臨海沖積平野の地盤環境保全のための 地下水管理に関する考察

大東憲二*・天谷重治**・向出剛一***

Geo-Environmental Considerations on Use and Control of Groundwater in Coastal Alluvial Plains

Kenji DAITO*・Shigeharu AMAYA**・Kouichi MUKAIDE***

Abstract

Land subsidence that had bad influences on coastal alluvial plains was mainly caused by lowering of piezometric heads of groundwater due to the withdrawal from aquifers. The regulations on groundwater use have been put into effect by public agencies. As a result of these regulations, lowered groundwater heads were recovered and subsidence has been recently retarded. These days, a new type of groundwater management which has the estimation of desirable groundwater heads without land subsidence and of optimal withdrawals with effective use of groundwater is necessary.

In this paper, the new type of groundwater management is discussed. And in the case of the Nobi Plain, the estimating method of groundwater heads and optimal distribution of withdrawals for the new type of groundwater management are presented. That method uses one-dimensional F.E.M. for subsidence analysis and three-dimensional F.E.M. for groundwater flow analysis.

Key words: groundwater withdrawal, groundwater management, desirable groundwater heads, land subsidence

1. まえがき

人間生活において、水は不可欠なものであり、その中で水資源としての地下水は、飲料水のみならず各用水としての水質に優れていること、年間を通じて水温が一定であること、自分の土地から自由に取

水できること、などの魅力的な性格を備えている。その利用し易いことから、各所で地下水涵養量を超える地下水の揚水がなされ、その結果、平野地域においては地下水の枯渇、地盤沈下、臨海地域地下水の塩水化などの問題が生じ、人間生活の環境を悪化させることとなった。特に、臨海平野部の地盤沈下

*名古屋大学 工学部地圏環境工学教室、Department of Geotechnical and Environmental Engineering, Nagoya University

**愛知県 土木部、Department of Public Works, Aichi Prefecture

***(株)熊谷組 技術開発本部、Technology Development Division, Kumagaigumi Corporation Limited

は、海水面下の土地を生じさせるため、大規模な水害の危険性を増加させる。一度引き起こされた地盤沈下による土地の標高低下は回復することがほとんど望めないため、地盤沈下が生じないように地下水の管理を行う必要がある。

地盤沈下を対象とした従来の地下水管理は、地盤沈下現象が確認されたとき、その地盤沈下をいかにして速やかに停止させるかという観点に基づいており、地下水の揚水規制を実施して地下水の使用量を削減すると同時に、その代替水として地表水を供給するシステムを構築してきた。また、新規に地下水を大量に使用することは原則的に禁止してきた。この揚水規制は、地盤沈下が生じていた平野地域において、地盤沈下を停止させる効果を十分に発揮した。揚水規制を実施するに当たっては、揚水量の削減計画を決定するために我国では各地で様々な研究が行われてきた（例えば、榎根・小林、1976、佐藤ほか、1986、岩田ほか、1986、谷中ほか、1990、鎌田・加藤、1990）。

我国の地盤沈下は、地下水の揚水規制の実施によってほぼ沈静化しつつあるものの、その一方で新たな問題を生じさせている。大都市の集中する平野地域では、土地の高度利用を計るために、地下鉄や地下街などの地下構造物が数多く建設されている。地盤沈下が問題となっていた頃は、地下水頭が低下していたためにこれらの地下構造物の建設は比較的容易であった。その後、揚水規制の効果により地盤沈下が停止したが、それには地下水頭の大幅な上昇が伴っていた。地下水頭の上昇は、地下構造物を建設する上でも、既存の地下構造物の維持管理をする上でも大きな障害となっている。

このような地下水頭上昇に伴う問題に関連して、今後、揚水規制によりどこまで地下水頭を回復させるかは、重要な課題である。地下水頭の過度な上昇は、地震時に噴砂・噴水などの地盤災害を引き起こす原因にもなる。そこで、再び地盤沈下が起こらないことを前提として社会的・経済的要求に応えるように水資源としての地下水の有効利用を計ることが重要になってくる。今日のような状況においては、地盤沈下を停止させることを目的とした揚水規制のみによる地下水管理ではなく、地下水の適切な揚水計画を含めた地下水管理が必要とされている。従来の地下水管理には、このような観点がほとんど含まれていない。

地下水盆の管理に期待される役割について、水収支研究グループ（1976）は大きく分けて3段階あることを示しており、それらは①地下水公害の実状把握と許容限界水位（許容揚水量）の策定の段階、②許容揚水量が守られているかという監視の段階、および③積極的な地下水利用も含めた地下水盆管理本来の機構を果たす段階である。また、農業用地下水研究グループ（1986）は、我国における地下水資源の開発、保全、管理の各段階での一般的な概念をまとめており、我国では水収支研究グループの示した①または②の段階、あるいは地下水資源の保全の段階に留まっている事例が多く、本来の地下水盆管理の段階に至っている事例はほとんどないと指摘している。

従来型の地下水管理は、地盤沈下を早急に停止させることを主目的としており、次のような要件が必要とされていた。

1) 地下水盆の地盤構造は一般に複雑であり、大量の地下水を汲み上げても涵養量が多いために地下水頭があまり低下せず、しかも軟弱な粘土層が分布していないために著しい地盤沈下を生じない地域や、比較的少量の地下水を汲み上げても、涵養量が少ないために地下水頭が大きく低下し、しかも軟弱粘土層が分布しているために著しい地盤沈下を生じる地域などがあるので、地下水の揚水量の変化に伴う帯水層の地下水頭低下・上昇量と粘土層の収縮・膨張量の空間的感度分布がある程度把握できていること。

2) 現在進行している地盤沈下を速やかに停止させるための安全地下水頭が、地質構造、地盤の工学的性質および地盤内の地下水頭変化の低下と上昇による地盤内応力の履歴などを考慮して設定されていること。

3) 地下水盆の水収支状況を推定し、地盤沈下を停止させる安全地下水頭を維持するためには現状の揚水量をどの程度削減すればよいかという地盤沈下を停止させるための地下水の揚水規制計画が立てられていること。

4) 地下水揚水量の削減状況、地下水頭の上昇状況、および地盤沈下状況の広域観測体制がとられていること。

一方、将来型の地下水管理には、上記の要件に加えて次の要件を備えておく必要がある。

1) 既に地盤沈下が終息しつつある地域では、地

下水盆地内の地下水頭分布を理想的な状態とするために、揚水規制のために上昇し過ぎた地下水頭を地盤沈下現象を再発させない範囲で低下させるための地下水の有効利用計画を立てておくこと。

2) 地下水の有効利用に伴って再び地下水頭が低下することを考慮し、管理地下水頭を定めて再び著しい地盤沈下が生じないようにしておくこと。なお、この管理地下水頭は、従来型の地下水管理で設定した地盤沈下を速やかに停止させるための安全地下水頭とは異なる。

3) 常時の管理地下水頭は理想的な地下水頭分布を基にした地下水頭とし、警報時の管理地下水頭は、それよりも地下水頭が低下すると著しい地盤沈下が生じる安全地下水頭とする。また、注意報時の管理地下水頭は常時と警報時の管理地下水頭の中間の地下水頭とする。これら注意報、警報は観測井の地下水頭値により発せられるようにし、周辺の揚水量を緊急に削減できるようなシステムを構築しておくこと。このシステムでは、地下水頭観測所—公的機関—揚水事業所がオンラインで結ばれ、公的機関は地下水頭の観測結果を基にして、揚水事業所に緊急時の揚水量削減勧告を行い、揚水事業所は勧告を受けて地下水の使用量を減らすか、地表水使用に切り換えることにより、効果的に地下水頭の上昇を計ることとする。また、常時の管理地下水頭を超えて地下水頭値が上昇する場合には、公的機関が地下水頭を低下させるために地下水を揚水し、有効利用できるようにしておくこと。

4) 地下水盆地の水収支状況をシミュレーションモデルによって常に見直し、管理地下水頭を維持するための適正揚水量配分計画を決定しておくこと。また、注意報時あるいは警報時の地下水頭状態に相当する揚水量も把握しておき、異常気象による渇水時や災害等の緊急時にも、著しい地盤沈下を生じさせない地下水利用計画を立てておくこと。

5) 地下水盆地全体の地下水管理は長期的管理と短期的管理を併用し、長期的な地下水管理には集計に時間がかかるものの管理が容易な揚水量を用い、また短期的な地下水管理にはリアルタイムで測定可能な地下水頭を用いること。

以上の要件の内、地下水頭の過度の低下に対する警報システムについては、既に新潟県の消雪用地下水揚水量削減対策要綱（環境庁、1990）に盛り込まれてはいるが、将来型の地下水管理における管理地

下水頭の明瞭な設定方法はこれまで示されていない。

本論文では、水収支研究グループの示した③段階あるいは農業用地下水研究グループの示した地下水資源の管理段階を「将来型の地下水管理」段階として、揚水規制により地下水頭が回復しつつあり、地盤沈下がほぼ沈静化している臨海沖積平野である濃尾平野を例として、実際にこの段階に到達することを目指して求めた将来型の地下水管理における管理地下水頭の設定方法と管理地下水頭状態における揚水量配分計画の決定方法を提案している。なお、本論文で提案した管理地下水頭の設定方法と揚水量配分計画の決定方法は、地下水頭が回復している他の臨海沖積平野においても適用可能である。

2. 濃尾平野の管理地下水頭

2.1 従来の地下水管理

濃尾平野は、かつて全国でも有数の広域地盤沈下地域であったが、現在では、揚水規制の効果により地下水頭は上昇し、地盤沈下も沈静化しつつある。濃尾平野の水準点測量は、伊勢湾台風の被害を受けて、その後復旧工事が終了した1961年以降毎年行われており、これらの水準測量結果は、東海三県地盤沈下調査会が取りまとめて毎年公表している（例えば、東海三県地盤沈下調査会、1991）。また、帯水層の地下水頭や層別地盤収縮量を把握する目的で、図-1に示すような多数の地盤沈下観測井が設置されている。これらの観測井で測定された地下水頭や地盤収縮量は、利用価値の高いデータとなっている。各観測井の地下水頭や地盤収縮量についても、東海三県地盤沈下調査会が取りまとめて毎年公表している（例えば、東海三県地盤沈下調査会、1991）。さらに、地盤沈下を停止させるために、植下・佐藤（1979）は、濃尾地下水盆地の三次元有限要素モデルを用いて昭和36～51年の内挿検定計算を行った後、将来の地下水管理目標値（G.L. -10m 程度）まで被圧地下水頭が回復するための適正揚水量を昭和52年の揚水量の約5割と予測し、その当時の濃尾平野における地下水利用の削減目標値を示している。

2.2 新しい定義の安全地下水頭

濃尾平野では、かつて地盤沈下が激しかったときには、地盤沈下の進行を停止させる地下水頭（この

$$[P]\{H\} + [Q]\left\{\frac{dH}{dt}\right\} + \{G\} = 0 \quad (2.5)$$

ここに、

$$P_{jk} = \int_L \left(k_{zi} \frac{\partial N_j}{\partial z} \frac{\partial N_k}{\partial z} \right) dz$$

$$Q_{jk} = - \int_L S_{Si} N_j N_k dz$$

$$G_{jk} = \int_L N_k \left(k_{zi} \frac{\partial h_i}{\partial z} l_z \right) dz, \quad k_{zi} \frac{\partial h_i}{\partial z} l_z = q$$

また、式(2.5)の時間微分項に後退差分を適用すると次式を得る。

$$\left([P] + \frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{H\}_{t+\Delta t} = \left(\frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{H\}_t - \{G\}_{t+\Delta t} \quad (2.6)$$

式(2.6)に $\{H\}_t$ を与えることにより、 Δt 時間後の粘土層内の地下水頭分布を順次求めることができる。なお、 $\{G\}$ の項は粘土層境界での帯水層との流入・流出量を示しており、粘土層内部の要素には現れない。流出・流入量の計算は、被圧帯水層の地下水頭が既知であるという境界条件を用いると以下のように求められる。

$$U_i = \frac{k_z}{L_1} (h_2 - h_1) + S_{Si} L_1 \left(\frac{1}{6} \frac{\partial h_2}{\partial t} + \frac{1}{3} \frac{\partial h_1}{\partial t} \right)$$

$$V_i = \frac{k_z}{L_n} (h_n - h_{n+1}) + S_{Si} L_n \left(\frac{1}{6} \frac{\partial h_{n+1}}{\partial t} + \frac{1}{3} \frac{\partial h_n}{\partial t} \right) \quad (2.6)$$

ここで、 U_i は上方からの流入量、 V_i は下方への流出量、 L は要素長さ、 h_1 と h_{n+1} は既知地下水頭である (図-2 参照)。また、粘土層の圧密度は、粘土層内の貯留水の絞り出し量であると考えて、

$$S = \sum S_{Si} \Delta h L = V_i - U_i \quad (2.7)$$

で計算される。ここで粘土層の絞り出し量を計算する際、正規圧密時と過圧密時で S_s の値を変えている。

この解析では、地盤沈下観測井を設置する際に行われたボーリング調査結果と土質試験結果から地盤状態を図-3に示すようにモデル化した。これらの粘土層はそれぞれ20分割して20個の線要素で表している。また、各粘土層の圧密試験結果から透水係数

図-2 鉛直一次元モデルの概要

Fig.2 Outline of the vertical one-dimensional model

図-3 各観測井地点の地盤モデル

Fig.3 Ground models at the point of each observation well

と体積圧縮係数 (体積膨張係数) を求め、それらをもとに内挿検定を行って修正を加え、最終的にモデルに与えた。例として飛鳥観測井地点の鉛直一次元沈下解析で用いた土質定数と実測値を図-4に示す。

解析は昭和25年を初年度にとり、各帯水層と粘土層内の水頭値はほぼ一定と仮定して、地表面標高付近の値を解析モデルの初期値として与えた。これは、昭和25年当時の各帯水層の地下水頭はほぼ自噴状態にあったと推定できるからである。また、境界条件として、粘土層の上下面の境界 (帯水層と接している節点) には、帯水層の地下水頭の経年変動より水頭既知の条件を与えた。不圧帯水層については、地

下水頭を地表面標高に固定し、被圧帯水層については、昭和25年の自噴状態から各観測井の設置されるまでの期間は揚水量の増加に伴い地下水頭が低下するように推定して与え、それ以降は各観測井で得られた実測値を与えた。

観測井の実測沈下量と観測井付近の水準点の変動に基づいて鉛直一次元沈下解析モデルの内挿検定を行った結果の一部を以下に示す。

まず、図-5は飛島観測井地点での累積沈下量の経年変動と実測値の対応を示したものである。累積

図-4 飛島観測井地点の鉛直一次元沈下解析で用いた土質定数と実測値

Fig.4 Results of oedometer tests and the used soil parameters for one-dimensional subsidence analysis at the point of Tobishima observation well

沈下量の経年変動は実測値とかなり一致している。ただし、実測値の基準は、観測開始年の計算値とした。この地点では、帯水層の地下水頭が回復し始めた昭和50年頃から2～3年で沈下が止まるかりバウンドを示しており、他の観測井地点でも同様の傾向であった。

次に、図-6は飛島観測井地点での各帯水層の年

図-5 飛島観測井における地下水頭と累積沈下量の経年変動

Fig.5 Annual change of groundwater heads and subsidence at the Tobishima observation wells

図-6 飛島観測井における粘土層の年間収縮量と年平均地下水頭の相関

Fig.6 Relationship between annual compaction of clay layer and yearly average groundwater heads at the Tobishima observation well

平均地下水頭と層別地盤収縮速度の実測値との相関と各帯水層の年平均地下水頭と地盤収縮速度の計算値（層別地盤収縮量が実測された粘土層に対応する層の計算収縮量の合計）との相関を示したものである。両相関にやや差があるのは、層別収縮速度の計算に用いた解析モデルの粘土層が必ずしも実際の粘土層と一致していないこと、粘土層内の計算地下水頭分布が実際と異なっている時期があること、解析モデルでは考慮できなかった帯水層の弾性変形や粘土層の過圧密状態での応力-歪み関係が厳密には線形弾性的でない（過圧密時の S_g が一定でない）ことなどの影響が考えられる。しかし、ここでは主に問題となる粘土層の正規圧密領域の回復不能な地盤変形（塑性変形）に注目し、この現象を表現できる簡易な解析から安全地下水頭を見出すことを目的とした。図-6に示した各被圧帯水層の地下水頭とそれらの帯水層に近接する粘土層の年間収縮量の計算値との相関から、粘土層の年間収縮量がゼロとなる各被圧帯水層の地下水頭を求めると、これが従来の地下水管理で用いられてきた地盤沈下を停止させるための安全地下水頭（見かけの安全地下水頭）となる。

次に、飛島観測井地点の深さ方向の地下水頭分布の経年変動を図-7に示した。静水圧分布との差である粘土層内の過剰間隙水圧分布を見ると、帯水層の水頭変化により粘土層内部の過剰間隙水圧が粘土層中央部付近で時間遅れを伴って消散していく様子がわかる。しかし、⑥粘土層のように層厚の大きな粘土層では、層の中央部付近で過剰間隙水圧が完全に消散せずに残っている。粘土は有効応力の変化によって図-8に示すように変形していく。したがって、粘土層の過剰間隙水圧が完全に消散していない部分では、消散に伴って有効応力が増加し、正規圧密領域の塑性的な変形特性に従って回復不能な地盤収縮が進行する。一方、過剰間隙水圧が完全に消散していれば、間隙水圧の上昇に伴って有効応力が減少し、過圧密領域のほぼ線形弾性的な変形特性に従って膨張する。また、再び地下水頭の低下によって間隙水圧が低下しても、有効応力が過去の最大値に達するまでは、過圧密領域のほぼ線形弾性的な変形特性に従って収縮する。

このような粘土層の変形特性を考えると、一般に地表面での地盤沈下速度がゼロであっても、地盤内部では以下のような状態が考えられる。

図-7 飛島観測井における地下水頭分布の経年変動

Fig.7 Annual change of groundwater heads at Tobishima observation wells

図-8 粘土の圧密における応力履歴の影響

Fig.8 Influence of stress history on the consolidation of clay

- 1) 全ての粘土層の過剰間隙水圧が完全に消散して、地下水頭がほぼ一定に保たれている状態。
- 2) 各帯水層の地下水頭変動により、地下水頭上昇により膨張する粘土層と地下水頭低下もしくは地下水頭一定により沈下する粘土層があり、これらが打ち消しあって総量として沈下がゼロになっている状態。
- 3) 図-9のように帯水層の水頭が回復するに従って、すでに過剰間隙水圧が消散している粘土層の帯水層との境界付近の部分では膨張が生じ、過剰間隙水圧の消散が続いている中央部分では収縮が生じて、粘土層内部で打ち消しあって沈下がゼロになる状態。

したがって、地表面での地盤沈下速度がゼロにな

るための見かけの安全地下水頭を管理基準として保ったとしても、若干の沈下が生じることも予想される。

そこで、過剰間隙水圧の消散の度合に注目し、過去に粘土層内に発生した過剰間隙水圧の中で消散せずに残っている最も大きな過剰間隙水圧が粘土層内の静水圧に等しくなるように求めた帯水層の安全地下水頭が、地盤内の各粘土層において正規圧密領域

図一 9 帯水層の地下水頭低下後の地下水頭上昇による粘土層内の地下水頭分布の変化

Fig.9 Change of groundwater head in aquitard by recovering groundwater heads in aquifers after drawing down of the heads

の収縮現象が全く生じないための安全地下水頭（完全安全地下水頭）である。つまり、この完全安全地下水頭値よりも帯水層の地下水頭が低下すれば、粘土層内には正規圧密領域での回復不能な塑性変形が生じ、また、この完全安全沈下地下水頭よりも高い地下水頭であれば、地下水頭の変動があったとしても、それは過圧密領域での弾性変形が生じるだけであり、回復不能な沈下は生じないと考えられる。

このようにして求めた代表的な観測井における見かけの安全地下水頭と完全安全地下水頭を図一10に示した。また、昭和62年の平均地下水頭も併せて同図に示した。この図より、見かけの安全地下水頭よりも完全安全地下水頭の方が上に位置していることがわかる。これは、一旦低下した各帯水層の地下水頭が回復する場合、粘土層内の過剰間隙水圧の状態が、前述の3)や2)の状態を経て1)の状態になるためと考えられる。したがって、真の安全地下水頭は、粘土層が正規圧密領域の沈下を起こさない完全安全地下水頭であり、これを安全地下水頭の基準とするのが望ましい。なお、完全安全地下水頭は、粘土層内の過剰間隙水圧の消散に伴って低下するので、地盤沈下が続く限り完全安全地下水頭は低下することになる。

図一10 代表的観測井における各帯水層ごとの安全地下水頭

Fig.10 Safety groundwater heads of each aquifer at representative observation well

2.3 地下水頭変動と地盤変形

地下水頭の変動と管理地下水頭との関係が地盤変形量に及ぼす影響を確認しておくことは、実際に地下水管理を行う上で重要である。地盤変形からみた地下水頭変動は、粘土層の正規圧密領域での塑性変形に伴う回復不能な沈下を生じないことを条件として許容され则认为られる。

濃尾平野においては、かつて低下していた地下水頭がかなり回復していることや、粘土層内の過剰間隙水圧がかなり消散していることから、今後の地下水頭変動による地盤変形は、主に過圧密領域でのほぼ線形弾性的な変形であると考えられる。そこで、これを確認するために、十四山観測井を例にとり、鉛直一次元沈下解析モデルによって、以下のような解析を行った。

解析 1 昭和62年の地下水頭を初期値とし、そこから各帯水層の地下水頭が完全安全地下水頭まで低下する場合 (Case A)、見かけの安全地下水頭まで低下する場合 (Case B)、過去に経験した最低の地下水頭まで低下する場合 (Case C) の3ケースに分け、低下継続期間をそれぞれ1年と3年とした場合の地盤変動量を調べる。

解析 2 地下水頭の季節変動の影響を調べるために、1年周期の地下水頭変動を仮定して地盤変動の解析を行う。ただし、昭和62年を解析初年、計算時間間隔 Δt を1か月、地下水頭変動幅 ΔH は0.25m、0.5m、1.0m、2.0m、3.0mとする。

解析 1 の地下水頭変動条件と計算結果を図-11(a)~(d)に示す。Case A と Case B では、一旦低下した地下水頭が回復すれば、沈下した地盤は隆起する。この時の地盤変形量は2~3cmである。しかし、Case C の場合は、回復不能な地盤沈下 (それぞれ5.2cm、10.0cm) が生じており、このことから地下水頭が安全地下水頭を下回ってはならないことが確認できた。

次に、解析 2 の結果を図-12に示す。ここで、地盤変位のピーク値に注目してみると、振幅が1mまではほぼ弾性的な変形を示しているが、振幅が2~3mになると、徐々に収縮量のピーク値が大きくなっており、この地盤変形に回復不能な塑性変形を含んできたことを示している。これは、十四山観測

井付近の第一被圧帯水層における昭和62年の地下水頭よりも2~3m低い地下水頭 (T.P. -6.3~-7.3m) は、完全安全地下水頭のT.P. -6.2mを下回ることになり、このため粘土層で生じた正規圧密領域の塑性変形が原因となっている。このように、季節変動による地下水頭が完全安全地下水頭を下回らない限り回復不能な地盤沈下は生じないが、年間水頭変動幅が6m (平均地下水頭 ± 3 m) の場合には、

図-11(a) 各被圧帯水層の地下水頭が完全安全地下水頭まで低下した場合の地下水頭変動 (Case A)

Fig.11(a) Variation of groundwater head of each confined aquifer in the case of drawing down until perfectly safety groundwater heads (Case A)

図-11(b) 各被圧帯水層の地下水頭が安全地下水頭まで低下した場合の地下水頭変動 (Case B)

Fig.11(b) Variation of groundwater head of each confined aquifer in the case of drawing down until safety groundwater heads (Case B)

図-11(c) 各被圧帯水層の地下水頭が過去における最大低下地下水頭まで低下した場合の地下水頭変動 (Case C)

Fig.11(c) Variation of groundwater head of each confined aquifer in the case of drawing down until the lowest groundwater heads till this time (Case C)

図-11(d) 十四山観測井地点における解析 1 の計算結果

Fig.11(d) Result of analysis in the case 1 at the point of Jushiya observation well

弾性変形が1.4cm程度となる。現在の広域地盤沈下量は、一般に1cmを最小値として議論されているが、1cm程度の計測沈下量は、可逆的な弾性変形量であって不可逆的な圧密沈下量ではない場合があることに注意する必要がある。

帯水層の地下水頭変動が、粘土層の過圧密領域の

図-12 十四山観測井地点における解析 2 の計算結果

Fig.12 Result of analysis in the case 2 at the point of Jushiya observation well

弾性変形に対して及ぼす影響は、粘土層の厚さ、透水係数、体積圧縮・膨張係数等によって変わるため、その影響度は各観測井ごとに異なってくる。そこで、各帯水層の水頭が ΔH 低下して、それに伴い粘土層内の過剰間隙水圧が完全に消散したと仮定する。ただし、過圧密領域での変形を対象としているので、過剰間隙水圧の消散速度はかなり速いと考えられる。この場合の粘土層の収縮量 S は次式で計算できる。

$$S = \sum m_v' \Delta H B \quad (2.8)$$

ここに、 m_v' は粘土層の過圧密領域の体積圧縮・膨張係数、 ΔH は帯水層の水頭低下量、 B は粘土層厚である。この収縮量から、逆に1cmの弾性変形を生じさせる各帯水層の水頭低下量が求められる。代表的な観測井で求めた1cmの弾性変形を生じさせる地下水頭変動量を表-1に示す。この表より、地下水頭の変動により、最も地盤の弾性沈下が生じやすいのは飛鳥観測井であることがわかる。

次に、表-1の結果を利用して、各観測井の現在の地下水頭が管理水頭からどの程度上にあるかを定量的に表すための弾性変形を基準にした尺度を次のように定義した。

表一 粘土層に1cmの弾性変形を生じさせる地下水頭変動量

Table 1 Variation of groundwater heads which induce 1 cm elastic deformation of the clay layer

単位 (m/cm)					
帯水層\観測井	飛鳥	十四山	蟹江	美和	稲沢
第一被圧帯水層	1.49	1.09	3.19	3.84	6.06
第二被圧帯水層	3.20	6.99	5.95	6.82	8.62
第三被圧帯水層	3.11	9.09	5.71	10.31	29.41

表一 昭和62年実測地下水頭を用いた現在地下水頭に対する許容弾性沈下量

Table 2 Allowable elastic subsidence for the present groundwater head using observed groundwater head at 1987

単位 (cm)					
帯水層\観測井	飛鳥	十四山	蟹江	美和	稲沢
第一被圧帯水層	0.54	1.74	1.04	0.80	0.30
第二被圧帯水層	(-0.78)	0.39	0.15	0.74	1.41
第三被圧帯水層	(-0.87)	0.95	1.94	0.47	0.39

現在地下水頭に対する許容弾性沈下量 (cm)

$$= \frac{\text{現在地下水頭 (m)} - \text{完全安全地下水頭 (m)}}{\text{地盤の1cm弾性変形を生じさせる地下水頭変動量 (m/cm)}} \quad (2.9)$$

この現在地下水頭に対する許容弾性沈下量は、現在の地下水頭が完全安全地下水頭よりも弾性変形に換算して何cm上にあるかを示している。この値は、正值のときにのみ意味を持ち、負値のときには、地盤沈下量に正規圧密領域の回復不能な塑性変形を含んでくるために定義に当てはまらない。代表的な観測井の昭和62年の実測地下水頭をもとにして、現在地下水頭に対する許容弾性沈下量を各帯水層ごとに求めた結果を表一2に示した。

地下水頭変動が沈下量に大きく影響を及ぼす観測井ほど、現在の地下水頭と完全安全沈下頭との差が同じであっても大きな許容弾性沈下量を有することになる。このような検討を多くの地点で行うことにより、地下水頭変動が地盤の弾性変形に及ぼす影響の大きな地域を判別することができる。

2.4 管理地下水頭の設定基準

濃尾平野の管理地下水頭の設定基準について、植下(1990)は以下のような提案をしている。

- 1) 渇水気象が続いた時や地震による給水不能の

非常事態の時には、平常時以上の地下水利用を許してもかつての地盤沈下(年間2cm程度以上の広域沈下)が発生しないような安全度を持った管理地下水頭状態を常時保つ。

- 2) 上記管理地下水頭は、地震時に地盤が不安定(砂地盤の液状化現象の発生など)とならない範囲のものとする。

- 3) 各帯水層の管理地下水頭は、「不圧地下水頭>第一被圧地下水頭>第二被圧地下水頭>第三被圧地下水頭」のように下位の帯水層ほど若干低い状態に設定する。

- 4) 各帯水層の地下水質が、悪化(塩水化など)しない状態であることにも配慮する。

植下が示した管理地下水頭は常時管理地下水頭であり、管理地下水頭の上限值である。地下水頭がこれらの基準値を超えないように公的機関による揚水を必要に応じて実施し、その地下水を有効利用すべきである。濃尾地下水盆に対する常時管理地下水頭は、地下水盆全体の自然な地下水流動状態となる地下水頭分布を参考にして設定すればよい。

また、前節までで定義した新しい安全地下水頭(完全安全地下水頭)は、管理地下水頭の下限值であり、警報の対象となる管理地下水頭である。この警報時管理地下水頭は、前節までに示した手順により設定することができる。さらに、注意報の対象となる管理地下水頭は常時と警報時の中間の地下水頭とすればよい。これらの管理地下水頭の模式図を図一13に示した。

凡例

- A: 常時管理地下水頭
- B: 注意報時管理地下水頭
- C: 警報時管理地下水頭

図一13 管理地下水頭の模式図

Fig.13 Sketch of groundwater heads for management

3. 濃尾平野の適正揚水量配分計画

3.1 濃尾地下水盆の水収支シミュレーションモデル

将来型の地下水管理を行うためには、地下水盆の水収支状態の変化が把握できるシミュレーションモデルを用意しておく必要がある。濃尾平野ではこれまでに様々なモデルが適用されているが、いずれも複雑な地盤状態を非常に単純化してモデルを作成している。しかし、最近の計算機の発達によって、かなり複雑なモデルでも解析できるようになってきたので、本研究では、植下・佐藤 (1979) のモデルをもとにして、メッシュの細分化と粘土層の分割を行った三次元モデルを用いることとした。三次元地下水流動解析の基礎式と有限要素への離散化について以下に述べる。

地盤内の地下水流動を三次元的に表す基礎方程式は、ダルシーの法則と質量保存則から次式で表される。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} + w \quad (3.1)$$

ここに、 h は地下水頭、 k_x , k_y , k_z は x , y , z 方向の透水係数、 w は各要素からの等価揚水量、 S_s は比貯留率、 x , y , z は直交座標である。

式(3.1)は、以下に示す1)の初期条件と2)~4)の境界条件の下で解くことができる。

1) 初期条件： $h|(x,y,z), 0| = h(x,y,z)$

2) 水頭固定境界： $h = \text{Const.}$

3) 不透水境界：

$$k_x \frac{\partial h}{\partial x} l_x + k_y \frac{\partial h}{\partial y} l_y + k_z \frac{\partial h}{\partial z} l_z = 0$$

4) 流入境界：

$$k_x \frac{\partial h}{\partial x} l_x + k_y \frac{\partial h}{\partial y} l_y + k_z \frac{\partial h}{\partial z} l_z = q,$$

$$q = \alpha(h - h_0)$$

ここに、 l_x , l_y , l_z は外向き法線の x , y , z 方向余弦、 q は外部境界での単位時間当りの流量、 h_0 は常に一定と仮定されるモデル外の水頭、 α は漏水係数 (モ

デル外で水頭一定と仮定される涵養源からモデルの境界面までの平均透水係数と距離により、 $\alpha = k/L$ と定義される係数) である。

式(3.1)を有限要素法で定式化するために、Galerkin の重み付き残差法を用いる。いま、式(3.1)から、 i 番目の要素について関数 L を次のように定義する。

$$L(h_i) = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xi} \frac{\partial h_i}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yi} \frac{\partial h_i}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zi} \frac{\partial h_i}{\partial z} \right) - w_i - S_{si} \frac{\partial h_i}{\partial t} = 0 \quad (3.2)$$

また、 i 番目の要素の試験解 h_i を次のように定める。

$$h_i \doteq \bar{h}_i = \sum_{j=1}^n N_j(x,y,z) H_j(t) \quad (3.3)$$

ここで、 n は i 番目の要素の節点数である。また、 N_j は節点座標から得られる形状関数で、 H_j は節点地下水頭ベクトルである。式(3.3)を式(3.2)に代入すると残差 L を生じる。この残差を領域内で最小になるようにするには、式(3.2)に重み関数をかけて領域全体について積分したものがゼロになればよい。ここで、重み関数を形状関数 N と等しく選ぶと次式のようになる。

$$\int_V L(h_i) N_j(x,y,z) dV = 0 \quad (3.4)$$

これより、 i 番目の要素に対して n 個の未知数を含む n 次元方程式が成立する。式(3.4)へ式(3.2)、式(3.3)を代入して Green-Gauss の定理を適用し、解析領域を構成する各要素ごとの n 次元方程式を重ね合わせて整理すると次式が得られる。なお、今回は要素として四面体要素を選び、これに対応する形状関数を定めた。

$$[P]\{H\} + [Q] \left\{ \frac{dH}{dt} \right\} + \{F\} = 0 \quad (3.5)$$

ここに、

$$P_{jk} = \int_V \left(k_{xi} \frac{\partial N_j}{\partial x} \frac{\partial N_k}{\partial x} + k_{yi} \frac{\partial N_j}{\partial y} \frac{\partial N_k}{\partial y} + k_{zi} \frac{\partial N_j}{\partial z} \frac{\partial N_k}{\partial z} \right) dV$$

$$Q_{jk} = - \int_V S_{Si} N_j N_k dV$$

$$F_{jk} = \int_V w_i N_j dV + \int_S N_j \left(k_{xi} \frac{\partial h_i}{\partial x} l_x + k_{yi} \frac{\partial h_i}{\partial y} l_y + k_{zi} \frac{\partial h_i}{\partial z} l_z \right) dS$$

式(3.5)の時間微分項に後退差分を適用して次式を得る。

$$\left([P] + \frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{H\}_{t+\Delta t} = \left(\frac{[Q]}{\Delta t} \right) \{H\}_t - \{F\}_{t+\Delta t} \quad (3.6)$$

式(3.6)に $\{H\}_t$ を与えることにより、 Δt 時間後の地下水頭 $\{H\}_{t+\Delta t}$ が順次計算される。

次に、濃尾平野の三次元モデルの解析対象領域を図-14に示す。これは、ほぼ濃尾沖積平野を含んでおり（解析領域面積1164km²）、この図に示されている有限要素の平面分割における一要素は、南北1.8km、東西2.2kmの三角形要素である。また、濃

図-14 濃尾地下水盆地三次元地下水流動解析モデルの領域

Fig.14 The area of the model for three-dimensional groundwater flow analysis of Nobi groundwater basin

尾平野南部の東西方向、および南北方向の地盤断面図（桑原、1975）をそれぞれ図-15(a),(b)に示し、このモデルと実際の地質構造の対応を表-3に示す。濃尾平野において地下水を汲み上げている主な被圧帯水層は、図-15(a),(b)に示す第一礫層、第二礫層、第三礫層である。このモデルの帯水層は、上から第一礫層を主とする第一被圧帯水層（G1）、第二礫層を主とする第二被圧帯水層（G2）、第三礫層を主とする第三被圧帯水層（G3）の三層とし、第三被圧帯水層（G3）の下面までを解析対象深度とした。また、それらの帯水層の間にある主要な圧密層を上から第一粘土層（C1）、第二粘土層（C2）、第三粘土層（C3）として、それぞれの層を四等分割した。例としてこのモデルのM-M'断面（図-14参照）を図-16に示す。

次に、モデルの土質区分、境界条件、初期条件を順に示す。

図-15(a) 濃尾平野南部の東西地盤断面図

Fig.15(a) East-west geological cross-section of the southern part of Nobi Plain

図-15(b) 濃尾平野南部の南北地盤断面図

Fig.15(b) South-north geological cross-section of the central part of Nobi Plain

表-3 三次元モデルと実際の地質構造との比較

Table 3 Comparison of geological strata of the three-dimensional model and the actual one

地層名		土相	モデル
沖積層	南陽層	砂層	第一層（C1）
		粘土－シルト層	
洪積層	濃尾層	砂泥互層	第二層（G1） （第一被圧帯水層）
	第一礫層	礫層	
		熱田層	砂層
	粘土－シルト層		第三層（C2）
	第二礫層	礫層	
	海部累層	粘土－シルト層	第五層（C3）
		砂泥互層	
	第三礫層	礫層	
	先海部累層	砂泥互層	
第三紀層	東海層部	不透水性基盤

図-16 三次元解析モデル南部の東西断面
(図-14の M-M'断面)

Fig.16 East-west profile in the southern part of the three-dimensional simulation model (M-M' vertical cross section of Fig.14)

1) モデルに与えた各層の土質区分と土質定数

濃尾平野地下水盆地の地質状況をモデルに反映させるため、実際の地質状態と対応させて図-17に示す各層、各領域の土質区分を行った。図-17に示した各土質区分に入力する透水係数と比貯留率は、各土質区分領域で行われた土質試験や揚水試験の結果などを参考にして仮定し、その後、昭和53年～昭和61年の内挿検定により修正し、最終的に表-4に示す

表-4 三次元モデルに対して同定された土質定数

Table 4 Calibrated values of soil parameters for the three-dimensional model

土質区分	水平方向 透水係数 (m/year)	鉛直方向 透水係数 (m/year)	比貯留率 (1/m)	
			正規圧密時	過圧密時
1	150000.0	150000.0	0.003	0.003
2	500.0	100.0	0.00005	0.00005
3	756.9	0.0126	0.0004	0.00008
4	50460.0	50460.0	0.001	0.001
5	500.0	50.0	0.0001	0.0001
6	394.2	15.7	0.0002	0.0002
7	157.7	0.006	0.002	0.00005
8	315.4	0.03	0.002	0.0003
9	93500.0	93500.0	0.001	0.001
10	5990.0	1198.0	0.0005	0.0005
11	6310.0	1262.0	0.001	0.001
12	599.0	299.5	0.001	0.001
13	526.0	52.6	0.0001	0.0001
14	599.0	0.0063	0.002	0.002
15	591.0	0.11	0.007	0.001
16	591.0	0.06	0.007	0.0003

図-17 三次元モデルの土質領域区分

(各領域番号の土質定数は表-4に示す。)

Fig.17 Division of the three-dimensional simulation model of Nobi groundwater basin with different soil properties (see Table 4)

ように決定した。また、内挿検定により同定された土質定数と土質試験、揚水試験から得られた実測値との対応を図-18に示す。これによれば同定した土質定数は、ほぼ妥当な値となっている。なお、モデルの粘土層 (C1～C3層) については、対応する

図-18 同定された土質定数と実測値の範囲との比較

Fig.18 Comparison of calibrated values of soil parameters and the range of observed values of the same

実際の地盤が単純な粘土層でなく、砂層や礫層を含む透水異方性の大きい層となっている。したがって、その領域の水平方向の透水係数と鉛直方向の透水係数および比貯留率は、それらの合成層としての推定値から内挿検定を行って設定した値である。

2) モデルに与えた境界条件

モデルに与えた境界条件の概略を図-19に示す。不圧帯水層における自由地下水は、雨水や河川水により涵養されやすく、その水頭は、常に地表面近くにあると考えられるので、自由地下水の水頭は、地表面付近の標高で一定とした。また、モデル北東部の犬山扇状地の境界とモデル西部の揖斐川・長良川沿いの扇状地の境界は、モデル外からの涵養が豊富であり、揚水量の増減があっても地下水頭はほとんど変動しないため、水頭固定条件を与えた。図-19の斜線で示すモデルの名古屋市側と伊勢湾側の側面において内外の水頭差に比例した地下水流入条件を設定した。さらに、その他の側面およびモデルの底

図-19 三次元モデルに与えた境界条件の概略

Fig.19 Schematic explanation of the boundary conditions of the three-dimensional simulation model

面には不透水条件を与えた。

3) モデルに与えた初期条件

水頭回復期の濃尾平野を十分表現できるモデルを構築するため、水頭回復期に当たる昭和50年代初期から内挿検定を行う必要がある。本研究では、地下水揚水量の集計データが揃い始めた昭和53年から解析を始めることとした。よって、昭和53年の平均地下水水頭から図-20に示すような各帯水層ごとの地下水水頭等高線図を描き、これからモデルの各節点水頭値を読み取って初期水頭とした。昭和53年時点で多数の観測井による地下水頭の観測が行われており、信頼性の高い初期水頭である。また、昭和53年時点の粘土層内の各節点水頭値は実測値がないため、植下・佐藤（1979）の研究で集計された揚水量を用いて昭和36年～昭和53年まで予備解析を行って得られた昭和53年の粘土層内の計算水頭値を本研究の解析の初期値として用いた。

次に、モデルに与えた揚水量の集計方法について述べる。濃尾平野の揚水量把握の作業は、東海三県地盤沈下調査会が中心に各行政機関の協力で昭和50年以降毎年行われている。これらの揚水量データは、井戸の存在する市町村コード、国土基準メッシュコード（国土地理院2万5千分の1の地形図を東西方向10等分線、南北方向10等分線によって100等分した区画、図-14参照）、地盤標高、そして井戸の

ストレーナ深度などとともに月単位で磁気テープに記録されている。しかし、データ収集当初は集計方法が統一されていなかったため、今回は、濃尾平野全域のデータがそろった昭和53年～昭和61年までの揚水量データを集計して三次元モデルの要素に分配することにした。

揚水量のデータは、集計の都合上国土基準メッシュコードやストレーナ深度が欠如しているものもあり、以下のような仮定に基づいて分配を行った。

1) 解析モデルのメッシュは国土基準メッシュに準じて組み立てられており、揚水量を国土基準メッシュ単位に集計すれば都合がよい。よって解析対象領域内の国土基準メッシュごとに集計し、各帯水層への分配は、ストレーナ深度データの有無によって以下のように分配した。

a) ストレーナ深度を有するデータは、ストレーナ深度によりどの帯水層からの取水かを判断し、多段取水の場合は、ストレーナ長比によって各帯水層に比例分配した。

b) ストレーナ深度が不明のデータは、過去の揚水量実態調査より第一被圧帯水層（G1）、第二被圧帯水層（G2）、第三被圧帯水層（G3）からの取水比を調べその比率で各帯水層に分配した。

2) 市町村コードのみを有し、国土基準メッシュ

図-20 昭和53年当時の地下水水頭等高線

Fig.20 Contour lines of groundwater heads at 1978

を有しない揚水量データは、市町村が占有するメッシュに等配分した。また、帯水層への配分は、1)-b)に準ずるものとした。

このような仮定で配分した揚水量を、解析モデルのメッシュに対応させて入力した。ここで、比較のストレナ深度などのデータが整っている解析領域内の愛知県域（比較的解析結果への影響が大きいと考えられる地域）の昭和53年～昭和61年の帯水層別

図-21 解析領域内の愛知県域揚水量の推移

Fig.21 Yearly withdrawal of groundwater in the part of Aichi prefecture of three-dimensional simulation model

揚水量の推移を示したものが、図-21である。これによれば、昭和59年までの減少は、揚水規制や地下水利用の合理化などによるものであり、徐々に減少傾向は鈍化している。昭和60年～61年は、尾張工業用水道による地下水から地表水への転換があり、大幅な減少を達成している。今後、地表水への転換が一段落したため、揚水量の大幅な削減は見込めないと思われる。

3.2 常時管理地下水頭における揚水量配分計画

前述の濃尾平野地下水盆の水収支シミュレーションモデルと初期条件および境界条件を用いて、まず従来型の地下水管理で提案されている揚水量削減計画に基づく将来の地下水状態を推定し、将来型の地下水管理で用いる管理地下水頭状態と比較する。また、常時地下水頭状態を維持するための適正揚水量配分をこの水収支シミュレーションモデルを利用して求めることとした。

地表面標高および帯水層間の地下水頭差を考慮すれば、図-22、23のような常時管理地下水頭分布を設定できる。この常時管理地下水頭は、前述の植下(1990)が提案した設定基準に基づいている。また、

図-22 現在の揚水量削減計画に基づく定常計算地下水頭等高線と常時管理地下水頭等高線

Fig.22 Contour lines of steady state groundwater heads based on the actual plan of decreasing withdrawal and the groundwater heads for ordinary management

図一23 濃尾平野の南北断面上における現在の揚水量削減計画に基づく定常地下水頭と常時管理地下水頭

Fig.23 Steady state groundwater heads based on actual plan of decreasing withdrawal and groundwater heads for ordinary management at the north-south cross section of the Nobi Plain

図一22、23には、濃尾地下水盆の三次元水収支シミュレーションにより求めた現在の揚水量削減計画に基づく平成6年時点の揚水量が維持された場合の定常地下水頭分布が併記されている。両図から、現在の揚水量削減計画が継続実施されると、理想的な地下水状態と想定される常時管理地下水頭よりも地下水頭が高くなることがわかり、揚水量削減計画を見直す必要があるといえる。

次に、この常時管理地下水頭分布を維持するために必要な揚水量分布を求めることが次の重要な課題である。従来の解析では、揚水量を入力条件として、ある境界条件のもとで未知量である地下水頭を求めている。従来の定常状態の解析では、式(3.5)の時間依存項を省いた次式を用いる。

$$\{H\} = -[P]^{-1}\{F\} \quad (3.7)$$

今回の解析では、各被圧帯水層毎の揚水量分布を求めるために上式を変形し、地下水頭を既知量とし揚水量を未知量とした次式を用いる。

$$\{F\} = -[P]\{H\} \quad (3.8)$$

地下水揚水量：

○ 1万m ³ /日	○ 6千m ³ /日
○ 8千m ³ /日	○ 4千m ³ /日
	○ 2千m ³ /日

第一被圧帯水層 (G 1) 第二被圧帯水層 (G 2) 第三被圧帯水層 (G 3)

注) △印は地下水注水量を表す。

図一24 常時管理地下水頭に基づく逆算揚水量の平面分布

Fig.24 Distribution of steady state withdrawal calculated by inverse calculation based on groundwater heads for ordinary management

図-25 現在の揚水量削減計画に基づく平成6年時点揚水量の平面分布

Fig.25 Distribution of withdrawal at 1994 based on the actual plan of decreasing withdrawal

このときの透水性に関するマトリックス[P]は、従来の解析の場合と異なり、境界水頭固定条件に伴う処理を行っていない。

地下水頭分布の条件に図-22に示した常時管理地下水頭分布を用いた場合の各被圧帯水層の揚水量分布を図-24に示した。参考までに、従来の解析で用いた現在の揚水量削減計画に基づく平成6年時点の計画揚水量分布を図-25に示した。図-24、25の特徴を比較すると、図-24に示した逆算揚水量は、実際の揚水量の局所的な大小が平均化されて求められていることがわかる。これは、図-25では要素内の揚水量の合計を入力揚水量として用いているが、図-24では式(3.8)から求めた要素節点揚水量をその節点を共有する要素の体積比で配分して要素内の揚水量を求めているためである。また、図-24の第二被圧帯水層におけるモデル東部の名古屋市付近の要素では、揚水量ではなく注水量(△印)が求められているが、これは、水収支シミュレーションモデルのこの部分の境界条件が地下水流入条件となっているためである。

次に、解析領域内における昭和61年時点の実績揚水量、平成6年時点の計画揚水量、そして逆算揚水量

表-5 被圧帯水層別の揚水量

Table 5 Withdrawal from each confined aquifers

単位 (万 m ³ / 日)				
	第一被圧帯水層	第二被圧帯水層	第三被圧帯水層	合計
昭和61年時点の実績揚水量	24.6	17.3	26.3	68.2
平成6年時点の計画揚水量	21.4	15.1	22.9	59.3
逆算揚水量	24.6	16.3	25.5	66.4

量をまとめると表-5のようになる。この表によると、逆算揚水量は平成6年時点の計画揚水量よりも若干多く、地下水の有効利用が可能であることがわかる。

以上より、将来型の地下水管理においては、昭和61年時点の揚水量を一定の割合で削減するという現在の揚水量削減計画では十分ではなく、表-5を参考にして各被圧帯水層別の揚水量削減率を設定した新たな揚水量配分計画に修正すべきであるといえる。また、三次元水収支シミュレーションを利用して揚水量の増減に伴う地下水頭変動の感度が大きい地域を明らかにし、各被圧帯水層の計画揚水量の地域配分計画を立てることが可能である。さらに、同

様の手順で注意報時および警報時管理地下水頭に対応する各被圧帯水層別の揚水量地域配分計画の決定も可能である。

4. あとがき

本論文では、臨海沖積平野の地盤環境保全のために必要な将来型の地下水管理の在り方、管理地下水頭の設定方法および適正揚水量配分計画の決定方法について濃尾平野を例として種々の考察を行った。以下に本論文の内容を要約して述べる。

- 1) 将来型の地下水管理は、地盤沈下現象を早急に停止させるための揚水量削減計画を主とした地下水管理ではなく、地盤沈下を発生させずに地下水盆の理想的な地下水頭状態を維持するための地下水利用計画を主とした地下水管理である。
- 2) 将来型の地下水管理では、これまでの地盤沈下停止を主目的とした見かけの安全地下水頭を被圧帯水層の管理地下水頭の下限とするのではなく、鉛直一次元沈下解析によって地盤内の間隙水圧分布の経時変化を追跡することにより、粘土層の変形が正規圧密領域から過圧密領域に移行するときの被圧帯水層の地下水頭を新しい定義の安全地下水頭（完全安全地下水頭）とし、これを管理地下水頭の下限とする。
- 3) 被圧帯水層の地下水頭が上昇しつつあるかつての地盤沈下地域では、新しい定義の安全地下水頭を下回るような大幅な地下水頭低下が生じない限り、今後の地盤変形は主に粘土層の過圧密領域のほぼ線形弾性的変形であると考えられる。したがって、被圧帯水層の地下水頭の上昇・下降によって、地盤は僅かな膨張・収縮現象を示す。
- 4) 将来型の地下水管理において、各被圧帯水層の常時管理地下水頭は地下水盆にとって理想的な地下水頭であり、管理地下水頭の上限である。そして、三次元水収支シミュレーションを利用することによって、各被圧帯水層の常時管理地下水頭分布に対する揚水量配分計画の決定が可能である。また、注意報時および警報時管理地下水頭に対しても同様の

手法で揚水量配分計画の決定も可能である。

参考文献

- 岩田 敏・陶野郁夫・桑原文夫(1986)：新潟六日町における消雪用揚水に伴う地盤沈下とその解析、土と基礎、Vol.34, No.11, pp.19-24.
- 植下 協・佐藤 健(1979)：濃尾平野の適正揚水量に関する研究、土木学会論文報告集、第287号、pp.137-146.
- 植下 協・佐藤 健(1980)：濃尾平野地盤沈下に対する安全地下水頭の研究、土木学会論文報告集、第299号、pp.65-72.
- 植下 協(1990)：濃尾平野の広域地盤沈下と地下水問題、土質工学会中部支部第2回地盤工学シンポジウム論文集、pp.93-98.
- 鎌田照章・加藤 昭(1990)：長岡地区の地下水管理について、土木学会第42回年次学術講演会講演概要集第2部、pp.244-245.
- 梶根 勇・小林 明(1982)：熊本平野における地下水のシミュレーション、第2回水資源に関するシンポジウム前刷集、pp.369-374.
- 環境庁(1990)：地盤沈下とその対策、白亜書房、pp.124-129.
- 桑原 徹(1975)：濃尾傾動盆地の発生と地下の第四系、地盤沈下の実態とその対策に関する調査研究報告書、愛知県環境部、pp.111-182.
- 佐藤邦明・関陽太郎・坪井澄夫・藤崎克博(1986)：埼玉県平野部における適正地下水揚水量の検討、土と基礎、Vol.34, No.11, pp.25-31.
- 谷中隆明・前川統一郎・永野多美雄(1990)：消雪用地下水の節水による地盤沈下抑制効果の予測、地下水学会誌、第32巻、第1号、pp.27-34.
- 東海三県地盤沈下調査会(1991)：平成2年における濃尾平野の地盤沈下の状況.
- 農業用地下水研究グループ(1986)：日本の地下水、地球社、pp.1029-1032.
- 水収支研究グループ(1976)：地下水盆の管理、東海大学出版会、p.228.
- Daito, K., Mizuno, M., and Ueshita, K. (1991) : Control of Groundwater Withdrawal for Preventing Land Subsidence in the Owari Plain, Japan, Land Subsidence (Proc. the 4th Int. Symp. on Land Subsidence), IAHS Publ., no.200, pp.533-542.

(受付：1992年2月17日、受理：1992年11月16日)