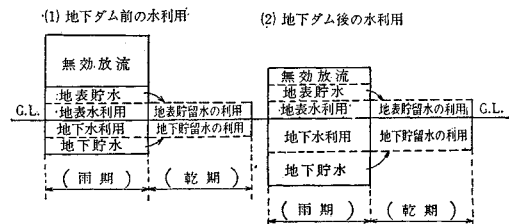
地下水流の存在する滞水層中に不透水性の壁あるいはそれに準ずる地下止水壁を造り、地下水流の一部または全部を堰き止めることによって上流側と下流側で地下水位の差を生ぜしめ、上流側では地下水が貯留されるものを地下ダムと呼ぶ。図一1は地下ダムによる地下水規制の状態を模式的に示したものである。



図一1 地下ダムによる地下水規制

(2) 地下ダムの目的

地下ダムの目的を大きく2つに分けて、第1に地下水の貯留、第2には地下水位の規制である。前者は地下水の高度利用という観点から、図一2に示すように無効放



図一2 地下ダム構築前後の水利用の比較

流を少なくし、積極的な地下水利用を図ることを目的とする。一方、後者は地下水位が高すぎる、あるいは低すぎることによる悪影響を防止するため地下水流を部分的に堰き止めるものであり、具体例としては、湖水面低下などによる周辺の地下水位の過度の低下を防止する地下ダム等を考えることができよう。

(3) 地下ダムの形態

地下水を便宜的に被圧地下水と自由地下水とに分けて考えると、地下水貯留を目的とする地下ダムは自由地下水帯に限って有効であると考えてよい。なぜなら地盤の貯留係数は、自由地下水の場合にはほぼ有効空げき率と考えてよいのに対し、被圧地下水帯の場合には滞水層の圧縮、膨張に依存するものであって、一般にその大きさは前者に比して1オーダー、あるいはそれ以上に小さいと考えられるからである。

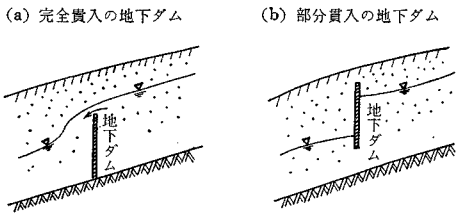


図-3 自由地下水帯中の地下ダム

一方、地下ダムによる地下水位規制を目的とする場合には被圧、自由地下水のいずれを問わず有効であることはいうまでもない。

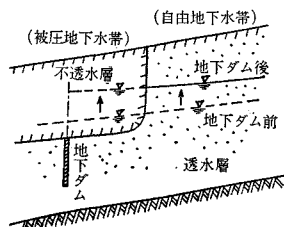


図-4 被圧地下水帯中の地下ダム

図-3 に自由地下水帯中の地下ダムを、図-4 には被圧地下水帯中の地下ダムを模式的に示している。

3. 浸透流の細管網モデル

以上、地下ダムの概要を述べたが、その効果を定量的に把握するため新しく細管網モデルを開発し、これによる実験的検討を行なった。

(1) 地下水流の解法と細管網モデル

地下水流の解法を大きく分けると、数理解法、図式解法と実験的解法とになる。

数理的な解法としては、微分方程式を与えられた境界条件のもとで解く方法と差分式による数値計算による方法が代表的なものである。前者の方法は地下水流の一般的性状を考察するのに便利であるが境界条件がごく単純な場合にしか適用できない。後者は計算量が比較的多くなるが境界条件によって適用範囲が限定されることはない。また、その他特殊な場合の解法として Random Walk Method なども考えられている⁹⁾。

第2の図式解法は、流線網を反復試行法によって描

き、定常状態の地下水流の流路、水位、流量などを求める方法であり問題によって非常に便利であるので広く用いられている。

一方、実験的な方法としては、従来より、砂モデル、電気相似モデル、Hele-Shaw モデル、光弾性モデル、ゴムモデル、その他が考えられている。いずれも長短所があるためこれらをよく理解した上で問題の性格によって最適なモデルを選定することが肝要である。

表-1 地下水流の解法の分類

数理解法	{ 微分方程式を解く方法 数値計算による方法 (Random Walk Method)
実験的解法	砂モデル
	電気相似モデル
	Hele-Shaw モデル
	光弾性モデル
	ゴムモデル
	細管網モデル

以上の各モデルの特徴、問題点を簡単に考察すればつぎのようである。

砂モデルについては、毛細管帯中の流れの影響が大きく、これを取り除くことがきわめて困難である。モデルでは層厚が小さいため現地の場合に比して全層厚に対する毛細管帯の割合が大きくなり、実験結果の信頼性が低くなる。また砂を均一につめることがむずかしく、透水性に敏感に影響する。とくに今回の地下ダムの実験的検討などには適しない。

電気相似モデルに関しては、自由地下水面を決定するのに試行錯誤法によらねばならず、また非定常流の問題を取り扱うことができない。

Hele-Shaw モデルについては、2次元流の場合に限って適用可能で3次元問題に応用できず、また平行板の間げきを一様に作成することがむずかしい。

光弾性モデル、ゴムモデルともに定常浸透流の場合に限られ、とくにゴムモデルについては、ゴム膜の張力の規定、境界条件の設定、相似率などに問題点が多く、とくに限られた条件の場合のみ適用できる。

このような従来のモデルのいくつかの欠点をおぎなう目的で、新しく細管網モデルを開発した。

(2) 細管網モデルとその特徴

細管網モデルとは、細管を網目状に接続しこのネットの中に水流または粘性流を生ぜしめて地下水流を模擬せしめるものである。図-5 は2次元浸透流の細管網モデルの一例である。この細管網モデルは製作が容易であるばかりでなく、つぎのような特徴を有している。

(i) 粘性流体の粘性あるいは細管の径を変えることにより、モデルの透水係数を自由にコントロールするこ

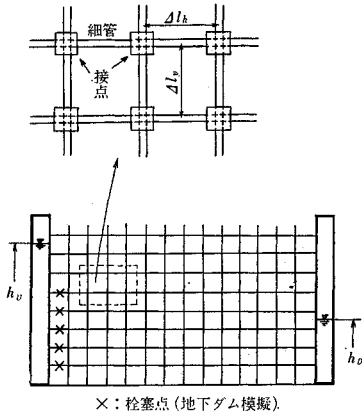


図-5 地下ダムと細管網モデル (2次元)

とができる。

(ii) 境界条件の設置も簡単であり、その操作も容易である。

(iii) 細管の径を部分的に変え、あるいは方向によって異なったものを用いればそれぞれ heterogeneous, unisotropic の状態をつくることができる。

(iv) 非定常流としての実験が可能であり、地下水位変動の伝播係数 (k/β) も容易に調節できる。

(v) 自由水面を直接読み取ることができ、毛細管帯の影響を小さくできる。

(vi) 3次元地下水流の問題に対しては、細管網を立体的に組むことによって容易に適用できる。

(vii) 流体を着色しておけば、流路などの肉眼判定や写真観測も可能となり、全体の挙動を把握しやすい。

一方、問題点としては網目が粗い場合には差分的な結果を得ることになる。しかし、要求する精度に応じて網目の間隔を小さくすることにより高精度の結果を得ることができる。

(3) 細管網モデルの理論的考察

a) 地下水流への変換率

Newton 粘性を示す粘性流体が細管中を流れる場合、層流の範囲内では Poiseuille の法則から次式が成立する。

$$v_{av} = (r_f r^2 / 8 \mu) \cdot i \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 v_{av} : 細管内の平均流速 (土の間げき中の流れについては真の流速に相当する)、 r_f : 流体の単位体積重量、 r : 細管の半径、 μ : 粘性係数、 i : 水頭勾配である。

式 (1) は流速が水頭勾配に比例することを表わしており、Darcy の法則として知られる地下水流における関係式と同形である。

いま、図-5 に示すように横方向の細管網の間隔、細管の半径をそれぞれ $\Delta l_h, r_h$ とし、また縦方向の間隔、半径をそれぞれ $\Delta l_v, r_v$ とする。たとえば横方向の細管

1本が $\Delta l_v \times 1$ (単位奥行きを考える) の断面を代表すると考えると横方向の見かけの流速 v_h は式 (2) で表わされる。

$$v_h = \frac{r_f r_h^2}{8 \mu (\Delta l_v \times 1)} \cdot i \dots \dots \dots (2)$$

したがって、横方向の透水係数 k_h (水頭勾配が 1 のとき単位時間に単位断面、すなわち単位奥行き、単位厚さあたりを流れる流量と考える)、および縦方向の透水係数 k_v は式 (3) であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} k_h &= r_f r_h^2 / 8 \mu \cdot \Delta l_v \\ k_v &= r_f r_v^2 / 8 \mu \cdot \Delta l_h \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

とくに、 $r = r_v = r_h, \Delta l = \Delta l_v = \Delta l_h$ の正方形格子網の場合には

$$k = r_f r^2 / 8 \mu \Delta l \dots \dots \dots (4)$$

空げき率 β (単位体積中の空げきの体積) は式 (5) で表わされる。

$$\beta = \frac{a_h \cdot \Delta l_h + a_v \cdot \Delta l_v}{\Delta l_h \cdot \Delta l_v} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $a = \pi r^2$ である。

非定常問題において、水位変動の伝播係数 (k/β) の値は式 (3)、式 (5) より式 (6) となる。

$$(k/\beta) = \frac{r_f + a_h \Delta l_h \cdot \Delta l_v}{8 \pi \mu \Delta l_v (a_h \cdot \Delta l_h + a_v \cdot \Delta l_v)} \dots \dots (6)$$

とくに、縦横が等しい正方形格子網の場合には式 (7) となる。

$$(k/\beta) = r_f / 16 \pi \mu \dots \dots \dots (7)$$

b) 変換率の求め方

式 (4) で示される k , あるいは式 (7) で示される (k/β) はつぎの方法を用いることによってきわめて容易に求めることができる。

図-6 に示すような変水位の透液性試験装置を用いる。すなわち、断面積 $A (= \pi R^2)$ の太い 2 本の円筒を断面積 $a (= \pi r^2)$ の細管で結び両円筒に粘性流体を入れ、水頭差 $\Delta h (= h_u - h_D)$ を与える。細管中の流れが層流で Newton 粘性に従う限り式 (8) が成立しなければならぬ。

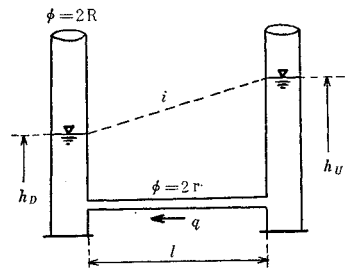


図-6 透液性試験装置

$$q = c \cdot a \cdot i \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 q : 単位時間あたりに 1 本の細管中を流れる

流量, c : 定数 ($r_f r^2/8\mu$), i : 水頭勾配である。

$i = dh/dl = (h_u - h_D)/l$ であり, $2H = h_u + h_D$, とおくと, $i = 2(h_u - H)/l$ であるから, これを式 (8) に代入すると式 (9) となる。

$$q = 2ca(h_u - H)/l \dots\dots\dots(9)$$

いま, dt 時間に円筒の水位が dh 変化したとすれば連続の条件より式 (10) が成立する。

$$qdt = Adh \dots\dots\dots(10)$$

式 (9), (10) より q を消去して積分すると,

$$\ln(h - H) = -\frac{2ac}{Al}t + C_1 \dots\dots\dots(11)$$

となる。ここに, C_1 : 積分定数である。 $t = t_0$ のとき $h = h_0$, $t = t$ のとき $h = h$ であるから $C_1 = \ln(h_0 - H)$ となり, これを式 (11) に代入して式 (12) を得る。

$$\ln \frac{h - H}{h_0 - H} = -\frac{2ac}{Al}t \dots\dots\dots(12)$$

したがって半対数紙上に, $(h - H)/(h_0 - H)$ を対数目盛に, t を普通目盛にとれば式 (12) の関係は直線で示される。その直線の勾配より c の値を計算することができる。

$$c = \frac{2 \cdot 3 Al}{2a(t_1 - t_2)} \log \frac{h_2 - H}{h_1 - H} \dots\dots\dots(13)$$

ここに, $t = t_1$ のときの水位を h_1 , $t = t_2$ の水位を h_2 とする。

また, このモデルが Darcy の法則に従う地下水流を模擬しているかどうかの判定は, 上記の変水位透液試験の算定式 (8)~(13) でも明らかのように c が定数になるかどうかによって合否, あるいはモデルの精度等を確かめることができる。すなわち, $(h - H)/(h_0 - H)$ を対数目盛に t を普通目盛にとってグラフを描けば, 液体が Newton 粘性を示せば関係は直線とならなければならない。

一方, $c = r_f r^2/8\mu$ であるから, これを式 (4), 式 (7) に代入すれば

$$\left. \begin{aligned} k &= ca/4l \\ (k/\beta) &= c/2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

となる。式 (13) で求めた c を式 (14) に代入すれば k , (k/β) の値を容易に計算することができる。

(4) 本実験に用いた細管網モデル

a) 細管網モデルの構成

本実験に用いた細管網モデルは, 前出の 図-5 に示すような 2 次元モデルである。その構成は細管には内径 $\phi = 3\text{ mm}$ の塩化ビニール製パイプを, それらの節点には四方から孔をあけたアクリル製の小立方体を用い, 接続はこの小立方体中にビニールパイプを差し込んで接着している。細管網のモデルのスケールは長さ 140 cm, 高さ 90 cm, 網目の間隔は 10 cm の正方形格子である。

なお地下ダムの構造としては 図-5 の×印の位置において細管を栓塞している。なおモデルの(高さ):(長さ)の比を 9:14 に作成している理由としては, 地下ダム地点より透水層厚さ(高さ)の 1.5 倍以上離れたところでは, Dupuit-Forchheimer の仮定が成立し, 準 1 次元流として取り扱うことができるとしている。すなわち, これ以遠の部分については数理的な解析によって十分な結果を得ることができ, モデルをわざわざ大きくする必要を認めないからである。

b) 粘性流体の性質

実験用の粘性流体として市販の CMC (Calboxyle Methyl Cellulose) 溶液を用いる。CMC 溶液は Newton 粘性に近い粘性を有していること, 長時間放置しても均一性を保ち沈殿を生ぜず, また壁面などに付着しにくいこと, 濃度を自由に変えることによって溶液の粘性の調節が容易であること, 安価に入手できることなど, 実験用として好ましい諸性質を有しているためである。

一方, 温度による粘性の変化が比較的大きく, また長時間放置すれば粘性が低下する傾向が認められるが, しかしこれらの点については恒温室内で実験し, かつ温度補正をすれば十分な精度を得ることができる。

図-7 は CMC 溶液を用いたパイプ中の透液性試験 (図-6) の結果の一例である。普通目盛にとった時間 t と対数目盛にとった $(h - H)/h_0 - H$ との関係のプロットすれば近似的に直線とみなしうる。すなわち, 式 (13) の誘導過程から明らかのように CMC 溶液は Newton 粘性を示しパイプ中の流れは水頭勾配に比例するので Darcy の法則に従う地下水流を模擬せしめることが可能である。

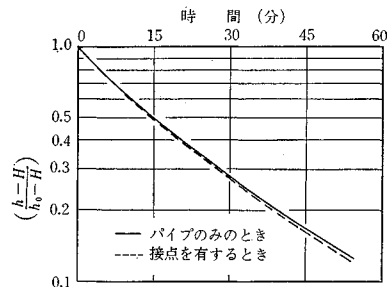


図-7 細管の透液性試験の結果

また, パイプのみの場合とパイプに接点を有する場合との差はきわめて小さく無視しうることをも確かめることができた。

c) 地下水流の一実験

細管網モデルを用いた地下水流の実験方法に関する吟味を行なうため, 地下ダムのない様な自由地下水帯を想定する。

定常流としての実験結果を 図-8 に示す。Dupuit-

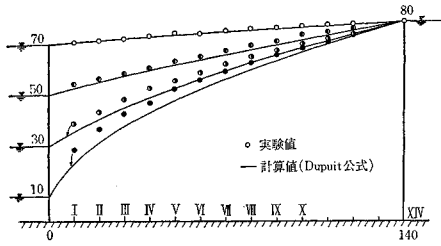


図-8 地下ダムの無い定常地下水流の実験結果と Dupuit 公式からの計算値との比較

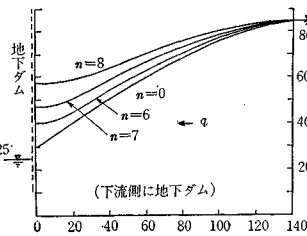


図-10 上流側の自由地下水水面形 (単位は無次元表示である)

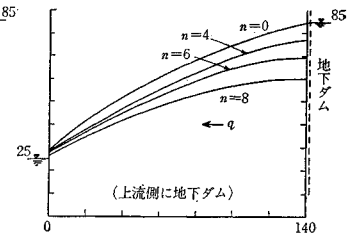


図-11 下流側の自由地下水水面形

Forchheimer の仮定が成立する場合の理論式 (15) を実線で示している。

$$\frac{h_0^2 - h^2}{h_0^2 - h_L^2} = x/L \dots\dots\dots (15)$$

また、非定常流としての実験結果は 図-9 に示す。

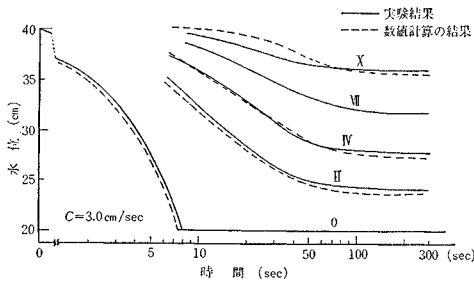


図-9 細管網モデルによる非定常地下水流の実験例

初期水面を一定 (40 cm) に保ち、一方の水位を 20 cm に低下させた場合の各点の水位変動の状態を示したものである。図中の数字は 図-8 に示すように下流側から数えた細管の位置を示している。実線は実験結果であり、破線は数値計算により求めたものである。細管網の網目の間隔が粗い場合に、水頭の昇降が $4l$ より小さい範囲内では横方向の細管は空けきとしての意味がなくなることがあり、したがって式 (14) による (k/β) の値が $c/2 \sim c$ の間の値をとりうる。その影響が 図-9 の X のところで実線と破線の差となって現われているものと考えられる。

4. 地下止水壁による地下水規制の実験

(1) 地下止水壁の深さと地下水位

図-10, 図-11 は、地下止水壁の下をまわって地下水が漏洩する場合の地下止水壁の深さと地下水位の関係についての実験結果である。 n (初期の透水層に対する地下止水壁の長さの比でダム化率と呼ぶことにする) をパラメーターとして地下止水壁より上流側の水面形を示したものが 図-10 であり、下流側の水面形を示したものが 図-

11 である。

地下止水壁の深さが大きくなって地下水位の規制効果が増大する状態を定量的に理解することができる。

(2) 地下止水壁の深さと地下水漏洩量

地下止水壁の深さによって漏洩する地下水流量がどのように変化するかを実験的に検討した。

図-3 (a) の形態についての実験結果を 図-12 に示し、図-3 (b) の形態についての結果を 図-13 に示す。図-12, 図-13 から地下止水壁によって地下水流量 q が減少する様子を理解することができるが、ダム化率 n が小さい間は q の変化は小さく、 n の増加とともに q が急激に小さくなり、止水壁上流部に地下水が貯留される様子を理解することができる。地下止水壁が無い場合の地下水流量にくらべてダム化率 n が 6~7 割になって地下水流量が約 2 分の 1 に減少する。地下水貯留の速度という面からもダム化率は重要なファクターとなることがわかる。

(3) 実験結果の応用

以上に示した実験結果は実験装置の関係からいずれも、地下止水壁より上流側を対象としている場合 (たとえば 図-10) にはダム地点より下流は地表水と考えるべきであり、また逆に 図-11 ではダム地点より上流は地表水である。しかし実際には 図-1 に示すように、多く

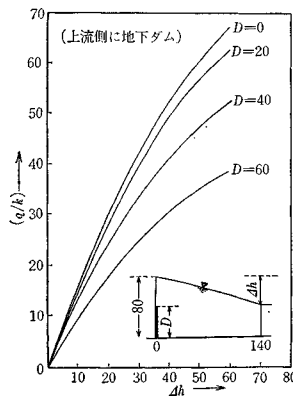


図-12(a) 地下ダムを越流する量 (単位は無次元表示である)

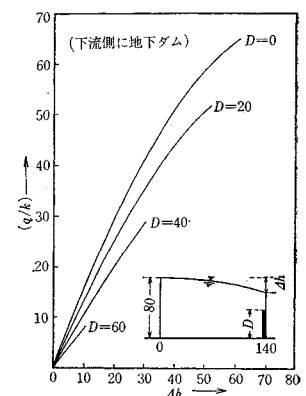


図-12(b) 地下ダムを越流する量

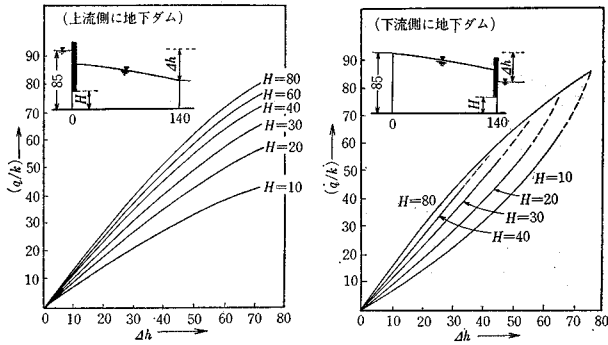


図-13(a) 地下ダムの下部よりの漏洩量
(単位は無次元表示である)

図-13(b) 地下ダムの下部よりの漏洩量

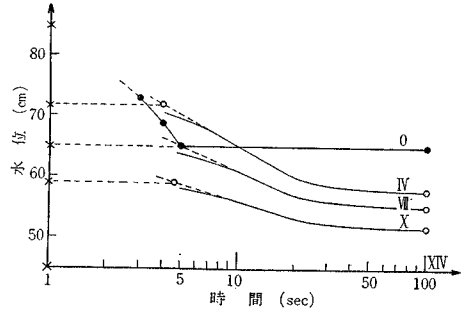


図-15 地下ダムの非定常実験 (n=5/9)

の場合地下ダム地点より、上流下流、ともに地下水である。このような地下水流中の地下ダムに対しては本実験結果からつぎのような順序で近似的に上流、下流の地下水位、流量などを決定することができる。

①地下止水壁より上流側の実験結果から h_{u1} , h_{D1} , q_1 を求める (添字 1 は上流側の実験、添字 2 は下流側の実験)。②つぎに地下止水壁より下流側の実験から h_{D1} に等しい h_{u2} を有し、かつ q_1 に等しい q_2 になるように h_{D2} を決める。③ h_{u1} , h_{D1} ($=h_{u2}$), h_{D2} を用いて上流側、下流側の水面形を求める。そのときの地下水流量はもちろん $q_1(=q_2)$ である。

以上の操作は地下止水壁の直下の透水点 (図-14 の破線部) の等ポテンシャル線は近似的に鉛直方向であることを仮定している。この仮定による影響は非常に小さいと考えられる。

図-14 は以上の計算例を示している。

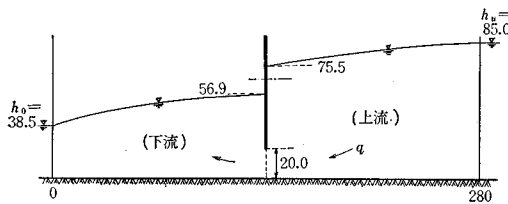


図-14 自由地下水帯中の地下ダムの解析例
(無次元表示である)

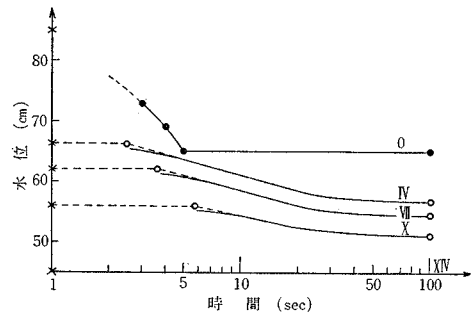


図-16 地下ダムの非定常実験 (n=7/9)

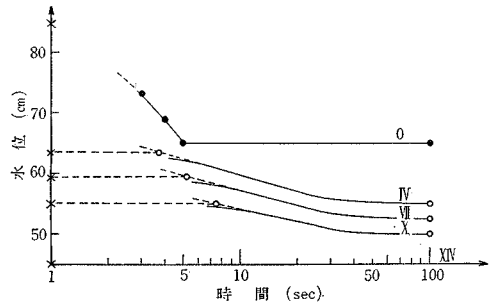


図-17 地下ダムの非定常実験 (n=8/9)

(4) 地下止水壁の非定常実験

下流側の地下水位変動が、地下止水壁を通して上流側にどの程度の速さで伝達されるかという非定常地下水流の問題を、細管網モデルを用いて実験的検討を試みた。前掲の 図-9 はその一例である。

地下止水壁の深さを変化させた場合の水位変動の伝播状態を半対数紙上にプロットした数例を 図-15~図-17 に示している。地下ダムが深くなるほど、伝播は加速的に小さくなることが認められる。

地下水流に対して細管網モデルを開発し、理論的および実験的にその妥当性を示した上で、このモデルを用いて地下止水壁付近の地下水位、地下水流について実験結果の一部を示した。これらの結果は、具体的に地下止水壁を構築し、地下水規制を行なう際の基礎資料となりうるものである。

5. 奈良盆地における地下ダムの模型実験

(1) 奈良市域の地下水の概要

図-18 は奈良市域内における地下水位等高線図である。同地域内に既存の浅井戸 (約 300 本) の水位測定によって作成したものである。大局的にみれば、北、東、

西の山地、丘陵地から中央部に集まり、さらに南方向（大和郡山市）に流下している。同図に付す数値は地下水位の標高（m）である。

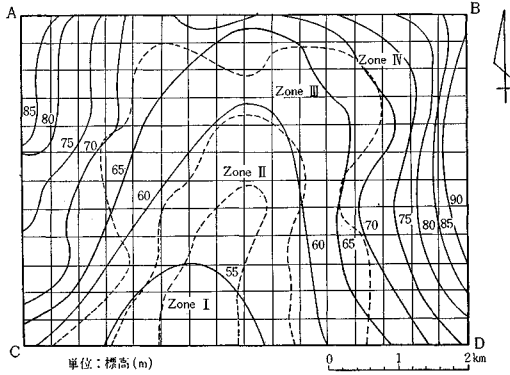


図-18 奈良市域の地下水位等高線図と透水性の分布

しかし、奈良盆地の地層構成はきわめて複雑であり、ボーリングデータによれば層厚が数メートル程度の透水層がくし目状に交錯し、数100m離れた2本のボーリング柱状図からさえ、層の連続性を類推するのはむずかしい。したがって、地下水位変動の解析に従来のように透水係数と透水層厚さを測定してこれによって議論することはもはや不可能である。そこで筆者らが広域地下水の透水性を把握する手段として提案している「準深」の考え方⁷⁾を用いて検討している。

準深 H の算定については本文の主目的ではないのでその詳細は別の文献⁷⁾にゆずって省略するが、奈良市域内を 図-18 に示すように地盤の透水性の最も大きい Zone-I から最も小さい Zone-IV までの4つの Zone に区分して考える。その透水性の大きさ ($k_a H$ で表示) を表-2 に示す。ここに H : 準深, k_a : 透水係数の代表値である。

表-2 透水性と細管の径との対応

Zone	$k_a H(m^2/d)$	$d(mm)$	$d^2(mm^2)$
I	40	2	16
II	200	3	81
III	1 600	5	625
IV	6 000	7	2 401

(2) 地盤の透水性および地下ダムとモデルとの対応

ここでの細管網モデルは 図-19 の細い実線で示すように長方形 ABCD に組み、その一辺は $\Delta l = 10$ cm で現地の $\Delta L = 400$ m に対応させる。なお、地下水かん養は同図の AB, BD, AC 上で行なわれ、CD に流れ込む。また透水性の異なる Zone I ~ IV に対しては細管の径を変えることによって対応させる。すなわち式(8)、式(14)からも明らかのようにモデルの透水性は細管の

断面積の2乗に比例するので表-2に示すように径がそれぞれ 2 mm, 3 mm, 5 mm, 7 mm の細管を対応させて用いた。

モデルでの地下ダムは 4. でも述べたように該当部分の細管を栓塞し流れを止めることによって模擬せしめる。この地下ダムの位置としては奈良市と大和郡山市の境界(図-18のCD)上とする。たとえば 図-21 における地下ダムは黒いハッチをした部分(細管 4~9)に造られた場合である。以下同様である。

(3) 実験結果と考察

a) 測定結果

図-18のAB, AC, BDの地下水かん養源に該当する部分の水頭をモデルでは $h_u = +10$, 下流側CDの地下ダム以外の部分では $h_D = 0$ とする。地下ダムがない場合のモデルでの水頭分布を図示したものが 図-19で

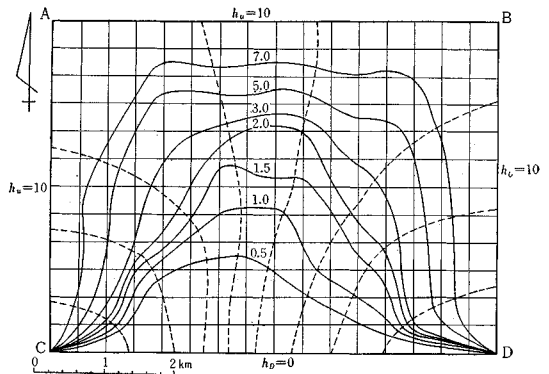


図-19 細管網モデルの流線網 (単位: cm)

あり、前出の現地での地下水位等高線図(図-18)と対比させるとその相似性を確かめることができる。また地

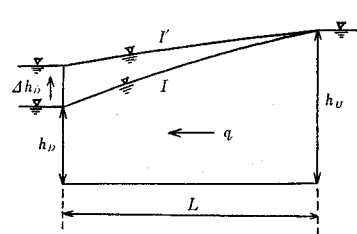


図-20 相似率の説明

下ダムを構築した場合についてはその部分の細管を栓塞し、地下水流を止めたことによる水頭の上昇量を 図-21 ~ 図-28 の

太い実線で示している。

b) 相似則

以上のようにモデルでの測定結果を得たが、これに基づいて現地での現象を説明するための相似則を明確にしておかなければならない。

いま、モデルに対応する記号を小文字で、現地盤に対応するものを大文字で表わすことにする。

図-20を参照して、地下ダム構築前のモデルと現地盤の動水勾配の比 (i/I) と地下ダム構築後のそれ (i'/I')

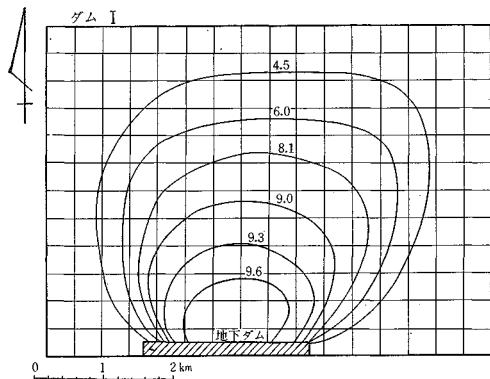


図-21 地下ダムによる地下水位上昇量の分布 (単位：m)

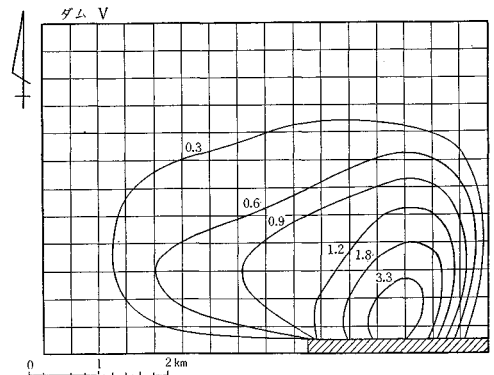


図-25 地下水位上昇量の分布 (単位：m)

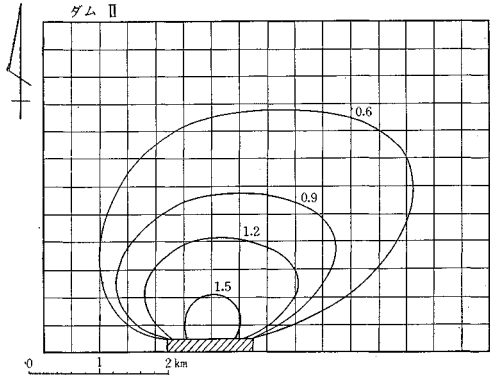


図-22 地下水位上昇量の分布 (単位：m)

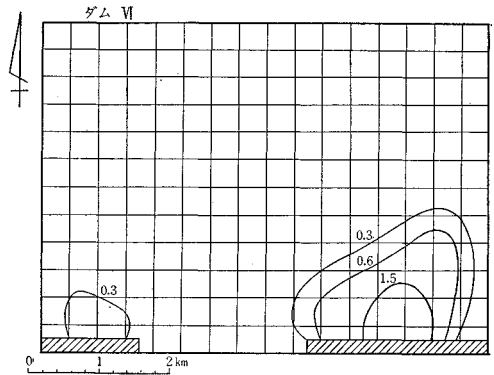


図-26 地下水位上昇量の分布 (単位：m)

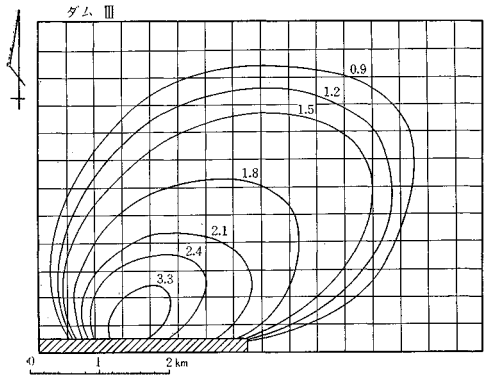


図-23 地下水位上昇量の分布 (単位：m)

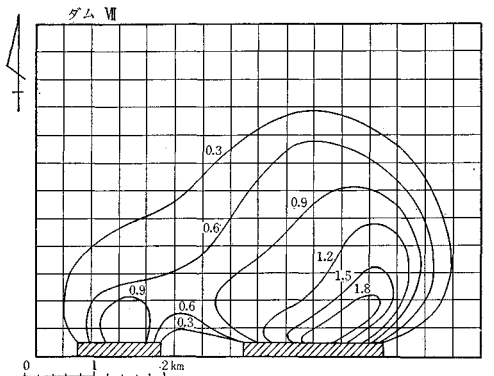


図-27 地下水位上昇量の分布 (単位：m)

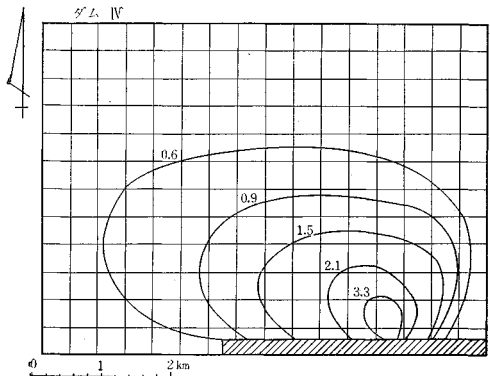


図-24 地下水位上昇量の分布 (単位：m)

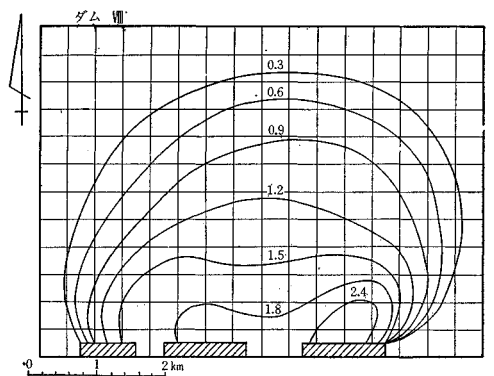


図-28 地下水位上昇量の分布 (単位：m)

とは等しくなければならない。したがってその関係は

$$\left(\frac{h_u - h_D}{l}\right) \left(\frac{H_u - H_D}{L}\right) = \left(\frac{h_u - h_D - \Delta h_D}{l}\right) \left(\frac{H_u - H_D - \Delta H_D}{L}\right)$$

のように表わすことができ、よって式(16)が成立する。

$$\Delta H = \Delta h (H_u - H_D) / (h_u - h_D) \dots\dots\dots(16)$$

したがって現地盤での地下水貯留量の増分 ΔS はモデルでの増分 Δs を用いて次式によって算定することができる。ただし、 Δs はモデルでの水頭上昇量とその面積の積の合計である。

$$\begin{aligned} \Delta S &= \beta \sum_j (\Delta L \times \Delta L \times \Delta H_j) \\ &= \beta m^2 \frac{H_u - H_D}{h_u - h_D} \sum_j (\Delta l)^2 \Delta h_j \\ &= \beta m^2 \frac{H_u - H_D}{h_u - h_D} \cdot \Delta s \dots\dots\dots(17) \end{aligned}$$

ここに、 β ：現地盤の有効空げき率、 m ：幾何学的相似比 (L/l)、添字 j は各格子節点での水頭または水位であることを表示している。

c) 貯留量の算定結果

上述のように本実験では $\Delta l = 10 \text{ cm}$ 、 $\Delta L = 400 \text{ m}$ であるから $m = 4000$ である。また、 $(h_u - h_D) = 10 \text{ cm}$ 、 $(H_u - H_D)$ は現地調査より約 30 m 、いま $\beta = 0.2$ を仮定して、これらの値を式(17)に代入すると

$$\Delta S = 9.6 \times 10^6 \Delta s \dots\dots\dots(18)$$

となる。

図-21 に示した地下ダムによる地下水貯留量の増分を概算すると実に 2600 万 m^3 となる。

さらに他の位置に異なった長さの地下ダムを構築した場合 Type II ~ VIII についても同様な計算を行ない結果を表-3 に示す。

同表において各 Type によって大きな差が認められる。これら 8 Type のうちでは Type I の場合が最も効率のよいこと、すなわち地下ダム単位長さあたりの地下水貯留量が最大となることが明らかとなった。

d) 考 察

地下ダムを実際に構築する場合には、まだまだ検討さ

表-3 地下ダムの位置と地下水貯留量の増分

地下ダム	地下ダムの位置	長さ L_D	貯留量 ΔS	$\Delta S/L_D$
I	4~9	2.4 km	$2600 \times 10^4 \text{ m}^3$	10 830 m^3
II	5~7	1.2	260×10^4	2 170
III	0~7	3.0	600×10^4	2 000
IV	7~16	3.8	340×10^4	900
V	10~16	2.6	300×10^4	1 150
VI	0~3, 10~16	4.0	74×10^4	180
VII	3~5, 9~13	3.2	240×10^4	750
VIII	3~4, 6~8, 11~13	3.2	440×10^4	1 380

れねばならない問題は数多く残されていよう。たとえば地下ダム下流側では当然地下水位の低下が生ずるはずであり、それによる利害得失についても検討されねばならない。

ここではそれらの地域による諸問題については触れず、現地に地下ダムを構築した場合に、どれほどの地下貯留がなされるのか、あるいは地下水位の上昇量はどうか、などについての大勢を把握すべく実験的検討を行っている次第である。

しかし以上の実験結果から地下水の効果が非常に大であることの実証は十分なされていると考えてよいであろう。地下ダムは河川ダムのように力学的に完全なもの、あるいは完全止水性のものである必要はない。地震による転倒の心配もなく、また若干の漏水を許しても地下貯留は可能である。したがって実際には部分的な施工によって現地でその効果を確かめながら次第に大規模なものへと拡大して行くこと、適切な大きさにとどめることが可能であるということは地下ダムの大きな特徴の一つとしてあげることができる。

6. あとがき

地下ダムの概要を述べ、その効果を確認するために新しく細管網モデルを開発して実験的検討を実施した。とくに現地への応用の検討例として奈良盆地北部の奈良市域をとりあげここに地下ダムを構築した場合の地下貯留量等について考察した。

その他、地下水位調節用としてはびわ湖総合開発計画に伴う周辺の地下水位低下²⁾ 防止用の地下ダムについても別に検討していることを付記する。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎・河野伊一郎：湖水面などの変化に起因する自由地下水の水位変動の解析に関する研究，土木学会論文集，第139号，1967.3，pp. 24~30
- 2) 松尾新一郎・河野伊一郎：びわ湖周辺地帯の土質，地質，地下水の性状に関する研究，びわ湖総合開発協議会報告書，1962.3，pp. 46~156
- 3) 松尾新一郎・河野伊一郎：奈良盆地における地下水開発に関する研究，奈良県報告書，1964.3，pp. 46~156
- 4) 松尾新一郎：タイ国における地下水開発の構想とそれに伴う土質改良について，東南アジア研究，2-3，1965.9，pp. 47~61
- 5) 松尾新一郎・河野伊一郎：地下水規制のための地中ダムの構想，土木学会誌，53-3，1968.3，pp. 9~13
- 6) Ronald F. Scott：Principles of Soil Mechanics, Addison-wesley Publishing Co. Inc., 1963, p. 154
- 7) 松尾新一郎・河野伊一郎：広域地下水の水位変動の解析方法，土と基礎 71-1 1969.1，pp. 23~31
- 8) 松尾新一郎・河野伊一郎：地下水位低下工法，鹿島出版会，1970.2，pp. 167~171

(1969.12.15・受付)