



## 設計・施工上の留意点をさぐる

### 8. 浸透, 地下水

河野 伊一郎\*

#### 8.1 はじめに

日本は、東南アジアを含めて多雨であり、一般に地下水位が高い。したがって地下水位の低い欧米諸国と較べて、地下建設工事において浸透、地下水問題にかかわるトラブルや事故が多いのは必然であろう。現場を担当する技術者の声として“地下水さえないければ……”の願望は地下水問題（地下水処理や対策）がいかに難しいかを物語っているといえよう。

一方、土質工学の教科書や設計、施工のテキストの中に、この浸透や地下水に関する理論や解説が、他の事象と較べて、それほど多くは記述されていない。また、研究報告も決して多いとはいえない。このことは実践土質工学（技術と言うべきもの）を経験したことのない人には、浸透、地下水問題が土質工学上大して重要な事象ではないような錯覚を与えるようである。その原因は、本講座のはじめに、最上武雄氏が述べた方式<sup>2)</sup>によれば、 $[A=B+C]$ のCの部分が非常に大きいということでもある。すなわち、土質工学の技術が抱えている問題全体をAとすると、Bは理論体系が可能であり、一般論として記述しうる工学の問題である。一方、Cは個の問題であり、体系だてて論ずることが難しく、技術者の経験と判断にまかせざるを得ない問題なのである。浸透・地下水問題は(C/B)の比率が他の事象に較べて高いのは実感である。

本文では、Cについて解説するのが理想であろう。しかし、筆者の浅学もあり、また、紙数にも制約があるので、浸透問題全般を対象に議論することはできない。建設現場でよく遭遇する地下水に関する技術的な問題のいくつかを取り上げ、できるだけCを意識しながら論述したいと思う。

#### 8.2 浸透・地下水問題はなぜ難しいか

総括的な留意事項をいくつか述べておこう。

##### A. 地下水は動いている

どうして浸透、地下水にかかわる事故やトラブルがこのように多く発生し、またその対策や解決が難しいのであろうか。その第一は「地下水は動く」ということである。このよく分かり切ったことが認識されていても建設工事の調査、設計あるいは施工に十分反映されていないことが多い。

動く（移動する）という現象は、対象時間と移動範囲が問題であり、静止あるいは定常現象に対してその取扱いは比較にならないほどに厄介となる。

土質力学（工学）の理論は、圧密現象を除いて、従来から時間の項を導入することを不得意としてきた。数理的取扱いにおいては次元が一つ多くなることによって理論解が得られにくくなることにもよる。しかし、とくに浸透・地下水問題においては時間的変動を考慮しないことによる信頼性の低下は非常に大きいと言わねばならない。もう一つ、地下水は工事対象領域内でのみ動くのではなく、広く周辺に影響し、また逆に周辺の影響を受ける。すなわち、調査、設計等の対象領域を工事敷地内に限定することはできない。これが他の事象と大きく異なるところであり、問題を厄介なものにしている。

「それでは対策は、どの範囲で、どれくらいの期間にわたって実施すべきか」と質問されても、一概に指定することはできず「工事の規模、期間、そして地下水の分布状態、帯水層の性質等によって決まる」もので、地下水に関する基礎データ（調査から得られる）から地下水理論を駆使して影響の範囲と期間を判定（後述の8.4を参照）し、その範囲で観測なりが実施されねばならない。更に、それらの観測結果から、調査の範囲と期間を修正、変更しなければならぬことはしばしばである。

このように地下水は広く長く動くがゆえに、我々の予想をはずれることが大きく、多い。したがっていわゆる観測修正法（Observational Method）は、他の事象より以上に浸透・地下水問題において重視されねばならないのである。

##### B. 地下水から受ける影響と与える影響

建設工事において地下水が問題となるとき、二つの側面があることに注意しよう<sup>2)</sup>。一つは地下水が存在するがために地盤や構造物が不安定になったり、工事が難しくなるので、なんとか地下水流を遮へいしたり、地下水圧を軽減させたいとする立場であり、「地下水から受ける影響」にかかわる問題である。掘削時における湧水対策、浸出水のある斜面の安定、クイックサンド、パイピング、ヒービングの防止などはその典型である。

他の一つは建設工事の排水や地下揚水によって地下水分布、流れ、あるいは水質などが変化して広い意味での生活環境に悪影響、障害をもたらすことがあり、それらを防止、

\*岡山大学教授 工学部土木工学科

講座

軽減させるにはどうするかという「地下水に与える影響」の問題である。井戸の枯渇、地盤沈下、地下水の塩水化などである。

前者の「受ける影響」については、長年研究の対象としてきたが、後者の「与える影響」については、最近工事の規模が大きくなって技術者が注意するようにはなったが、一般住民の関心も非常に高まってしばしばトラブルを惹き起こしている例をみる。

繰り返し述べるように地下水は広い範囲に分布し、影響し合う。それをガラス越しに観測することは不可能であるし、予測はなおさらに難しい。したがって、地下水に与える影響が少しでも予想されるときには、事前観測調査が必ず実施されるべきであり、その対応策が講じられなければならない。

C. 広域地下水と局所地下水

最近、広域地下水という用語がよく用いられるようになったが、それは地下水を、涵養、流動、流出という水文的循環の過程内でとらえるときの名称と理解される(図-8.1)。一方、局所地下水は、それらの過程のうちの一形態のみを対象にした問題のとり上げ方ができる場合である。

地下水は、特殊な場合を除いて水文的循環をなして存在するものであるから、広域地下水、局所地下水の区別は本質的なものではなく、我々が問題としている工事の規模や対象地域の性格によって決まるものである。建設工事によって地下水を遮断したり、排除すれば当然、地下水循環にながしかの影響を与える。しかしその影響が有意なものかどうかについて判断がなされなければならない。問題が局所地下水であれば比較的狭い範囲での地点調査で、地下水理論やその公式利用のみでこと足りることも多いが、広域地下水となると当然、広範囲の地下水観測と多様な解析と判断が必要な地域調査となる。特に地下水の涵養の実態を直接調査する確かな方法がなく、地下水位の変動や地下水流から間接的に推定することをやむなしとしている。いずれにしても地下水調査、観測の範囲と期間、およびその性格を決めるのは技術者の重要な課題であるといわねばならない。

D. 問題は水圧か水量か、それとも水質か

もう一つ注意しておきたいことがある。それは、地下水の問題を考えると、それが水量、水圧、流速、水質のうちのいずれを対象にしているのかを明確にし、それにマ

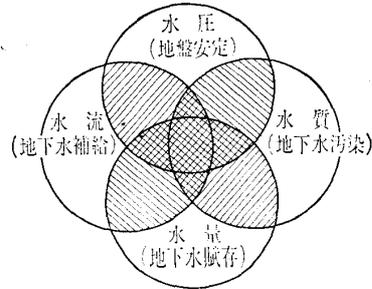


図-8.2 地下水諸量の相関

ッチした調査や対策が準備されねばならない。図-8.2に示すように、それぞれの項目はお互いに関連性は大きいながらも同一の対応をすることはない<sup>3)</sup>。

一例を示そう。あるビルの基礎を建造するために地下水表面以下のレベルまで掘削を進めたが、湧水量はわずかであった。釜場で排水しながら掘削を終了し、コンクリートベースを打ったところ、コンクリート版がふくれあがり(ヒービング)、凸状底面となって固結した。この事例が示す意味は、これは水量の問題ではなく水圧の問題であった。水量が小さいということと水圧が小さいことはいつも同一ではない。水が抜けているときは水圧は小さいが、水流が遮断されると圧力は大きくなる。この教訓は擁壁の裏込めからの排水についても、また、地下水が関与している地すべり排水についても参考となる事例である。また、後述するように浸透流速と圧力伝播とは全く別のものであることも注意しよう。

例えば水量が問題の対象であってもその水量を直接計測できず、水圧(水位)をその代わりに計測しなければならない場合がある。他の項目についても同様である。その場合には、水量と水圧の相関について、現地の特性をよく把握した上で、地下水理論や公式を駆使して解析し、判断することになる。

8.3 浸透問題の精度は何がポイントとなるか

A. 浸透流の基礎方程式と透水性定数

浸透現象(地下水流)は一つの物質移動現象であるからその基礎方程式は、運動の法則と連続の関係式とから導かれる。運動の法則としてはよく知られているDarcy(ダルシー)法則が用いられる。

$$v \left( = \frac{Q}{A} \right) = k \cdot i \quad \text{または} \quad v = k \left( \frac{dh}{ds} \right) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $v$ は浸透流速(みかけの流速 cm/s)、 $i$ は動水勾配(水頭勾配)、 $h$ は水位(水頭)、 $k$ は透水係数(cm/s)である。この浸透の運動則がDarcyによって式(1)のように比例式で示し得たことは(弾性学におけるフックの法則、電気におけるオームの法則と同様)、浸透流理論を展開する上で大変好都合であった。

連続の関係式は水量(あるいは質量)保存式とも呼ばれ、

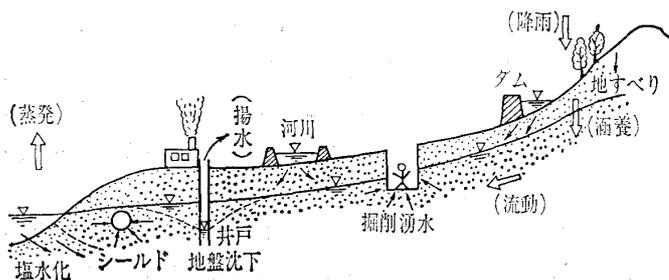


図-8.1 地下水の循環と建設工事

一般に次式(2)で示される。

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial z} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $S_s$  は比貯留係数と呼ばれ、熱伝導における比熱に対応するものと考えてよい。すなわち、土の単位体積あたり（単位の水面上昇が生じたとき）の水を貯留する能力である。話を簡明にするために、二次元問題として議論することにするが、式(1)、(2)より  $k$  が一定の場合に浸透流の基礎方程式(3)を得る。

$$\left(\frac{S_s}{k}\right) \frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\right) + \left(\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) \dots\dots\dots(3)$$

浸透流の問題の中で水位の分布とその変動を求める問題は上式(3)を与えられた境界条件、初期条件のもとで解くことに帰する。式(3)の厳密解が得られるのは極く限られた単純な条件の場合のみであるから、詳細な設計等にそのまま利用できる汎用性のある公式を導くことはできない。しかし、最近では、式(3)をコンピューターを利用して数値解析することが容易となってきたため、境界条件等によって解析が制約されることがなくなったことは大きな前進である。

したがって、式(3)から算出された結果の信頼性（精度）は、主として式(3)内の透水性定数（ $k$ 、 $S_s$  あるいは  $S_s/k$ ）によって支配されるようになってきたとって過言ではない。

式(2)、(3)は断面二次元浸透流（例えば堤体浸透問題などによく用いられる）の基礎式であるが、平面二次元地下水流に対しては次式(3')となる<sup>4)</sup>。

$$\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \dots\dots\dots(3')$$

ここに、 $T=kD$ （ $D$  は帯水層の厚さ）、 $S$  は貯留係数<sup>5)</sup>である。

ここで一つ注意しておきたいことがある。地下水位変動の伝播は式(3)、(3')を解いて得られるが、その伝播速度は  $(T/S)$  に比例する。この伝播速度は圧力の伝播であって、式(1)に示される浸透流速ではない。

**B. Darcy 則の適用限界は**

Darcy 式は層流領域内で成立し、流速が大きくなって乱流となると水頭損失が大きくなって比例関係から次第にはずれてくることはよく知られている。しかし、実際の設計や施工において、Darcy 則の適用限界はほとんど問題にならないとってよい。

層流が乱流へ移る上限動水勾配は Reynolds 数 ( $Re$ ) で判断される。

$$Re = \frac{vD_s}{\nu} \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 $D_s$  は土粒子の径、 $\nu$  は動粘性係数である。

土中浸透の場合、 $Re=1\sim 10$  程度が限界値であるといわれている。では、乱流領域に入るための浸透流速と動水勾配はどの程度のものかをチェックしてみよう。例えば、 $D_s$

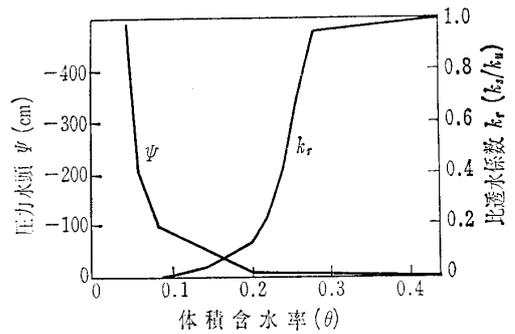


図-8.3  $\theta \sim k_r, \psi$  の関係図

$= 0.1 \text{ cm}$ ,  $\nu = 0.02 \text{ cm}^2/\text{s}$  とすると、 $Re=5$  に対して、 $v = 1.0 \text{ cm/s}$  となる。いま、 $k=0.2 \text{ cm/s}$  とすると上限動水勾配  $i_c=5$  となる。また層流域から乱流域への  $i \sim v$  の勾配（透水係数）の変化は緩慢であることから、実際設計等において Darcy 則を利用することの不都合さはほとんどの場合生じないと考えてよいであろう。

最近、不飽和状態における土中水の移動や、土中の透気（透気係数）の研究のみならず実施設計がなされるようになってきたが、不飽和状態でも Darcy 式が成立するとし、飽和状態での透水係数  $k_s$  と不飽和状態の  $k_u$  の比をとって比透水係数（ $=k_u/k_s$ ）および圧力水頭  $\psi$  の値を定めることが行われている。例えば図-8.3 は、不飽和状態における浸透解析（FEM 解析）を行うに必要な体積含水率  $\theta$  と比透水係数  $k_r$ 、ならびに圧力水頭  $\psi (=P/\gamma_w)$  の関係図である。ここに、体積含水率  $\theta$  の定義は、土の体積に対する、その中に含有されている水の体積の比である。また透気現象についても Darcy 型の関係式が採用されている。

前出の Darcy 式(1)について、 $v$  は見かけの流速であると述べた。すなわち、単位時間あたりの流量  $Q$  を土の透水断面積  $A$  で割ったものである。通常この見かけの流速を単に流速と呼んで浸透理論が展開されるが、たいがいの場合に不都合は起こらない。ただ、地下水中にトレーサを投入してその到達時間から浸透流を判定しようとするような場合には、この見かけの流速では不都合で、真の流速  $v_a = (Q/\beta A)$  を用いて考察しなければならない。ここに  $\beta$  は有効間隙率である。ここで、有効間隙率について少し述べておこう。

浸透流は土の間隙の中を移動するが、間隙の中の水でも移動しない部分が存在しうる。土粒子の表面等に吸着されて粘性が非常に大きくなっているもの、土粒子の凹部にとじこめられているものなどがそうである。浸透流に関与している間隙を有効間隙と呼ぶと、土の体積に対する有効間隙比率が有効間隙率である。間隙率を  $n$  と記すと  $1 > n > \beta > 0$  という関係が存在するのは必然である。

有効間隙率を直接測定することは極めて困難であるが、土粒子の表面に吸着されているいわゆる吸着水は細粒土の方が粗粒土より多く、したがって  $(\beta/n)$  は細粒土の方が小

講 座

さいのが一般的である。自由地下水の貯留係数  $S$  と  $\beta$  は、物理的意味は若干異なるが、近い値をとることからこれで代用する方法がとられることが多い。ついでながら真の流速とは呼ぶが、土の中や帯水層中の水の通路（間隙、透水層）は決して一様ではなく複雑な構成であることは容易に理解されよう。したがって真の流速といってもあくまで平均的（あるいは便宜的といふべきか）な取扱いである。更に実際の地盤においては水径が発達して、それが全体の透水性を支配するまでになって判断を誤らせることも少なくない。

とくに掘削現場などでは水径が直接観察されることがあるので、その状態と湧水状況等に注意することも大切である。

一失敗例をあげると、構造物の基礎の建設によって帯水層の一部 (3/10) を遮断せざるを得なくなった。帯水層が一樣な透水性を有すると仮定して、上記の遮断の影響を検討したところ問題なしと判定された。しかし実際には、構造物の基礎体が大きな水径を遮断する結果となり、下流側に有害な地下水位の低下をもたらしたことがある。

C. 透水係数はオーダーの問題か

透水係数がオーダーの問題であるということは、例えば、 $1 \times 10^{-3}$  cm/s も  $5 \times 10^{-3}$  cm/s も同じ  $10^{-3}$  のオーダーを有するので、大して変わりはない、あるいは区別できない、という意味である。しかし考えてみると、前者と後者とでは、後者の方が水が5倍通りやすいのであるから、湧水量も5倍、地下水位の変動伝播速度も5倍である(式(3)参照)ということであって、それが実際問題区別できないということは、現場における設計、施工にあたっては大変な不安材料であるといわねばならない。

ここで、透水係数について、その物理的意味や実態等についてももう少し議論をしておこう。

土の透水性に関与する土粒子の性質や土の状態を表す関係式として Hazen-Poiseuille の式がある。

$$k = C_s \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $e$  は間隙比、 $D_s$  は土粒子の径（間隙の径）、 $C_s$  は土粒子の形によって定まるもので形状係数と呼ばれている。この関係式は土の間隙を単純モデル化して導かれたものであり、土の透水係数は、その状態（ $e$  は締め固め状態で決る）と土粒子（実際には間隙）の径と形状（ $D_s$  と  $C_s$ ）に支配される。均質な砂では定性的ではあるが比較的良好に表示しうるようであるが、細粒土になる程その成立がおぼつかなくなる。

このような土粒子径と間隙比等から透水係数を算出する関係式が Terzaghi (テルツァーギ), Zunker (ズンカー), Kozeny (コズニィー), その他によって提案されているが、砂質土についても、やはり1オーダーの範囲でばらついた値が得られるようである<sup>9)</sup>。したがって、こうした土の粒

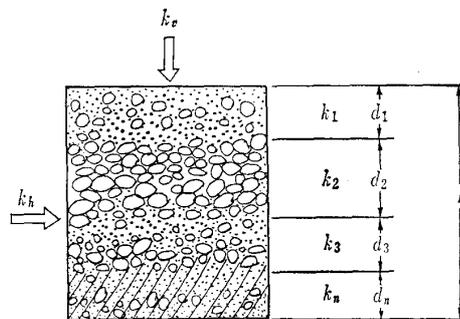


図-8.4 地盤の層序モデルと透水性

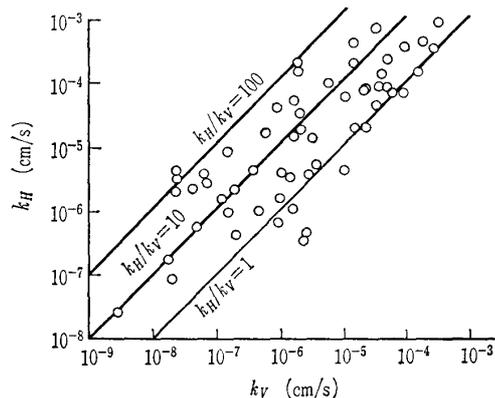


図-8.5 締め固め土の透水性の異方性の1実験 (近藤による)

径から透水係数を計算で求めるという方法はあくまで透水性の目安を得るとい程度に考えておくべきである。

土のエレメント（試験モールド）についての透水係数さえ、精度について上記のような不安を残しているが、対象が自然地盤となるとさらに不均質、異方性の問題が加わることになる。したがって実際問題として、自然地盤から不攪乱試料を採取して室内透水試験をするということは考えられない。自然の地盤はその堆積過程において、ほとんどの場合水平方向に層序をなしている（図-8.4）。その層序は数メートル厚のものから数センチ程度の微細なものまで存在するが、それによって水平方向の透水係数  $k_H$  は、鉛直方向の  $k_V$  よりオーダーの差で大きくなっていることが多い。

$$k_H = \frac{\sum_{m=1}^n \frac{k_m d_m}{D}}{\sum_{m=1}^n \frac{d_m}{k_m}} \quad k_V = \frac{D}{\sum_{m=1}^n \frac{d_m}{k_m}} \dots \dots \dots (6)$$

常に  $k_H \geq k_V$  であることが数理的に証明できる<sup>4)</sup>。

この透水性の異方性は締め固めた人工地盤でも生じ、細粒土の構成比が高くなると顕著になるようである。図-8.5に締め固めた土の透水の異方性の一実験例が示されている。

このように議論すると、それではどのようにして透水係数を決定すればよいのか、といういらだちの質問とならざるを得ない。回答は、「現存する地盤や土構造物の透水性を決定するためには原位置透水試験を実施すること」であ

る。現存しない、すなわち今後建造される土構造物（堤防とか道路）の透水性試験等、やむを得ない場合にのみ室内透水試験を行って設計資料とすべきである。

### 8.4 地下水揚水の影響範囲はどうして判定するか

地下水を汲み上げると地下水位が低下する。その低下量と影響範囲は汲上げ時間の経過とともに増大、拡大してゆく。井戸で揚水する場合も、地下水面以深の掘削などによる地下水位変化も同じである。

それらの定量的な取扱いは、定常状態では Forchheimer (フォルヒハイマー) の井戸理論、非定常状態では Theis (タイス) の非平衡理論が有名で、その考え方が広く利用されている。

#### A. Forchheimer の定常理論と影響圏半径について

まず定常状態における Forchheimer の公式の利用について留意すべき点を考察してみよう。図—8.6 を参照して、次式が成立する。

自由地下水 (不圧地下水) :

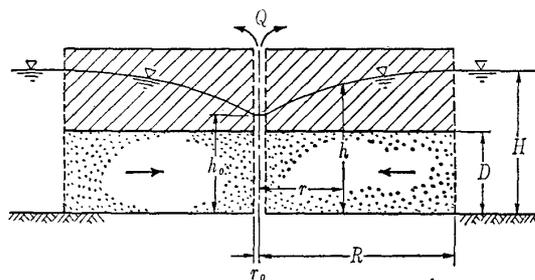
$$H^2 - h^2 = \frac{2.30Q}{\pi k} \log \frac{R}{r} \dots\dots\dots(7)$$

$$\text{被圧地下水} : H - h = \frac{2.30Q}{2\pi kD} \log \frac{R}{r} \dots\dots\dots(8)$$

ここに、地下水位低下量 ( $H-h$ )、揚水または湧水量  $Q$ 、図—8.6 の  $r_0$  は揚水井戸の半径である。

掘削地の湧水に対しては  $r_0$  は掘削面積の等価半径 (掘削地と等しい面積を有する円の半径) と考えればよい。

地下水位低下の大きさと範囲を推定する場合に、式(7)または(8)に含まれる影響圏  $R$  というものを別に決定する必要がある。水位低下の範囲を問題とする場合は、 $R$  の値その



図—8.6 被圧井戸の説明図

表—8.1 土粒子の粒径と揚水井戸の影響範囲

土質		粒径(mm)	影響圏半径 R(m)
区分			
粗	礫	>10	>1500
	礫	2~10	500~1500
粗	砂	1~2	400~500
粗	砂	0.5~1	200~400
粗	砂	0.25~1	100~200
細	砂	0.10~0.25	50~100
細	砂	0.05~0.10	10~50
シルト		0.025~0.05	5~10

ものが問題なのであり、また、 $R$  が異なれば当然、水位低下量 ( $H-h$ ) が異なってくる。幸いにして、 $\log R$  できいてくるため、 $R$  の変化による水位低下量の影響の程度は小さい。

経験的に影響圏  $R$  は表—8.1 のような値が提案されているが、それらはいくまで便宜的な目安である。長期揚水試験(定常状態になったことを確かめた後)において、式(7)、(8)から  $R$  を推定するが、一般には  $Q$  によって  $R$  が変わる。

長期揚水 (定常状態は時間  $t \rightarrow \infty$  に対応) によって影響圏が一定の値をとるとするのは、何らかの地下水涵養が存在するからであり、したがって現地の地下水涵養の状況によっても影響圏は異なるはずである。理論的には、半無限地盤で涵養がなければ  $R \rightarrow \infty$  であり、 $Q \neq 0$  であれば  $t \rightarrow \infty$  において  $H-h = \infty$  となって現実問題として不合理である。

いま、一樣な地下水が涵養 (降雨浸透と考えればよい) がある場合の地下水位低下の状況を考察してみよう。単位面積当たり  $f$  の地下水涵養があり、その影響圏半径を  $R$  とすると関係式は、被圧 (型) 地下水に対して、

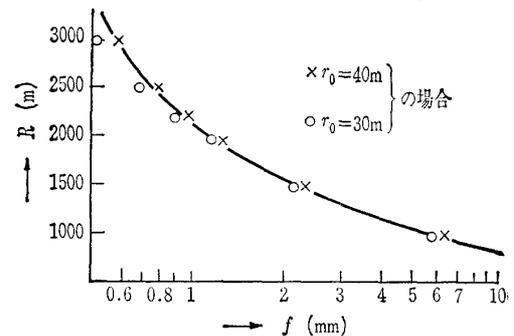
$$Q_r = 2\pi rT \frac{dh}{dr} = (\pi R^2 - \pi r^2)f \dots\dots\dots(9)$$

となり、 $r = r_0 \sim R$   $h = h_0 \sim H$  で積分してまとめると、

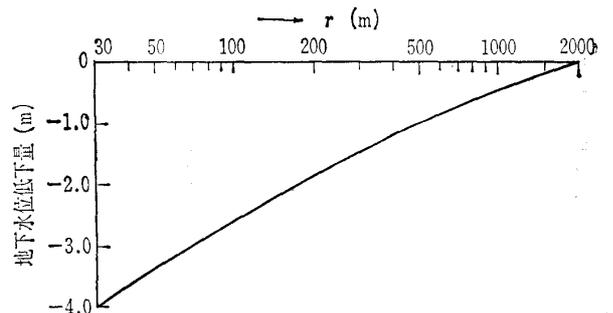
$$\Delta h_0 = H - h_0 = \frac{f}{2T} \left\{ R^2 \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{2} (R^2 - r_0^2) \right\} \dots\dots(10)$$

となる。

一例として、 $r_0 = 30$  m, 40 m (掘削地の等価半径)、 $\Delta h_0 = 4$  m について  $R \sim f$  の関係を計算してみると図—8.7 のようになる。



図—8.7 地下水涵養  $f$  と影響圏  $R$  の相関の一例



図—8.8  $f = 1$  mm の場合の地下水位低下量曲線

講 座

すなわち、地下水涵養が大きいと影響圏は急激に小さくなる事がわかる。また、 $Q$  (または  $\Delta h_0$ ) が大きくなると  $R$  も大きくなることは式(9), (10)より理解できよう。

B. Theis・Jacob の非定常理論と水位低下伝播について  
つぎに、非定常状態に対する Theis の非平衡理論に基づいて影響圏の意味を考えてみよう。

Theis の非平衡理論は(1)式で表される。

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi T} W(\lambda), \quad \lambda = \frac{S}{4T} \frac{r^2}{t} \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 $W(\lambda)$  は井戸関数と呼ばれる。

Jacob (ヤコブ) によれば、 $\lambda$  が小さい ( $t \rightarrow$  大) 場合に式(11)はつぎのように近似できる。

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \ln \lambda) \dots\dots\dots(12)$$

$\Delta h \leq \varepsilon$  の範囲での地下水位低下量を見捨てることとする。すなわち、 $\Delta h = \varepsilon$  ( $\varepsilon$  の値については、問題や要求される精度によって異なるが、現実には 1~10 cm の値となろう) の範囲を影響圏とするならば、式(12)に  $\Delta h = \varepsilon$  とおいて  $R$  を求めると、

$$R = C \sqrt{\frac{4T\varepsilon}{S} t}, \quad \ln C = \frac{1}{2} \left( -0.5772 - \frac{4\pi T\varepsilon}{Q} \right) \dots\dots\dots(13)$$

となり、影響圏  $R$  は  $\sqrt{t}$  (揚水時間の平方根) に比例する。Weber (ウェバー), Kozeny らによれば影響圏半径は  $\sqrt{t}$  に比例して拡大するとしている。それは上記の考察に通ずるものと考えられる。Weber によれば  $R = 3\sqrt{Tt/n}$  が提案されている<sup>7)</sup>。

さて、非定常状態で地下水涵養  $f$  が存在する場合についての一例を示そう。

$f$  が地下水位低下量  $\Delta h$  の関数として発生する場合を考えてみよう。すなわち、現実には当該帯水層へ他の帯水層から漏洩する地下水涵養の形態を考えればよい。

$(f/\beta) = 0, 0.002 \cdot \Delta h, 0.01 \cdot \Delta h, 0.02 \cdot \Delta h, 0.04 \cdot \Delta h, 0.06 \cdot \Delta h$  (1/day) についての解析結果 (F.E.M. 解析) が図-8.9 に示されている。地下水涵養量によって、地下水位低下量が非常に大きく変わることが理解できよう。

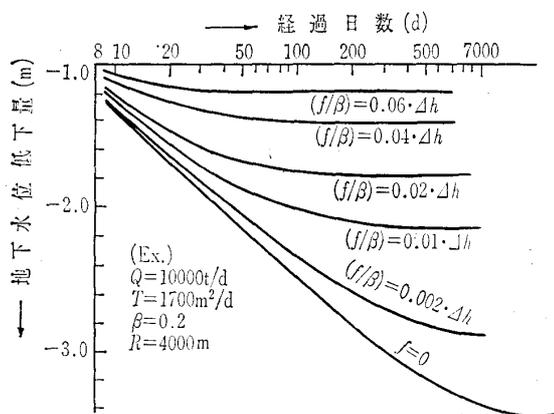


図-8.9 地下水涵養と地下水位低下に関するコンピューター解析の一例

8.5 多孔式揚水試験は信頼性が高いか

地下帯水層の調査で最も信頼性が高いのは、いわゆる揚水試験であると考えられる。すなわち前出の式(11), あるいは(7), (8)において ( $r, h$ ) を計測して ( $S, T$ ) を求める試験である。この試験によって、帯水層定数 ( $T$  と  $S$ ) を求める方法やその注意事項については文献 8) に詳しいので改めて述べることはないが、この試験から単に  $T$  と  $S$  を計算するというのではなく、試験中の揚水による地下水位の低下状況をよく観察して、帯水層の性格や地下水の状態をよく診断することが大切である (名医は、人間の脈はくや体温の異状から病状を判定するように)。すなわち、揚水試験は地下水問題の小さなモデル実験であるという考え方が必要であり、これからできるだけ多くの情報を得ようとする態度が好ましい。

例えば Jacob の方法によって整理したところ半対数紙上で直線からはずれたとすれば、そのはずれ方を考察して実態を探ることである<sup>9), 10)</sup>。ここにおいて技術者がその能力を発揮し得るのである。そのためにはもち論、関係式の意味を十分に理解しておくことがまず前提となる。

8.6 単孔式原位置透水試験は信頼できるか

多孔式揚水試験は、準備や装置の経費が大きく、労力も少なくない。それに較べてボーリング孔を利用した原位置透水試験は簡単であり、経費も少ない。ボーリングで土質地質を調べるついでに透水性を試験するというのであればなおさらやりやすい。ボーリング孔を利用した単孔式原位置透水試験は、別名チューブ法とも言う。そのほかにオーガー法、ピエゾメーター法、パッカー法などと呼ばれる単孔式透水試験法がある<sup>11)</sup>。

さて、これらの算定公式はどのような考え方で導かれたものであるかを知っておくことは、これらの試験から得られた結果の信頼性等を判断する際にも大切なことである。

多孔式揚水試験の関係式は軸対称 (二次元) 放射状流として導かれるのに対し、単孔式透水試験の関係式は、無限に広がる三次元帯水層中に吸水孔を置き、これから注吸水するモデルから導かれる。浸透流はその吸水孔に向う点対

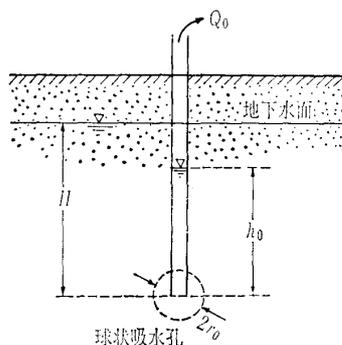


図-8.10 単孔式原位置透水試験のモデル図

称(三次元)放射状流である。

図-8.10を参照して, 成立する関係式は,

$$Q = 4\pi r^2 k \frac{dh}{dr} \dots\dots\dots (14)$$

$r=r_0 : h=h_0, r=R : h=H$  で積分すると

$$H - h_0 = \frac{Q}{4\pi k} \left( \frac{1}{r_0} - \frac{1}{R} \right) \text{ or}$$

$$k = \frac{Q}{4\pi(H-h_0)} \left( \frac{1}{r_0} - \frac{1}{R} \right) \dots\dots\dots (15)$$

$R=\infty$  のとき,  $H$  が自然地下水位とすると次式となる。

$$\Delta h_0 = H - h_0 = \frac{Q}{4\pi k r_0} \text{ or } k = \frac{Q}{4\pi r_0 \Delta h_0} \dots\dots\dots (16)$$

式(16)は定常吸水(あるいは注水)の関係式であるが, パイプ中の水位の上昇(吸水方式)あるいは下降(注水方式)による場合には式(16)において  $Q = A \cdot (dh_0/dt)$ ,  $A = \pi r_0^2$  となるから

$$h_0 - H = \frac{1}{4\pi k} \left( \frac{1}{r_0} - \frac{1}{R} \right) \cdot A \frac{dh_0}{dt} \dots\dots\dots (17)$$

$t=t_1 \rightarrow t_2 : h_0=h_1 \rightarrow h_2$  の条件で積分すると,

$$k = \frac{r_0}{4(t_1 - t_2)} \ln \frac{h_2}{h_1} \dots\dots\dots (18)$$

となる。ただし,  $R \rightarrow \infty$  において  $h=H$ (=一定)である。式(18)は球状の吸水源を仮定しているが, 現実には種々の吸水源の形状があるので, その形状の影響を形状係数  $C_s$  で補正すると, 結局一般式として

$$k = \frac{C_s r_0}{4(t_1 - t_2)} \cdot \ln \frac{h_2}{h_1} \dots\dots\dots (19)$$

となる。

単孔式透水試験の各公式は, 基本的には式(19)の形をとり, 形状係数  $C_s$  を決定するために, 数学的な工夫がなされて求められたと考えてよい。

したがって上述の前提条件や境界条件(仮定)がその試験現場で満たされておればほとんど問題はないと考えてよい。最近の数値解析によるチェックでもその信頼性が高いことが実証されている<sup>12)</sup>。

問題は上記の前提条件や境界条件がどのくらい満足されているかによって信頼性が決まるといってよい。

それらの要点を以下に述べてみよう。

(1) ボーリング孔の先端が所定の形状になっているかどうか, すなわちボーリング孔の先端が大きな孔になっていたり, 逆にボーリングチューブの中へ土が入り込んではいないか。またケーシングの外壁と地盤の間にすき間ができてこれが漏洩水路となっていないかなどである。この点に関してはストレーナーのあるケーシングを用いて透水試験を行う方が安全である。ボーリング施工時の地盤の緩みや締め固まりも誤差の原因となる。

(2) ボーリング施工中に微細土粒子が孔内水に浮遊し, 試験中にそれらが沈殿して目づまりを生じてはいないか。

この点に関しては, 注水試験よりも回復試験の方が好ましいといえる。泥水を用いてボーリングを行っている場合にはその泥水が地盤に浸入し透水性が著しく小さくなっていることがあるので注意を要する。

以上の(1), (2)の問題点は試験の実施にあたって細心の注意を払うことによって信頼性のある程度高めることができ, 一概にはいえないが誤差は数十パーセント以内におさめることができると考えている。しかし, 最も困難な問題は次の点である。

(3) 地下水の涵養源(注水試験の場合は排水源)の位置とそれに至る径路の透水性の状態である。浅い自由地下水の場合にはその地下水面の昇降を涵養源としているので問題は少ないが被圧地下水の場合には不明である。極端な場合, 袋状の帯水層を考えれば, 土そのものの透水性は大きくても, 注水量あるいは水位回復量が小さく, したがって算出される透水係数は極めて小さくなる。

(4) とくに吸水源の近傍に, 透水性の大きい帯水層があったり, 逆に透水性の小さい壁が存在する場合の影響を考えてみよう。極端な場合, 前者は平面状供水源であり, 後者は不透水壁である。この場合の影響については鏡像法を用いて考察することができよう。吸水源からそれらの壁までの距離  $L$ , あるいは涵養源までの距離  $R$  は,  $(R/r_0)$  あるいは  $(L/r_0)$  が 5~10 以上であれば実際上ほとんど問題はないと考えてよい。

## 8.7 その他の浸透問題に関する 2, 3 の注意事項

土質力学の父と評価されている Terzaghi は「現場にこそ真実がある」と言ったことはあまりにも有名である。また彼の多くの業績の中で, 土中水と有効応力, 粘土からの排水と圧密, 浸透力とボーリングなど, 浸透の影響を強く意識している。すなわち, 現場には地下水があり, 現場での設計, 施工に浸透問題の重要性をいち早く認識し, これを土質工学の中へ取り入れようとの努力がうかがえる。

本文では浸透水と土の安定について論ずる余裕がなかったが, 最後に浸透力とパイピングについて触れておこう。

### A. 浸透力とパイピング等の進行性破壊

地盤の進行性破壊は浸透流特有の現象ではない。しかし浸透流は時々刻々に変化するのでほかの事象に較べて進行的に破壊が進むことが多いのも事実である。降雨時の斜面や湧水のある掘削地において, 浸透水によって土や地盤が破壊に至る条件の変化を考えてみよう。それは土のせん断抵抗力の低下と作用力(せん断力)の増加の2つに分けて考えることができる。

(1) せん断抵抗力の低下は, 粘性土の場合は主として含水比の増大によって粘着力が低減する(サクシジョンの減少等による)。また砂質土の場合には, 有効応力が減少することによるせん断抵抗力の低下等である。

(2) 一方, せん断応力の増大は, 一つは含水比の増大に

## 講 座

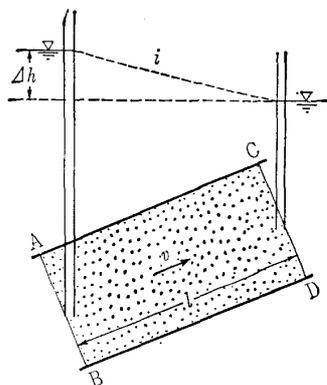


図-8.11 浸透力の説明図

よって土の重量が大きくなること、他の一つは、浸透力の発生による。この浸透力について少し説明しておこう。

浸透力とは浸透水の流れる方向に作用する物体力であり、単位体積あたりの浸透力  $j$  は

$$j = \gamma_w \cdot i \quad \dots\dots\dots (20)$$

で示される。この物体力の重力と同様に土の単位エレメントに働くものであり、有限要素解析などではインプットで導入する。以前は浸透水圧という用語を使って取り扱うことが多かったので、ここで浸透力と浸透水圧の関係を明確にしておくことが必要であろう。図-8.11のモデルにおいてAB面とCD面の水頭差  $\Delta h$  (水圧差ではない) に水の単位重量  $\gamma_w$  をかけたものが浸透水圧と呼ばれるものである。この圧力はAB面に作用するような取扱いをする。しかしその物理的意味は、このエネルギー(水頭)差はエレメント ABCD 中で消費されるものであるから、ABCD内の単位長さあたりでは  $(\gamma_w \Delta h / l)$  となり、これは上記の式(20)の浸透力そのものとなる。

透水断面が複雑になり、浸透領域内の各部分にどれだけの力が作用しているかを考えるときには浸透力の方が便利なが多い。今度、浸透水圧より浸透力を統一的に考える方がよいと思われる。

浸透水によるパイピングは、この浸透力が土を拘束している力(最小主応力  $\sigma_3$  ではない)より大きくなると土が抜け出て次々と上流側へ破壊が進行して行く現象である。パイピングが生起しているときには土が抜け出ているのであるから湧出水量が増加してゆくことが多く、また土砂が噴き出したり、濁り水が出ていることが観察される。こうした徴候がみられたときは要注意である。

浸透水のある地盤の安定解析における浸透力の考え方、取扱い方について図-8.12の堤体浸透と堤体の安定を例にとってもう少し説明を加えておこう。

考え方として、(A)全応力的な考え方と(B)有効応力的な考え方とがある。

## (A) 全応力的な考え方

堤体に作用する力として、まず ABDC の重力を計算する。ここでEBDFの水中部も浮力を考えずに湿潤重量とす

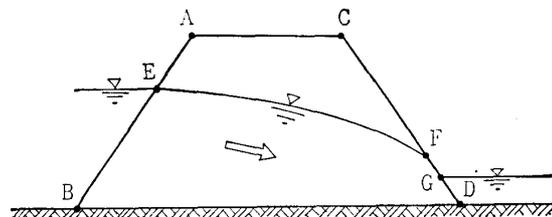


図-8.12 堤体浸透における作用力の説明図

る。次に、EB, BD, DGに作用する水圧(各面に垂直に作用することはいうまでもない)を計算する。以上の重量と水圧の合計が堤体に作用する力となる。

さて、EB, BD, DGに作用する水圧の合計は、EBDFの部分の浮力とこれに作用する浸透力とを合わせたものであることを理解しよう。

## (B) 有効応力的な考え方

まず、ABDCの重量を計算するが、この場合には、EBDFは水中重量(浮力をさし引いた値)をとる。さて、水の影響については、浸透力を考えなければならない。すなわち、EB, BD, DG, GF, FEの各面における水頭(水圧でない)に水の単位体積重量をかけ合わせたものの合計(ベクトル和)が浸透力の合計である。

上記の(A)と(B)を混同してはならない。ましてや、有限要素解析等において、浸透力を考慮しながら、EB面の水圧をさらに加えることは明らかに間違いである。

堤体の破壊を円弧すべり解法で評価する場合にも、上述の意味を理解してなくて誤りをおかすことがあるので注意したい。

## B. 浸透問題とコンピューター解析

従来、浸透流、地下水の水利は複素関数論等を応用した数理的研究が行われ、いわゆる地下水理公式が整ってきた。しかし、それらは極く限られた単純な境界条件の場合に限られるので、現場での設計や施工に多くの不便と不安を残してきた。

一方、最近のコンピューター利用によるF.E.M.やF.D.M.の数値解析によって設計や施工のための計算が比較的精度よくできるようにはなった。しかし透水係数等の透水性定数の精度が低いことが現在の大きなネックとなっている。そこで種々の現地観測値と数値計算の結果とを比較しながら、インプットデータである透水性定数を求めたり、修正しようとする“逆問題”の研究も行われるようになった<sup>14)</sup>。

最近では定常浸透流解析から非定常解析へと進歩し、更に、飽和浸透流から不飽和浸透流の解析へ<sup>15)</sup>、また浸透流による浸透力の作用下での土の応力・変形・破壊の問題も実際設計に用いられるようにはなった<sup>16)</sup>。

ここで注意したいことは、コンピューター処理の段階が技術者にとってブラックボックスであっては困るのである。コンピューターはいつも正しいの盲信はなおさらに困る。

解法はもちろんのこと、その基本的な考え方、インプットデータの性格や精度を十分認識することによって、アウトプットの判断や評価が適確にできるようでなければならない。

参 考 文 献

- 1) 最上武雄：設計・施工上の留意点をさぐる(講座)，土と基礎，Vol. 32, No. 12, pp. 67~68, 1984.
- 2) 河野伊一郎：地下水問題と研究の動向，土質工学会関西支部二十周年記念誌，pp. 103~107, 1978.
- 3) 土質工学会編：建設工事と地下水，土質基礎工学ライブラリー19，土質工学会，pp. 2~3, 1980.
- 4) 松尾新一郎・河野伊一郎：地下水位低下工法，鹿島出版会，1980.
- 5) 河野伊一郎：貯留係数，土と基礎，Vol. 26, No. 10, pp. 91~92, 1978.
- 6) 久保田敬一・河野伊一郎・宇野尚男：透水設計へのアプローチ，鹿島出版会，pp. 75~80, 1976.
- 7) 前出の文献4)，pp. 65~69, 1980.

- 8) 土質工学会：地下水調査法(土質調査法，第8章)，pp. 343~380, 1982.
- 9) 前出の文献6)
- 10) 河野伊一郎：土質試験調査結果の解釈と適用例(透水試験)，土質工学会ライブラリー，pp. 325~362, 1979.
- 11) Cedergren: Seepage, Drainage and Flow Nets, John Wiley & Sons Inc., pp. 78~92, 1966.
- 12) 河野伊一郎・西垣 誠：原位置透水試験法の解析手法に関する研究，土質工学会論文報告集，Vol. 23, No. 4, pp. 157~170, 1983.
- 13) 土質工学会編：土質工学入門(土と水は襲う)，pp. 101~128, 1977.
- 14) 例えば，河野伊一郎・西垣 誠・上村佳司：帯水層パラメータの同定について，第19回土質工学研究発表会，pp. 1359~1360, 1984.
- 15) 例えば，赤井浩一・大西有三・西垣 誠：有限要素法による飽和・不飽和浸透流の解析，土木学会論文報告集，No. 264, pp. 87~96, 1977.
- 16) 例えば，大西有三・村上 毅：有限要素法による地盤の応力・変形を考慮した浸透流解析，土木学会論文報告集，No. 298, pp. 87~96, 1980.

土質工学会発行図書案内

海洋開発における基礎構造物の現状シリーズ1~5

	規格	ページ	会員特価	定 価	送 料 (各1冊)
1. 設 計 基 準 お よ び 事 例	(A 5判)	289ページ	2,000円	2,600円	350円
2. 施 工 技 術	(A 5判)	309ページ	2,500円	3,300円	
3. 海 洋 構 造 物 の 計 画	(A 5判)	360ページ	3,300円	4,300円	
4. 施 工 機 械 ・ 材 料	(A 5判)	122ページ	1,700円	2,200円	300円
5. 海 底 地 盤 の 調 査 方 法	(A 5判)	298ページ	3,200円	4,100円	350円

設計施工基準集(施工編)土工	(B 5判)	465ページ	3,800円	4,800円	350円
クイの鉛直載荷試験基準・同解説	(A 5判)	252ページ	1,900円	2,500円	
杭の水平載荷試験方法・同解説	(A 5判)	60ページ	1,000円	1,300円	300円
地盤の平板載荷試験方法・同解説	(A 5判)	184ページ	2,200円	2,800円	
アース・アンカー工法	(A 5判)	236ページ	2,500円	3,300円	
コルゲートメタルカルバート・マニュアル[第2回改訂版]	(A 5判)	165ページ	2,250円	2,950円	300円
サンプリングマニュアル[第1回改訂版]	(A 5判)	160ページ	2,000円	2,600円	
力計の使用指針	(A 5判)	29ページ	600円	800円	200円
岩の工学的性質と設計・施工への応用	(A 5判)	838ページ	6,500円	8,500円	400円
ロックフィル材料の試験と設計強度	(B 5判)	287ページ	3,200円	4,200円	350円
大阪地盤-特に洪積層の研究とその応用	(B 5判)	415ページ	6,000円	7,800円	400円
技術手帳(実務に役立つ土質工学用語の解説)	(B 6判)	320ページ	1,500円	2,000円	300円
土質工学ケースヒストリー集(第1集)	(A 4変形判)	759ページ	8,500円	11,000円	450円
実例による土質調査	(B 5判)	251ページ	3,800円	4,900円	350円
土質断面図の読み方と作り方	(A 5判)	163ページ	2,200円	2,800円	300円
土質工学会文献要約集(1979年版)	(B 5判)	561ページ	5,000円	6,500円	400円
複合地盤に関する文献目録	(B 5判)	85ページ	700円	900円	300円

講習会テキスト

N値およびcとφの考え方	(B 5判)	110ページ	1,500円	2,000円	300円
設計における土質定数の考え方	(B 5判)	62ページ	800円	1,000円	
土質工学におけるSIの使い方	(B 5判)	117ページ	1,500円	2,000円	
シールド工法と土質	(B 5判)	123ページ	1,600円	2,000円	300円
杭施工の問題点とその対策	(B 5判)	73ページ	800円	1,000円	
土質・基礎工学における有限要素法の適用	(B 5判)	203ページ	3,000円	3,900円	350円
地盤の液状化	(B 5判)	134ページ	1,800円	2,400円	
土と基礎の設計計算演習[第3回改訂版]	(B 5判)	418ページ	4,700円	6,100円	
構造物基礎の設計計算演習	(B 5判)	368ページ	4,800円	6,200円	300円
土を測る-現場計測と施工管理-	(B 5判)	118ページ	2,000円	2,600円	
昭和60年度最近の土質・基礎に関する講習会講演資料	(A 4判)	189ページ	4,900円	6,400円	350円

注：書店でお買い求めの場合には，会員特価になりません。