
巻頭言	地盤の調査と数値解析	東北大学大学院工学研究科教授	柳澤栄司	1
小特集	地盤解析技術と地盤のモデル化			
	地盤解析技術—その現状と展望—		太田秀樹	2
	土と基礎の変形解析技術と地盤のモデル化		小林正樹	7
	土と基礎の地震時変形解析技術と地盤のモデル化		古関潤一 森谷俊美 福永 勸 龍岡文夫 佐伯宗大	13
	浸透流の解析技術と地盤のモデル化		西垣 誠	19
	岩盤解析技術と岩盤のモデル化		大西有三	26

地盤の調査と数値解析

東北大学大学院工学研究科教授 柳澤 栄司

最近、パーソナルコンピュータが高性能化して、小型の卓上型機でもかつてのワークステーション並の能力を有するようになり、また手近に UNIX 環境が得られるばかりでなく、汎用ソフトも充実してきているため、比較的容易に数値解析やデータ処理が行われるようになってきている。このように高性能の小型計算機が一般化して、便利で廉価な市販ソフトが利用できるようになると、解析は日常的に行われるようになり、ユーザーは単に数値入力するだけで結果を得ることになる。この場合、一般の技術者はプログラム開発に携わることは少ないので、解析手法は次第にブラックボックス化してしまい、利用者は現象の理解不足のまま計算結果を打ち出すこともあり、このため技術者が重大な判断ミスを犯す危険すら出てきている。

地盤のある現象を数値解析する場合には、これを数理モデル化することが不可欠であるが、この数理モデルは適切でかつ合理的である必要がある。多くの場合、数理モデル化は現象を限定的に抽象化することによってなされるので、モデル化した途端に特定の現象だけが取り上げられて、その他の情報が失われることになる。たとえば、水中の物質の移動を考えた時、透水の問題なのか、拡散の問題なのか、あるいはその複合問題なのかは、現象の本質のとらえ方で決まるので、その設定が不適切であれば解析の意味がなくなる。また、地盤調査の項目や手法も、この数理モデルの設定の仕方に依存するものである。誤ったモデルを設定しても物質定数を無理に変化させれば、あるいは数値的な近似は可能かもしれないが、物理現象の本質が不明確になるので、これは正しいアプローチとはいえない。

一方、地盤調査の技術も進歩し、計画・設計・施工の各段階で必要とされる地盤情報はかなりの精度で得られるようになってきている。しかし、数値解析を行う場合に、調査結果から地盤の特性を如何に決定するかは、解析を行う担当者の判断に依存するので、地盤モデルの作り方と地盤定数の設定が大きな問題となる。地盤をモデル化する際には、一般に地盤を単純化あるいは理想化するので、薄い土層は無視されることが多く、その段階で地盤の重要な情報が失われてしまうことがある。安定解析では薄い弱層が問題になる場合もあり、また、圧密解析でも薄くても透水層

の連続性の有無、すなわち排水層としての機能の有無が、結果に大きな影響を与えることは良く知られている。順解析の手法では、試行的な計算を行ってみて不合理でない結果が得られるような物性値を調査結果から選ぶことが多いが、目標とすべき観測値がない場合には地盤のモデル化はかなり困難な作業となる。

数値解析においては誤差評価が重要であるにもかかわらず、現状では実施される例が少ない。有限要素法における要素分割の仕方や有限差分法における差分メッシュの取り方で結果がどの程度異なるかは、特定の問題で扱われることはあるが、多くの解析例では触れられていない。メッシュの切り方で結果がかなり異なることや、応力集中の起こる部分ではメッシュを細かくする必要があることはよく知られているが、設計レベルの解析では無視されることがある。また、地盤のモデル化においては、土の判別分類の仕方や土層の連続性の判断の仕方、かなり地盤構造が異なると解釈される可能性があり、解析結果に大きな影響を与える。このような誤差がどの程度であるかは、実際にはあまり明確にされておらず、設計時には十分な検討がなされないこともある。解析に際しては、丁寧な地盤調査とその適切な解釈が重要であり、予測の精度をさらに高めるためには事後に計測調査を行って、解析結果との比較検討を行うことが望ましい。たとえば、計算手法の評価には、地盤調査結果だけを与えて現象を数値的に予測するようなブライントテストを複数の手法について行って、後に計算結果と観測値との比較を行って精度を確かめることも行われている。

これからの数値解析は、非線形性や不連続性を考慮したものへと移行するものと思われる。個別要素法や剛体要素法を始め、非線形領域での計算手法の発達は著しいものがあり、日々、新しい計算手法が提案されている感があるが、モデル化に必要な情報を調査結果から如何に読み取るか、また、計測の結果や現場の状況から、その物理的意味を如何に正確に判断するかは、技術者の日頃からの経験と努力によるところが大きい。地盤調査と解析は一体不可分であり、その調和がなくては精度の良い解析はできないことをここでは強調しておきたい。

地盤解析技術—その現状と展望—

おお た ひで き
太田 秀樹*

1. はじめに

地盤は自然の営みから生まれたものである。大自然が悠久の時間をかけて、ゆっくりつくりあげたものである。地盤の生い立ち、これは実に神秘に満ちている。生まれたばかりの地盤は、海底にたまったヘドロ状のものである。それが、いつの間にか平野になり、ヒマラヤのような山脈になってゆく。地盤の歴史は神秘的な大河ドラマだといってい

いだろう。今の地球からは想像できないような太古の地球。そんな古い時代から、地盤は生まれつづけている。そして現在も、地盤は生まれている。生まれて、育って、そして最後にもとの土粒子に戻って、海の底にたまる。これが地盤の輪廻である。場所によって、時代によって、そこにある地盤はいつも変貌している。

地盤のうごき、地下水の流れを解析する。これがいかに難しいか。地盤の歴史を考えてみて、現在の地盤がその輪廻の一段階にすぎないことを考えると、地盤の挙動を解析することがいかに難しいか、ある程度想像できる。読者諸氏のご賢察どおり、我々がもっている地盤の解析能力は、とても限られたものである。

2. 地盤と水

地盤の大部分が、海の底で誕生する。水の中で生まれる訳だから、土と水とは切ってもきれない関係にある。土が堆積・隆起し、ヒマラヤのような山になっても、水との縁は切れない。岩盤の中にある亀裂を通して、水みちを形成している地下水もあるし、岩そのものの間隙中に含まれている水もある。

岩盤の中の水の働き。これがどんなものであるか、まだよくわかっていない。しかし、恐らく、岩盤を岩から成り立っているものだと見なして解析するだけでは、うまく説

明できない現象がたくさんあるだろう。亀裂や間隙をもった岩と、亀裂や間隙中に存在する水とを、同時に考えて解析しないと、うまく説明できない現象があるだろう、と筆者は思う。しかし、我々の技術水準では、岩と水の連成解析など簡単にできそうもない。したがって、しかたなく岩を岩盤として解析し、間隙中の水のことは忘れる。これが現実的な対応策といえようか。

こういった事情であるので、本稿では岩盤の解析についてはふれないことにする。筆者の知っている範囲を、越えるからである。

地盤の中に水がある。とても乾燥した地域を除けば、地盤の中には地下水がある。地表近くの、ごく浅い部分を除けば、土粒子と土粒子の間には間隙水がある。ここでは水

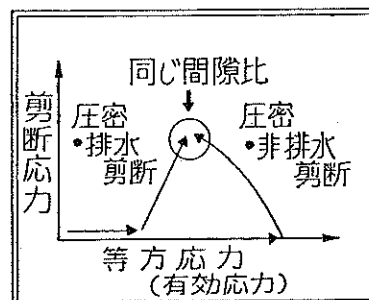
- 有効応力の原理：土の変形は有効応力の変化によるのみ引き起こされる。有効応力が“変化しなければ”，土は変形しない。
- 有効応力：

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p_w \delta_{ij}$$

$$\sigma_{ij} : \text{全応力}, p_w : \text{間隙水圧}$$

$$\delta_{ij} : \text{クロネッカーのデルタ}$$

テルツァーギ先生いわく



ベンケル先生いわく

*東京工業大学 国際開発工学専攻 教授

図1 有効応力の原理 (太田, 1989)¹⁾

で飽和された地盤を、主として考えよう。その典型的な例が、海の底に堆積した軟弱地盤である。

海には、潮の干満がある。海水が増減して、深くなったり浅くなったりする。海底によたわる地盤にかかる水圧、つまり水柱の重さも、増えたり減ったりする。上載荷重が増減するのであるから、地盤を押さえつける度合いが増減する。上からかかってくる荷重が増えたり減ったりするのに、海底の地盤は縮んだり膨れたりしない。どうしてだろうか。

これは、深海魚が水圧で押しつぶされたりしないのと、同じ現象である。外圧につりあうように、地盤の中や魚の体の中の水圧も増減して、実質的に地盤や魚体を押さえつける応力が変化しないのである。このことは、昔からよく知られているが、土質力学の中では図1に示すように有効応力の原理と呼ばれている。

地盤の中に、土粒子と水が存在する。そして土と水とが互に関係しながら、いろいろな現象が発生する。こういった地盤の力学挙動を解析するためには、土の骨格構造に働く有効応力と間隙水に働く間隙水圧の両方を、同時に考えなければならない。これが一般に2相問題といわれている問題であり、土質の分野では土/水連成問題と呼ばれている。

3. 土の構成則

構成則という術語は、constitutive law の翻訳である。辞書によれば、constitutive は3つの意味をもつ。① 建設的、② 形造っている(構成している)、③ 本質的な、の3つである。③には essential nature を意味すると書いてある。構成則や構成方程式といった術語は、物質の力学的な性質を記述するための法則とか方程式の意に通常用いている。物質の力学的な essential nature を表現するための法則とか式という意味である。物性則とか物性方程式というように訳されるべきであろうが、なぜか②の意味の構成則という訳があてはめられてしまった。1970年前後のことではないか、と筆者は想像している。単なる誤訳ではないかと筆者は思っているが、これが思いがけぬ効果を生んでしまった。意味不明ながら、簡潔な語感が、構成則という術語に不可知的な学問の奥深さといった印象を与えてしまったのである。これは美しい誤解とでもいうべきものであるが、そのために構成則という言葉が短期間に広まり、土質力学・地盤力学という学問の重要な一分野であると認知されるに至ったともいえる。

構成則とは、物質の性質を規定する法則という意味である。そんな法則は土に対しては発見されていないから、厳密に言えば、構成仮説とでもいうべきであろう。フックの法則とか、ニュートンの粘性則が構成則の元祖である。要するに応力と変形を関係づける式のことを、構成則とか構成方程式と呼ぶ。このような事情をマンガに描いたのが図2である。

自然にある土に外部から何らかの働きかけがあったとしよう。たとえば、大雨や地震といった自然現象や工事の施工といった人為的な働きかけである。働きかけがあると、土はそれに対応すべく反応する。地盤の変形とか破壊といった反応である。働きかけに対する反応、つまり原因と結果は土によって千差万別である。土の性質によって異なった様相の反応がでてくる。土の性質を記述するための概念とか式とかが構成則である。図2で見ると、ぼく(実は土)の反応は外的作用の特性によって、それぞれに異なる。あこがれのさえちゃんに対する態度と、けんかに強いゆうくんに対する態度、ポチに対する態度はそれぞれ違う。このような態度の違いがどこからでてくるか。これを明らかにして示そうとするのが、構成則である。

地盤は大自然の営みによって、悠久の時間の流れの中で作り上げられたものである。気が遠くなるほどの年月の間に、大雨・洪水・地震・山崩れ・噴火など、ありとあらゆる自然の営みが次々と数え切れないほど起こった。隆起・沈降・地殻

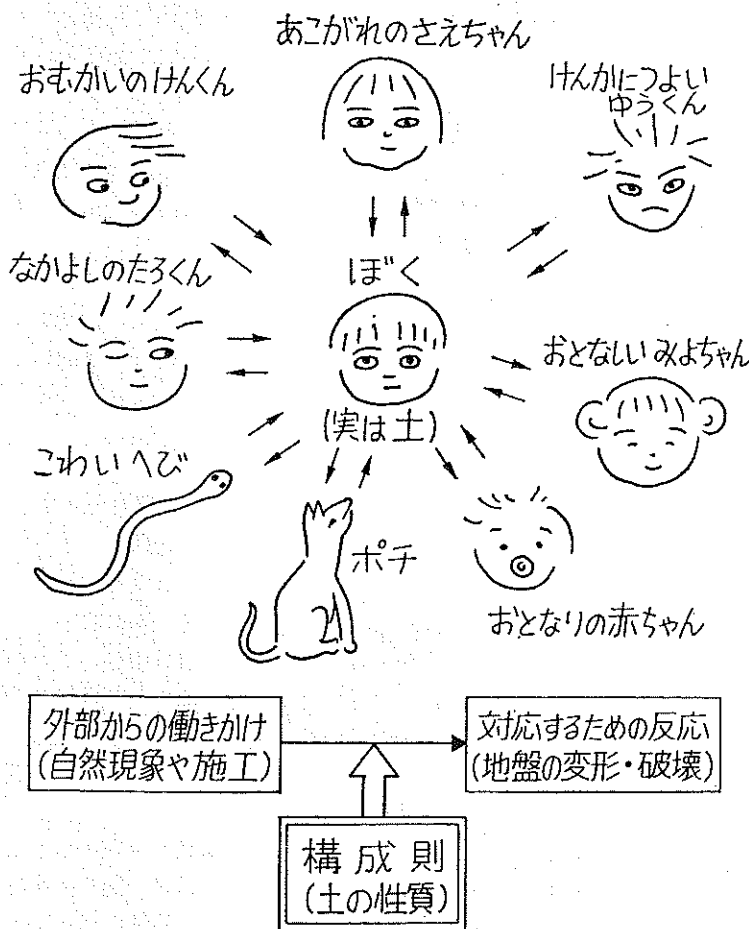


図2 土の構成則 (太田, 1989)¹⁾

変動・プレートの移動といった長期にわたる自然の営みも、同時に起こっている。こういった自然の営みはあまりに壮大であって、人間の理解をこえるものがある。神様のお仕事であると言った方が、実態に合っている。自然を作りたいもうた神様のご意向を、法則とか式にして示そうというのが、構成則の研究である。神を畏れぬ企てであると言っていえないこともないが、実のところ研究は畏れ多いといえるレベルに達していない。残念ながら、大地の物性について人知の及ぶ範囲は今のところ大きくない。あまりよくわかっていないのである。

地盤の解析技術に関する世界の水準を見わたすと、どう見えるか。4年に一度開催される世界の土質工学会議で、その道の権威が現況報告という講演をする。毎回解析技術がテーマとしてとり上げられる訳ではないが、1994年にインドのニューデリーで開かれた会議でとり上げられた。報告者はDuncan²⁾である。当時の地盤解析に関する研究動向をまとめたものであるから、興味をお持ちの読者は目を通してみられるとよい。筆者の偏った見解で恐縮であるが、土の構成式の研究は数多くあるにもかかわらず、結局のところ二つのパイオニアの仕事が大きく超えていないように見える。一つはRoscoe, Schofield and Thurairajah (1963)³⁾が発表したカム・クレイ・モデルである。もう一つは、同じ年に発表された柴田 (1963)⁴⁾によるダイレイタンスーの研究である。この二つのパイオニア・ワークは深いところで互いにつながっているが、みかけ上は全く別の研究である。二つの研究を改良・拡大・修正した研究が、その後たくさん発表されているが、着想のレベルで二つの

研究の枠組みを大きくはみ出した研究は、見当たらない。筆者の勉強不足であろうか。地盤解析技術という観点からみての話であるが、Duncan²⁾も多くの解析事例が構成式として上記二つのグループのものを使っていることを指摘している。

4. 温故知新

故きを温ねて新しきを知る。もともと論語にでてくる言葉とのことである。昔の人の教えをよく勉強して新しい道理をみつけなさい、といった意味である由。やぶから棒になにをまた、と読者諸氏はお思いであろうが、これにはチョツとした意図がある。地盤の力学挙動を知りたい。そのために解析技術のみがく。これが私達の目的である。しかし、相手は神様が造り賜うた大地である。太古の昔からさまざまな履歴を経てきた大地の現在のありようは、実に多様で千差万別である。解析技術は基本的に将来を予測する技術である。将来を予測するためには、少なくとも現在の状態、現状がわかっていなければならない。地盤の現状は過去の帰結に他ならないから、地盤の過去の履歴を知らなければ、現状をも知り得ない。つまり将来を知るには、地盤の過去と現在を把握する必要がある。温故知新という言葉を使ったのは、このような事情を言いたかったので、本来の意味で用いたのではない。

地盤の過去と現状とが、地盤の特性、すなわち構成則に大きく関わっている。しかし、それにもかかわらず、地盤の過去や現状を力学的に調べる方法がきわめて未発達である。地質学と地盤工学の接点ともいえる分野であるが、残念ながら地質学と地盤工学とはすれ違い状態になっている。地盤工学が地質学から提供をうけたいと思っている地盤の過去と現状に関する情報は、提供されることは提供されるのだが、地盤工学の側で有効に利用できる定量性を整えておらず、物語りに近いかたちで提供されている。したがって、地盤工学の側では、地質学から得られる知見を自分で咀嚼しなければならない。ところが現状では、地盤工学のエンジニアにその能力がないため、すれ違い状態になってしまう。今後急成長しそうな分野であるといえよう。

温故知新の必要性を説明したのが、図3である。図2で述べたように、ぼく（実は土）のあこがれのさえちゃんに対する態度、けんかに強いゆうくんに対する態度、ポチに対する態度は、それぞれ違う。違いの原因はぼく自身の生まれつきの性格にもよる。強気・弱気・外向的・内向的・辛抱強い・気短か・思いやり深い・自分中心、こういった性格である。図3で示す上の方が、土自身の性格に関わる事項である。態度の違いは、性格の違いだけで決まる訳ではない。さえちゃん・ゆうくん・ポチとぼくとの関わりを経緯・履歴といったものによっても、ぼくの態度が違ってくる。性格だけでなく、過去の履歴と現在の状態とが大事なポイントとなる。これを示したのが、図3の中程である。もうひとつ見落としてはならない重要なポイントがある。当たり前といえば当たり前であるが、ぼくに対する外

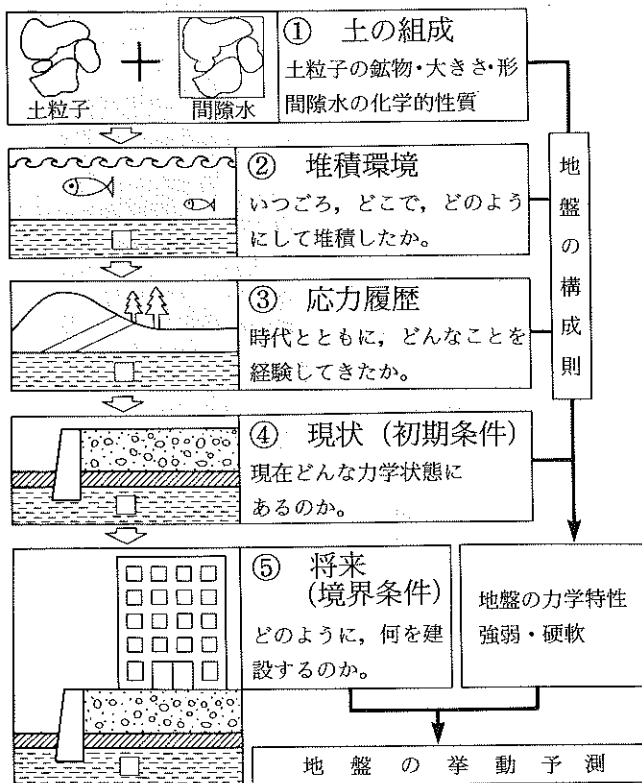


図3 地盤の過去・現在・将来

からの働きかけがどんなものであるのか、これが最後の重要なポイントである。それによってぼくの態度が違ってくる。あこがれのさえちゃんが、ぼくに対してどんな働きかけをしてくるか。にっこり笑ってくれるか、それともツンと無視してくれるか。それによって、ぼくの態度（リアクション）が変わるのは、当然である。これを示したのが図3の一番下の部分である。要するに図3のプロセスは、筆者が考える地盤解析技術そのものである。単なるコンピュータ解析ではない部分が、想像以上にたくさんあることに気がつくことができるであろう。

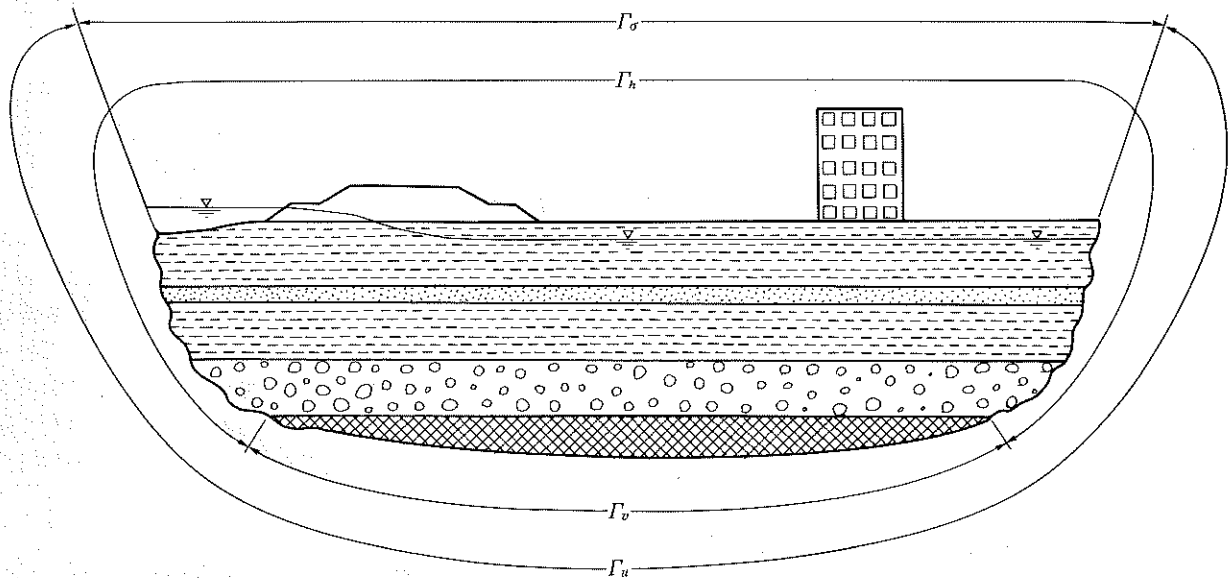
図3には地盤の生い立ち・履歴・現状そして将来を示したもので、将来を予測するための解析が過去や現在を知らなければできない事情を示したものである。ところで、現在どのような働きかけを地盤に対してなそうとしているのか。人為的なものといえば、図3にあるように建て物を建てるといった建設工事がその代表例であろう。大雨や地震といった自然の営みによる地盤への働きかけもある。こういった、現在しようとしている地盤への働きかけが、どのようなものであるか。これを入力しないと地盤解析のやりようがない。これを入力してはじめて、地盤のリアクションつまり地盤の将来挙動を予測することができる。あこがれのさえちゃんが、ぼく（実は土）に対してどのような働きかけをしてくるか。これがわからなければ、さえちゃんの働きかけに対するぼく（地盤）の応答を解析で予測することができない。当り前のことであるが、これが実は問題

なのである。

5. 境界条件としての施工手順

地盤解析、特に地盤の変形解析には、人間が地盤に対してどのような働きかけをするかを、きちっと入力する必要がある。地盤の力学挙動が径路依存性を強くもつため、施工手順を詳細に入力しなければいい計算結果が得られないのである。施工方法・施工手順がわからないと解析できない。これが、地盤の変形解析が設計に使いにくい理由の一つになっている。設計段階では、施工者も決まっていなから、当然施工方法・施工手順など決まっているはずがない。施工手順を入力するには、図4に示したような境界条件の変化として入力する。施工の進捗にしたがって、境界条件がどんどんかわってゆきます、といったかたちで入力するわけである。土と水に対する境界条件、すなわち、外荷重の载荷とか地下水位の制御などといったものを、時間とともに変化させて、施工のシミュレーションを実施する。施工という地盤に対するアクションを境界条件というかたちで入力し、施工中・施工後の地盤のリアクションをシミュレートするような計算結果を得る。これが地盤の変形解析の基本姿勢であるといえよう。

施工手順が決まらなると計算できないという宿命をもつ地盤変形のシミュレーション技術は、これまで日の当たる舞台に恵まれることがなかった。地盤挙動の事前予測がで



解析領域の体積：V		解析領域の境界面：S		
釣合い式	$\sigma_{ji,j} + f_i = 0$	土に関する基礎式	土の境界条件	応力境界 Γ_σ $\sigma_{ij}n_j = T_{si} \text{ on } \Gamma_\sigma \subset S$
有効応力	$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p_w \delta_{ij}$		変位境界 Γ_u $u_i = u_{i0} \text{ on } \Gamma_u \subset S$	
構成式	$\sigma'_{ij} = D_{ijkl} \epsilon_{kl} - \alpha \sigma'_{kk} \delta_{ij}$		水頭境界 Γ_h $h = h_0 \text{ on } \Gamma_h \subset S$	
歪の定義	$\epsilon_{ij} = 1/2(u_{i,j} + u_{j,i})$	水に関する基礎式	速度境界 Γ_v $v_i = v_{i0} \text{ on } \Gamma_v \subset S$	
水の連続式	$\epsilon_{ij} \delta_{ij} = v_{i,i}$			
ダルシー則	$v_i = -k_{ij} h_{,j}$			

図4 土/水連成解析の境界条件 (太田, 1993⁹⁾による)

きると言いながら、施工の直前もしくは施工中にしか信頼できる計算結果を生み出すことができなかつたからである。ところが、最近事情がかわってきたのである。新規の建設工事が減少傾向に向かう可能性がうわさされる一方で、これまで営々として建設してきた構造物の維持・補修工事が増えてくる。ところが、新規の設計だと問題はないのだが、維持・補修ということになると技術的に未知の部分がとても多い。地盤の解析技術、特に地盤変形の解析技術が脚光を浴びるかもしれないと筆者が思うのは、維持・補修技術の分野である。

6. 維持・補修のための力学理論

たとえば永年の間に不同沈下が大きくなりすぎた構造物とか、地震で基礎に損傷をうけただろうと思われる構造物を想定して頂きたい。こういった構造物を補修しようという時に問題になるのが、補修の時期と補修のための工事費である。ぼつぼつ手をつけないと危ないような気がするとか、この程度のお金をかければ安心できるように思うとか、こういった感覚的な意見を述べることはできる。見た感じで言うのだから、別に地盤専門の技術者でなくとも事務の人々でもやってやれないことはない。技術者が技術的な判断を、技術的な資料や力学的な根拠をもってできるのであればよいのだが、現実には技術者ですらも感覚的・主観的な判断しかできないのが実情である。どうしてそうなるのか。構造物の力学的な現状・現況をキチッと押さえる理論体系ができていないからである。

たとえばダムを造ろうという話があったとしよう。設計理論はすでに完備しているから、チャンと設計ができるし、工事費の積算もかなりの精度でできる。予算がないから積算価格の半分で工事をやれ、と言われても、そんなことはできないし、できない理由を明快に示すこともできる。ところが、補修となると、そうはいかない。どうしても今年補修工事をしないといけないのか。来年まで待ったら困ることが起こるのか。といった質問に対して、納得のいく答えを示す能力を地盤関係の技術者は今のところもっていない。予算が足りないのだが、何とか工事費を半分にしてできないだろうか、といった質問に対しても、半分では絶対ダメだと言える根拠をもっているとは言い難い。では、どうすれば、こういった質問に対してチャンとした解答ができるのか。構造物と地盤の現状における力学状態を把握できる力学理論があればよい。設計理論があるように、補修理論をもてばよいのだと、筆者は思っている。

構造物やその周辺の地盤がどのような力学状態にあるのか。これに答えるためには4.で述べたように、その構造物と周辺地盤の過去を知らなければならない。つまり、その構造物が補修せねばならない状態に至るまでの、紆余曲折を知らなければならない。ところが、紆余曲折が記録に残っていないのである。特に問題をかかえているような現場は、建設当時から設計上あるいは施工上の問題があったこ

とが多い。そういったトラブルの詳細は、ところが、意外に記録に残っていない。地盤や構造物の過去の履歴を記録に残すには、施工前・施工中・施工後の力学挙動を、きちんと計測しておかなければならない。そして、計測するだけでなく、数値シミュレーションを実施して計測値と比較しておかなければならない。数値シミュレーションを実施するためには、施工前・施工中の紆余曲折を逐一入力データとして入れる必要がある。このようにして入力された境界条件が、地盤と構造物の力学記録として、あとあとまで残る。力学的な意味での紆余曲折を正確に残す手段として、数値シミュレーションは重要である。施工中の計測結果と比較できるので、信頼性・客観性が高いことも見逃してはならない点である。

ずっと昔に造られた構造物で、施工記録どころか設計図さえ残っていない。こういう場合、不正確ではあるが復元設計図と推定施工法を仮定して、それに対して数値シミュレーションを実施せざるを得ない。そして、そのシミュレーションを現在まで延長して、地盤と構造物の現状を推定する。推定値が妥当なものであるかどうかを確認するための原位置試験・室内試験も必要であろう。こういった技術が、今のところ未発達の段階にある。地盤解析技術の信頼性を向上させることと同時に、こういった地盤診断技術ともいべき技術の開発が望まれる。このような技術開発が成功すれば、地盤解析、特に地盤の変形を解析する技術の重要性が高まるものと筆者は考えている。

7. おわりに

地盤解析の技術とは、ひとことで言ってどんなものなのか。また、地盤解析の技術が活躍できる場が、どんなところにあるのか。地盤解析の技術が今後伸びていくには、どんな方向をねらえばいいのか。こういった質問に対して日頃筆者が考えている解答をまとめて述べさせて頂いた。偏った見方だろうと自分でも思っているが、読者諸賢のご指摘を頂いて筆者の展望をひろめてゆきたいと希望している。舌たらずの文章で恐縮であるが、ご議論・ご意見等頂ければ大変ありがたいと考えている。最後にこの文を書く機会を与えて下さった皆様にお礼を申し述べさせて頂きたい。

参考文献

- 1) 太田秀樹：講座 農業土木技術者のための最新土質工学 (その3) 一土の構成則一、農業土木学会誌、第57巻第9号、819-826、1989。
- 2) Duncan, J. M.: The role of advanced constitutive relations in practical applications, Proc. 13th Int. Conf. SMFE., New Delhi, Vol. 5, 31-48, 1994.
- 3) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A.: Yielding of clays wetter than critical, Géotechnique, Vol. 13, 211-240, 1963.
- 4) 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて、京大防災研年報、第6号、128-134、1963。
- 5) 太田秀樹：応力-変形のシミュレーション技術、地質と調査、1993年第3号 (通巻57号)、59-65、1993。

土と基礎の変形解析技術と地盤のモデル化

こばやし まさき
小林 正樹*

1. はじめに

地盤を対象として変形を解析しようとする際には、ふたつの大きな問題が生じる。ひとつは、圧密現象である。圧密とは過剰間隙水圧が徐々に進行することによって変形が進行する現象であり、地盤以外にはみられないものである。もうひとつの問題は、土が非常に非線形な応力-ひずみ関係を有しているという点である。もちろん土以外の材料、たとえば鋼材も降伏点以降は非線形な挙動を示す。しかし、それ以前は線形と仮定してもそれほどおかしくはない性質を示す。しかし土は、きわめて小さい応力・ひずみにおいても非線形性が強くみられるという特徴がある。

このように複雑な挙動を示す地盤における慣用的な変形解析の手法は、当然のこととしてきわめて単純化した仮定を用いることが多い。たとえば、一次元圧密理論は土の強度を全く考えなくてもよいような一次元状態のみに本来適用できるものである。また、多次元的な取扱いを必要とする場合には、土を単純な弾性体と仮定して弾性論から得られる応力・変形の理論解を用いることが多かった。

しかし有限要素法の出現により、土の特性を十分反映した数値解析が可能となってきた。特に粘性土に関しては、カムクレイのような標準の力学モデルが確立され、その後数多く提案された各種の力学モデルもこのモデルと類似の特性を有するということもあり、少なくとも静的な応力・変形解析においては共通的な手法が固まりつつある。

このような手法を用いて種々の解析が行われ、解析と実測値の対応が数多くの場で議論されている。しかし数値解析の特徴として、力学定数を種々に変化させれば実測値には近づけられる、という傾向もあることが指摘されている。したがって今回は、実測値との直接的な比較ではなく、従来の方法では説明できなかったような土と基礎の変形挙動が、数値解析を用いることによってうまく説明できるのではないかという観点からいくつかの事例を紹介することとする。ここで採りあげるのは、パーティカルドレーンの沈下促進効果と山留め工の土圧分布である。

2. パーティカルドレーン工法の多次元圧密解析

2.1 パーティカルドレーン工法の沈下促進効果に関する期待と実際

パーティカルドレーン工法は、過剰間隙水圧を早期に消散させることにより、沈下および強度増加の促進をはかるものである。載荷盛土幅が軟弱層厚に比べて非常に大きい場合は、水平変位を無視することができ、間隙水圧の消散と沈下の進行が直接的に対応する。しかし実際の盛土では、載荷盛土幅が粘性土層厚に比べて小さいため水平変位の影響が無視できない場合が多い。このような条件に対しては、間隙水圧の消散と沈下の進行が対応していない場合があることが報告されてきている。したがってパーティカルドレーン工法の効果を議論する際にも、間隙水圧の早期消散効果(圧密促進効果)に着目するか沈下促進効果に着目するかによって結論が変わってくることになる。バロンの解を用いた慣用設計法ではこのような現象を再現することは不可能であり、水平変位を再現できる多次元圧密解析を行うことが必要である。

パーティカルドレーン工法の効果に関しては、理論どおり沈下や強度増加が進行した結果を基にして、その効果が議論されることが多い。しかし、本当にこの工法が有効かどうかを調べるためには、地盤改良を行った場合と行わなかった場合の比較をすることが必要であるとの観点から現地での比較実験が世界各地で行われている。

このような比較実験は、我が国では高速道路建設の際に数多く実施され、興味深いデータが集積されている。その代表的な例として、北海道の道央自動車道の江別地区で得られた結果があげられる。この地点の地盤は、約30mの軟弱層が堆積しているもので、サンドドレーンを施工した盛土と無処理の盛土が建設されその挙動が比較された。図1は、沈下と時間の関係をサンドドレーンの区間(SD)と無処理区間(ND)で比較したものである。ただし、ここでは深度10mまでしかサンドドレーンが打設されていないので、この図の沈下量は、深度10mまでの上部の粘土層に関するものを比較している。また、図中には計算値も比較のために示しているが、実測値と計算値の対応はSD区間、N区間とも悪い。この原因は、最終沈下量の算定が実際より

* 運輸省港湾技術研究所所長

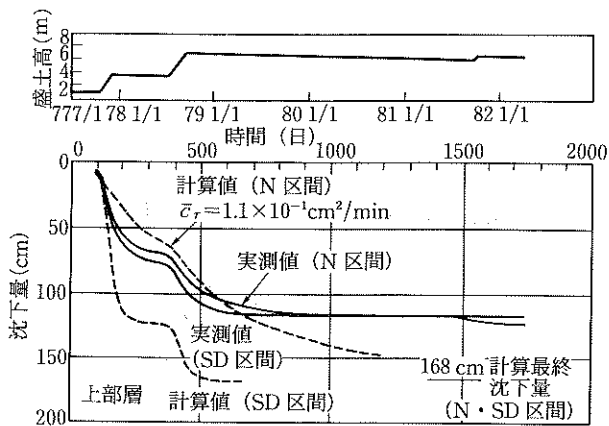


図1 沈下時間曲線(江別)

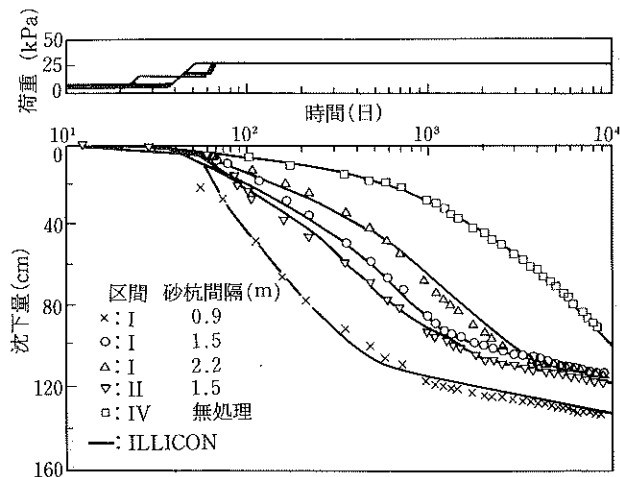


図3 スウェーデンにおける沈下時間曲線の比較

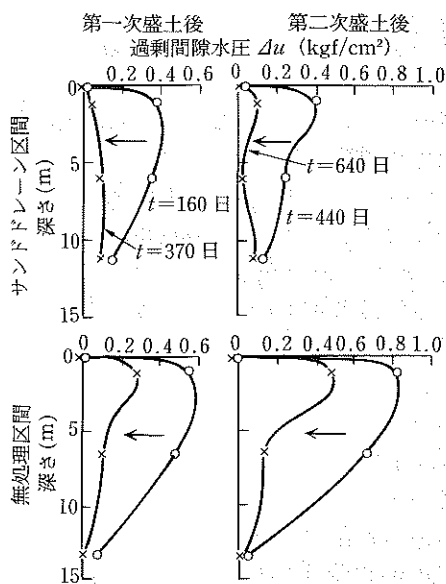


図2 放置期間中の過剰間隙水圧の消散(江別)

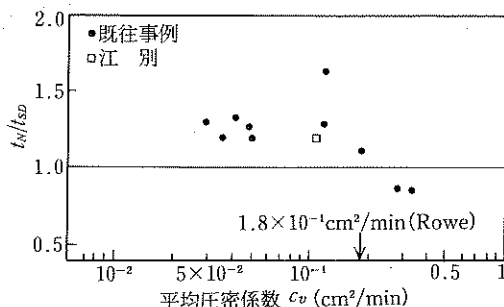


図4 沈下促進効果における圧密係数の影響

も過大であったことによるとされている。この図から分かるように、SD区間とN区間の実測値の間にはほとんど差がなく、サンドドレーン工法の沈下促進効果がほとんど認められない。ただし、ここでは、間隙水圧も実測されているが、その傾向は沈下と違う傾向を示している。実際の盛土は、 $t=160$ 日で一次盛土が載荷され、 $t=440$ 日で二次盛土が載荷されている。図2は、これらの盛土載荷時点とそれから200日程度後の上部粘土層の間隙水圧の分布を示したものである。この図に示されるように、間隙水圧の分布には無処理とサンドドレーンで大きな相違が認められ、サンドドレーンを施工した方が無処理のものよりも水圧の消散が早いことが明らかである。

同様な傾向はその他の道路盛土でも得られており、沈下に関してはサンドドレーンの効果ははっきりしないが、間隙水圧の消散に関してはサンドドレーンが有効であるというのが、高速道路関係の試験盛土の結果から得られた結論であった²⁾。

諸外国においても同様の比較実験が行われ、バーチカルドレーン工法が沈下促進に効果がないという例がいくつか報告されている。

一方、バーチカルドレーン工法によって大きな沈下促進

効果が得られた例がスウェーデンのSkå-Edebyで報告されている³⁾。ここでは、厚さ12mの粘性土上に、直径35mと70mの円形の試験盛土が施工され、その挙動が20年以上にわたり観測された。サンドドレーンの効果を調べるために、無処理およびサンドドレーンの砂杭(18cm径)の打設間隔を0.9mから2.2mの間で3種類に変化させた盛土が施工されている。図3は、得られた沈下と時間(対数表示)の関係をサンドドレーンの有無および砂杭の間隔に関して比較したものである。なお図中には、沈下解析プログラムILLICONによって計算された値を実線で示している。この図をみると、サンドドレーンが施工されていない無処理のものは沈下の速度が非常に遅く、また、サンドドレーンの打設間隔に応じて沈下が促進されている傾向が明瞭であり、サンドドレーンが沈下促進に関して有効であるということが出来る。

このようなバーチカルドレーン工法の沈下促進効果に関する現象を検討するために、これまで我が国の道路盛土関係で得られたサンドドレーンと無処理の比較実験から得られた結果をまとめたものが図4である。この図では、無処理とサンドドレーンを打設した場合の50%あるいは80%圧密に対応する値 t_w および t_{SD} を求め、その比を地盤の平均圧密係数に対してプロットしたものである。なお図中には、Rowe⁴⁾によって提案されたバーチカルドレーン工法が有効でないといわれる値も参考のために示している。この図から分かるように、サンドドレーンの沈下促進効果は圧密係数によって変化し、Roweの主張のように圧密係数が大きい場合は効果がないような傾向が認められる。この傾向

が正しいとすると、Skå-Edeby の場合に沈下促進効果が顕著だったこともうなずける。図3をみると分かるように、ここでの圧密の進行速度は我が国の粘性土と比べて著しく遅く、実際の圧密係数も $0.001 \text{ m}^2/\text{day}$ 程度と報告されている。したがって、この値を図4にプロットすると、図のほぼ左端に位置することになり、沈下促進効果が著しいことを示唆している。したがって、サンドドレーンの沈下促進効果が地盤の圧密係数によって大きく変化することが国内外の実測結果から導き出されているといえよう。

2.2 多次元圧密解析による沈下速度の再検討

これまで紹介したようなバーチカドレーン工法の沈下促進効果の傾向を検討するために、有限要素法による多次元圧密解析を行ってみる。圧密がバロンの解を用いた慣用設計法で予測したように進行したという例の報告は数多くなされている。一方、2.1で紹介した江別の試験盛土の場合は、沈下と間隙水圧の対応がうまく説明できず、バロンの理論の限界を示唆している。

したがって、まず最初に、江別の試験盛土の結果が多次元圧密解析で再現できるかを検討することとする。多次元圧密解析では、どのような力学モデル(構成式)を採用するかによって結果が大きく変化する。実際の粘性土地盤の挙動を再現するためには、弾性モデルでは不十分なことが明らかとされており、粘土地盤に関しては、いわゆるカムグレイ系の構成式が用いられることが多い⁹⁾。また、実際の盛土では、有機質粘土やピートが存在する場合も多い。そのような粘性土の沈下を議論する際には、二次圧密の影響も大きいと考えられ、これを再現するような弾・粘塑性モデルも各種提案されている。今回の解析に際しては、粘土は修正関口・太田の理論による弾・粘塑性モデルを用い、砂は線形弾性モデルを用いた。ここでの目的は、地盤の定数を数多く変化させ最終的に実測値によく一致するような計算結果を得ることではなく、無処理とサンドドレーンの場合の挙動の差をうまく説明できるかどうかを調べることにある。したがって、地盤の定数も一定として計算を行うこととする。

また、バーチカドレーン工法の影響を再現するためには、三次元状に配置された砂杭をいかに計算に組み込むかという問題点がある。実測沈下量を忠実に再現する際には、砂杭を三次元的あるいは簡略化して二次元的に入力することが多い。しかし、今回の解析は、バーチカドレーンの効果を定性的に調べることが主な目的なので、もっとも単純に地盤の圧密係数を砂杭間隔に応じて増加させる方法を採用した。

江別地区の地盤は、表層が泥炭となっているが、その下は比較的低塑性な粘土が堆積している。計算に際しては、この粘土の平均値的な値として表1のような定数を設定し、圧密係数 $c_v = 0.06 \text{ m}^2/\text{day}$ とした。また地盤は、 $10 \text{ tf}/\text{m}^2$ の一様な土被り応力と圧密降伏応力を有するものと設定している。サンドドレーンの効果を再現するために、砂杭を打設された部分の圧密係数を増加させた。ここでは、無処理の場合の50%圧密に要する時間とサンドドレーン

の場合のバロンの理論で得られる50%圧密に要する時間との比を求め、その値をもとの圧密係数に乗じてサンドドレーンの場合の値とした。このように算定すると、江別の場合のサンドドレーンは、圧密係数を18倍にすることと等価となった。

図5は、計算結果から得られた上部粘性土の時間沈下曲線は無処理とサンドドレーンで比較したものである。図1および図5を比較してみると、計算値が実測値の傾向を再

表1 数値解析に用いた粘土の力学定数

圧縮指数	λ	0.18
膨潤指数	κ	0.036
限界状態定数	M	1.5
ポアソン比	ν	1/3
初期間隙比	e_0	1.0
静止土圧係数	K_0	0.5
二次圧密指数	α	0.004
初期体積歪速度	V_0	$10^{-6}/\text{day}$

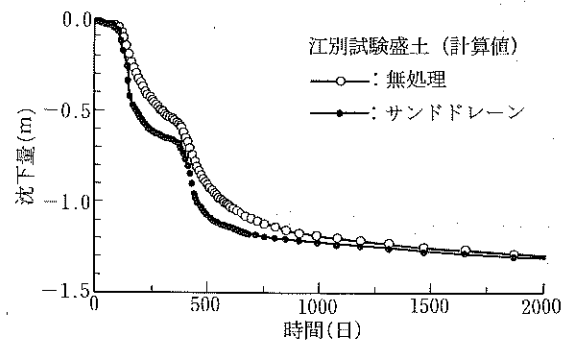


図5 数値解析による沈下時間曲線(江別)

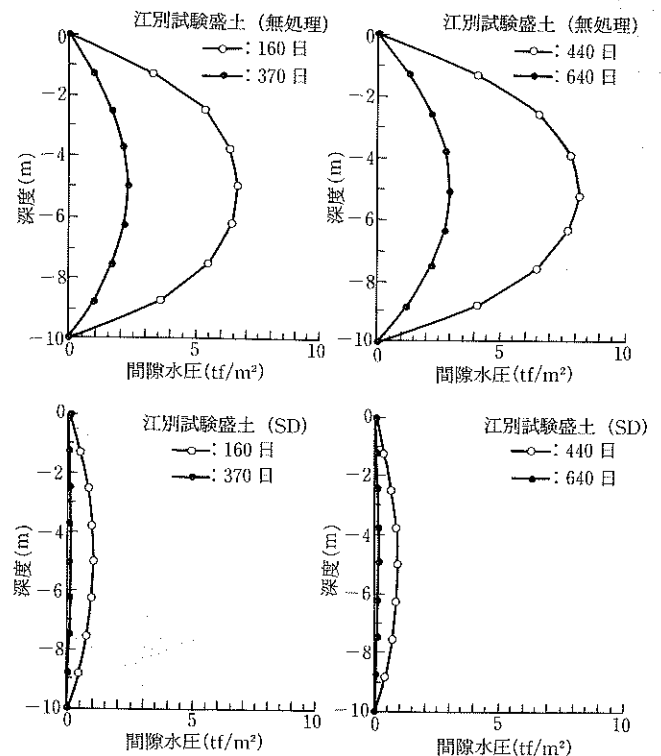


図6 数値解析による過剰間隙水圧の消散(江別)

現していることがわかる。間隙水圧についても実測値と比較するために、図2と同様の時点における間隙水圧の深度分布を比較したものが図6である。実際の地盤は、表面に圧密係数が小さな泥炭層が存在するので、図2の実測値の方は、表面で大きな間隙水圧が残存している。解析においては、一様な地盤としているので、間隙水圧は粘土の中央部でもっとも大きくなっている。また解析では、サンドドレーンを施工した場合は、200日程度経過すれば間隙水圧がほとんど消散するのに対して、実測ではまだ間隙水圧が十分消散していない傾向がみられる。図2と図6の、間隙水圧の分布の実測と解析を比較すると、細部には種々の不一致もみられる。しかし、無処理では大きな間隙水圧が残存しているのに対して、サンドドレーンの場合には間隙水圧の消散が速いという実測の傾向を、解析でも再現できているといえる。したがって、実測で得られたような、沈下と間隙水圧の傾向の相違を多次元圧密解析により説明できることが示唆された。

実測結果からみると、圧密係数が小さくなるとバーチカルドレーンの沈下促進効果が顕著になることが認められている。この傾向が多次元圧密解析で再現できるかどうかを検討するために、圧密係数の値を図3で示したSkå-Edebyの場合と同じ $c_v=0.001 \text{ m}^2/\text{day}$ とし、他の条件は全く江別のものと同様にして計算を行った。ここでもサンドドレーンの場合には、砂杭打設部分の圧密係数の値を18倍している。図7はこの結果から得られた上部粘土層の時間沈下曲線を、無処理とサンドドレーンで比較したものである。この図をみると、両者の沈下の傾向には大きな差がみられるが、沈下促進効果に関しては明らかではない。同じ結果を時間の対数に関してプロットし直したのが、図8である。ここでは、時間を100,000日まで計算している。この図をみると、サンドドレーンの沈下促進効果が顕著に認められる。しかし圧密係数を18倍してにもかかわらず、実際の沈下促進効果はほぼ7倍程度と小さくなっている。

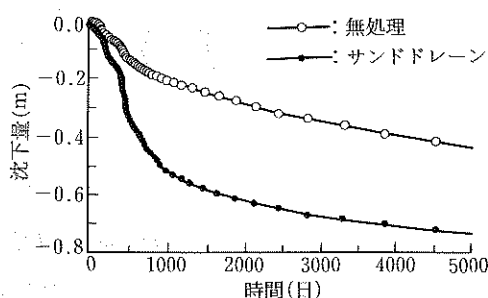


図7 圧密係数を減少させた場合の沈下時間曲線

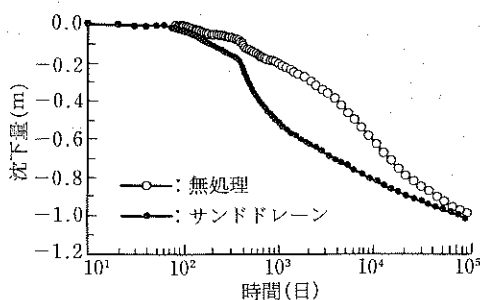


図8 圧密係数を減少させた場合の沈下時間曲線 (対数)

2.3 多次元圧密による圧密促進効果の要因分析

前述したような、圧密係数の異なる地盤に対するバーチカルドレーン工法の沈下促進効果を調べるために、層厚 $D=10 \text{ m}$ の粘土で載荷幅を 10 m と 30 m の2種類の場合に関して、 $10 \text{ tf}/\text{m}^2$ の荷重を100日間で載荷した場合の計算を行った。排水は両面排水条件で、土質条件は、表1の値を用い、土被り圧および圧密降伏応力は江別の場合と同じものを用いている。図9は、載荷幅が 30 m ($B/D=3$)の場合の沈下時間(対数)関係が圧密係数 c_v によってどのように変化するかを示したものである。この図をみると、圧密係数が大きくなるにしたがって沈下が促進されることが認められるが、その効果は圧密係数が小さい場合には顕著であるが、圧密係数が大きくなると沈下促進効果が小さくなるということが明確である。

圧密係数が大きくなることによってどの程度沈下が促進されるかを調べるために、図9と別途行った $B/D=1$ の場合の結果に対して、それぞれの沈下時間曲線から圧密試験の $\log t$ 法のようにして50%圧密に対応する時間 t_{50} を求めた。その値をもとにして、圧密係数 c_v を10倍したときにどの程度 t_{50} の値が変化するかを調べた。この結果を示したものが図10であり、もともとの c_v の際の t_{50} の値 $t_{50(c_v)}$ と c_v を10倍したときの t_{50} の値 $t_{50(10c_v)}$ の比をもともとの c_v に対してプロットしたものである。水平変位が生じないような圧密理論で載荷が即時に行われるとすると、 $t_{50(c_v)}/t_{50(10c_v)}$ の値は c_v の値にかかわらず10となる。しかし、図10に示されるように、実際の多次元圧密条件では、圧密係数が大きい場合や載荷幅が小さい場合はこの値が10より小さくなり、沈下促進効果が小さいことが明らかである。したがって、これまでに報告されたようなバーチカルドレーン工法の沈下促進効果に関して、多次元圧密解析によってその挙動がうまく説明できることが明らかとなった。

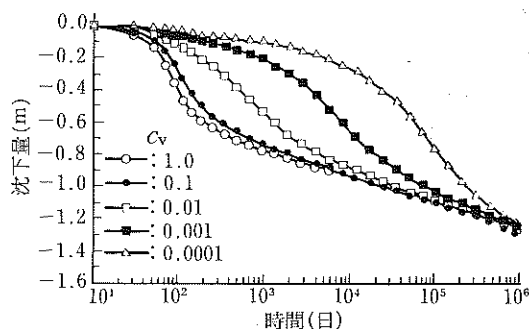


図9 圧密係数を変化させた場合の種々の沈下時間曲線

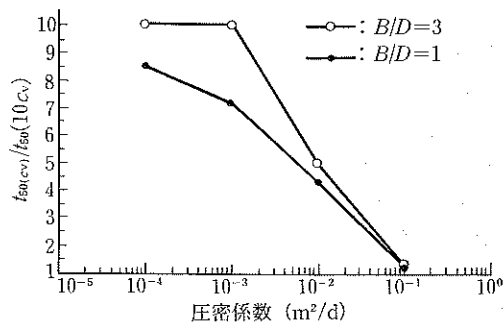


図10 沈下促進効果における圧密係数の影響 (数値解析)

3. 山留め工の有限要素解析

今回紹介するのは、東京国際空港沖合展開（略して羽田沖展）工事の際、既存空港と東京湾湾岸道路を結ぶアクセス道路として施工されたものである^{6),7)}。この地区の地盤は、1965年以前は改訂面まで砂が厚く堆積していたが（AS層）、1965年代に埋め立て材料として掘削され、その後に東京湾の航路浚渫によって発生した土砂、あるいは下水処理場で発生した汚泥を捨て込み（AC₁層）、さらにその上部を建設残土で覆土（BS層）して造成されている。代表的な地盤調査結果を図11に示すが、AS層より下部には、AC₂層とよばれる沖積粘土が厚く堆積しており、その下には物理特性が異なるいわゆる洪積粘土が堆積している。

アクセス道路で実施された山留め掘削工事は延長560mで、全体の工区を9工区に分割して施工されている。ここでは、その中で図12の断面図で示される3工区の結果を紹介する。この工区の掘削深度は11mであり、山留め壁は、U型鋼矢板（タイプFSPV₁）を使用し、下の層が軟弱であるため、矢板の下端は地表面から-24mと掘削深さの2倍以上の深さとなっている。切梁の段数は4段で、1段目を除いてH鋼を2段重ねる構造としている。奥行き方向に対する切梁の間隔は5mであり、切梁の座屈を防ぐために約6mのピッチで中間杭を設けた。

この山留め工に関して、有限要素法を用いた解析を行った。この解析では、地盤をモール・クーロンの破壊基準に

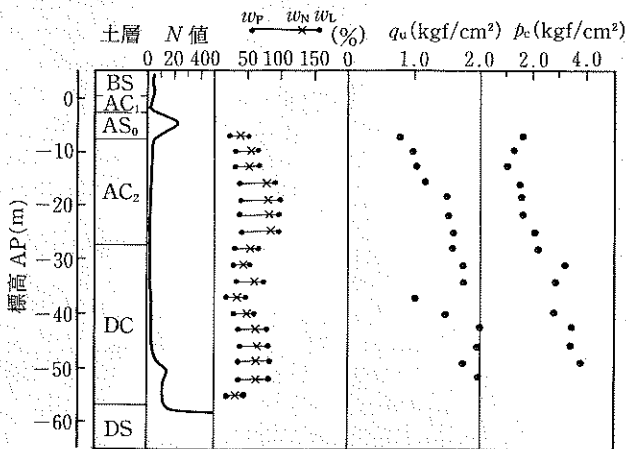


図11 アクセス道路建設地点の土質試験の結果例

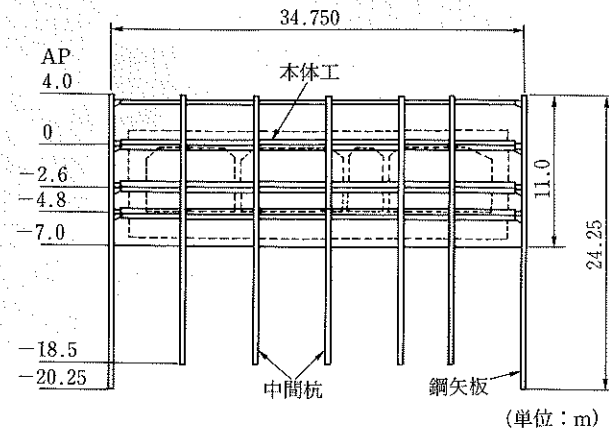


図12 3工区における山留め工の断面図

従う弾塑性体として計算を行っている。また、弾性係数としては、ヤング率は粘土の非排水強度 c_u の200倍とし、ポアソン比 $\nu=0.45$ としている。

図13は、解析の結果から得られた背面土圧の深度分布を示したものであり、掘削が進行するに従って土圧分布が変化する傾向がうまく再現されている。通常、山留め壁の設計の背面土圧の算定法としては、山留め壁と地盤の摩擦を考慮しない Rankine-Resal 式と、摩擦を考慮する Coulomb 式のいずれかを用いることが多い。たとえば、土木学会のトンネル標準示方書⁸⁾では粘性土の場合は Rankine-Resal、砂質土の場合は Coulomb 式が用いられている。一方、共同溝設計指針⁹⁾では、粘性土、砂質土ともに Rankine-Resal 式を用いている。いずれの式でも、背面土圧の深度分布は直線となる点に注意しなければならない。今回の解析例の最終掘削段階に対して、数値解析の結果と共同溝設計指針との比較を行ったものが図14であり、通常の方法では、実際に生じる背面土圧の複雑な深度分布を再現できないことが明らかである。

山留め工における背面土圧に関しては、数多くの現場において土圧が計測されており、その計測結果が地盤種別にまとめられている⁸⁾。軟弱地盤（N値が4以下）に対する結果を示したものが図15である。この図には、今回のアクセス道路の FEM 解析を基にして、掘削幅、基盤の位置等を

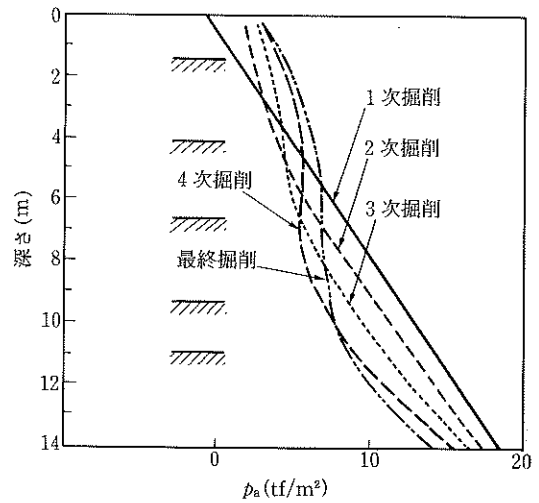


図13 掘削の進行による背面土圧の変化

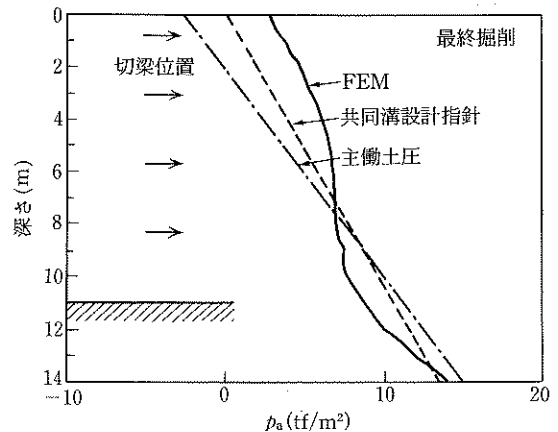


図14 最終掘削時における各基準における背面土圧の比較

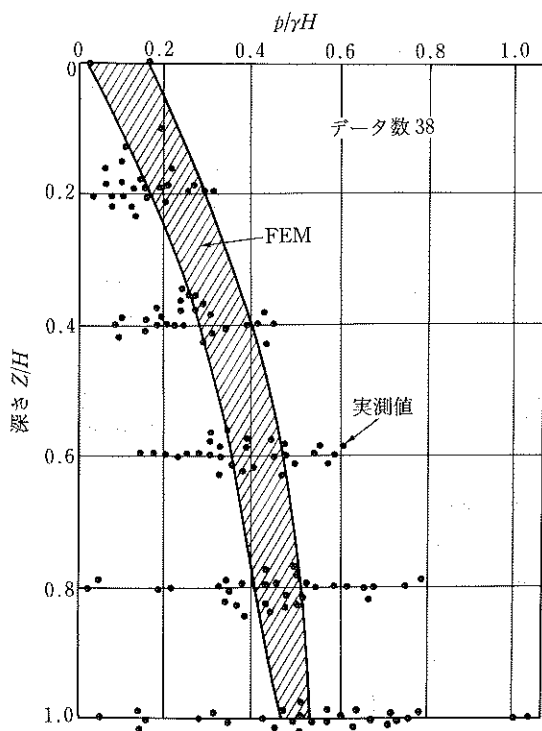


図15 FEM解析から求められた背面土圧と実測値との比較

種々に変化した結果得られた背面土圧の値を比較のために示している。この図をみるとわかるように、計算値は実測値のほぼ中央に位置し、今回実施したFEM解析の結果が実際の挙動をうまく再現していると考えられる。

慣用的な山留め工の設計においては、山留め壁に作用する見かけの土圧を用いることが多い。この慣用法に必要な見かけの土圧分布を求めるために、数多くの現場で切梁軸力が計測され、首都高速道路公団によって図16のようにまとめられている。図中には、今回行ったFEM解析の結果も示してある。また山留め解析においては、地盤をバネとして解析するような方法が採用されることが多いが、今回はこのような計算も合わせて行い、図中に地盤バネ法と比較してある。図をみると明らかなように、FEM解析は地盤バネに比べて実際の土圧の挙動をうまく再現していることが分かる。

4. おわりに

地盤の静的な解析の代表例として、軟弱地盤上の盛土の

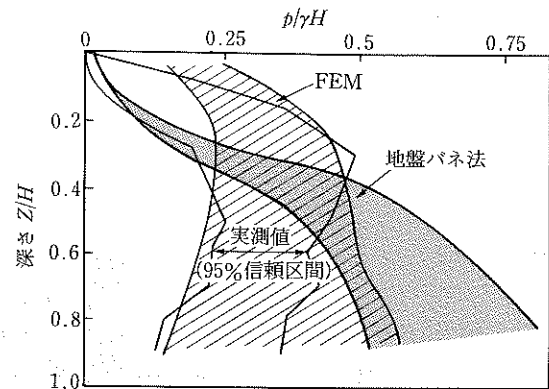


図16 計算から求められた見かけの背面土圧と実測値との比較

沈下と山留め工における土圧に関して行った解析結果を紹介した。ここでの解析は、地盤の定数を種々変化させて実測値と良く一致させるという観点ではなく、従来の方法ではうまく説明できなかったような地盤・構造物の挙動が非線形有限要素解析手法を用いることによって再現できるかどうかという点を重視した。このような観点からすると、今回紹介したような適用事例以外にも各方面で非線形有限要素解析が実施されることが期待される。

参考文献

- 1) 持永龍一郎：圧密試験，土質試験結果の解釈と適用例，土質基礎工学ライブラリー4第7章，土質工学会，1979.
- 2) 栗原則夫：深い地盤改良の実際と問題を考える，2.パーティカルドレーン工法の実際と問題点(2)，土と基礎，Vol. 30, No. 11, 1982.
- 3) Mesri, G.: Prediction and performance of earth structures on soft clay, Proc. International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, Vol. 2, pp. 1011~1026, 1991.
- 4) Rowe, P. W.: The influence of geological features of clay deposits on the design and performance of sand drains, Supplement to the Proc. I. C. E, pp. 1~72, 1968.
- 5) 地盤工学会：地盤工学ハンドブック，第3章土質力学 3.4 地盤の変形，pp. 116~142, 1999.
- 6) 田中洋行・鈴木光雄・梶原康之：軟弱地盤における山留め掘削，土と基礎，Vol. 37, No. 5, 土質工学会，pp. 23~28, 1989.
- 7) 田中洋行：軟弱地盤における山留め工の挙動に関する研究，港湾技研資料，No. 734, 1992.
- 8) 土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，1986.
- 9) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.

土と基礎の地震時変形解析技術と地盤のモデル化

—明石海峡大橋主塔基礎 2P の地震時沈下量に関する逆解析事例—

こ せき じかん いち * もり たに とし み ふく なが すすむ
古 関 潤 一 * 森 谷 俊 美 ** 福 永 勸 ***
たつ おか ふみ お ** 佐 伯 宗 大 ****

1. 土と基礎の地震時変形解析技術の動向に関する概説

1995年の兵庫県南部地震の後、きわめて稀にしか生じないが著しく大きい、いわゆる L2 地震動に対する耐震設計が、各種の土構造物、基礎構造物とその支持地盤に対して広範囲に導入された。L2 地震動が作用した場合にこれらの構造物が全く変位しないようにすることは、実質的には不可能であるか、あるいは可能だとしても膨大な費用を要するために現実的ではないことが多い。その結果、構造物がある程度変位することを許容した設計が採用されることになり、構造物と地盤の地震中の最大変形量や地震後の残留変形量を求める解析技術の重要性が増してきている。

このような地震時変形量の予測に関連して最近活発に研究が行われている対象として、液状化した地盤とその上の構造物の変位量の予測問題があげられる。過剰間隙水圧の発生を直接的に考慮した有効応力解析¹⁾、液状化した地盤の著しい剛性低下を考慮した全応力解析²⁾、液状化した地盤を粘性流体的にモデル化する手法³⁾の検討等が実施されている。一方、地盤が液状化しない場合については、土構造物などに生じる比較的大きな変形量を対象として、構造物と地盤の接触面における剝離・滑動を考慮した弾塑性解析⁴⁾、土の繰返し載荷モデルを改良した弾塑性解析⁵⁾、すべり面を仮定した剛体的な滑動計算と簡易的な一次元掃り込み沈下計算を組み合わせた手法⁶⁾などを用いた研究が行われている。

これらに対して、良好な地盤で支持された基礎構造物の比較的小さな変形量を対象とした研究例は限られている。しかしながら、長大橋梁のような重要構造物を L2 地震動に対して合理的に設計するうえで、比較的小さな変形量であってもそれを精度よく予測できる手法の確立が求められている。前述した弾塑性解析を適用することも可能であるが、その際には、小～中程度のひずみレベルにおける地盤

の繰返し変形特性を適切にモデル化する必要がある。また、実務的な観点からは、地盤の剛性が十分に高くひずみレベルが小さい場合には、地震の影響を地盤剛性の低下として考慮する弾性解析も適用可能である。ただし、その際には、地震中・地震後の地盤の等価弾性係数の低下状況を合理的に評価する必要がある。

ここでは、最後に述べた弾性解析の適用例として、兵庫県南部地震における明石海峡大橋の橋脚基礎の沈下量に関する逆解析^{7),8)}の概要を紹介する。

2. 兵庫県南部地震における明石海峡大橋の挙動^{9),10)}

1995年1月17日の兵庫県南部地震発生時には、明石海峡大橋の主塔基礎とアンカレッジはすでに完成しており、ケーブル工事が行われていた。震源は明石海峡直下にあったが、橋梁本体には損傷は見られなかった。しかし、基礎が設置されていた地盤そのものが移動した結果、中央径間長が約 80 cm、淡路側側径間長が約 30 cm 長くなった。

スライディングマイクロメーターを用いた計測結果によれば、軽くセメンテーションされた砂礫層（明石層）上に建設された直径 80 m、高さ 70.7 m の主塔基礎 2P（図 1 参照）は地震によって約 2 cm 沈下した（図 2 参照）。一方、堆積軟岩層（神戸層）上に設置された主塔基礎 3P では、基礎底面から深度 4.1 m の地盤中で水平方向に約 3.5 cm のせん断変位が生じた。

3. 主塔基礎 2P の地震時挙動に関する既往の検討

明石海峡大橋の設計段階において、主塔基礎 2P については以下のような検討が実施されていた^{11),12)}。

- (1) 神戸層より採取した乱さない試料の非排水繰返し三軸試験（等方および異方圧密）を行い、その結果に基づいて非排水繰返し強度・変形特性をモデル化。
- (2) 初期応力解析と等価線形応答解析の実施（FEM）
- (3) (1)のモデルと累積損傷度理論およびひずみ軟化理論を(2)の結果に適用して地盤要素ごとの動的主ひ

* 東京大学生産技術研究所

** 本州四国連絡橋公団坂出管理事務所

*** 本州四国連絡橋公団長大橋技術センター

**** 東京大学土木工学科

***** 日本技術開発(株)地震防災部

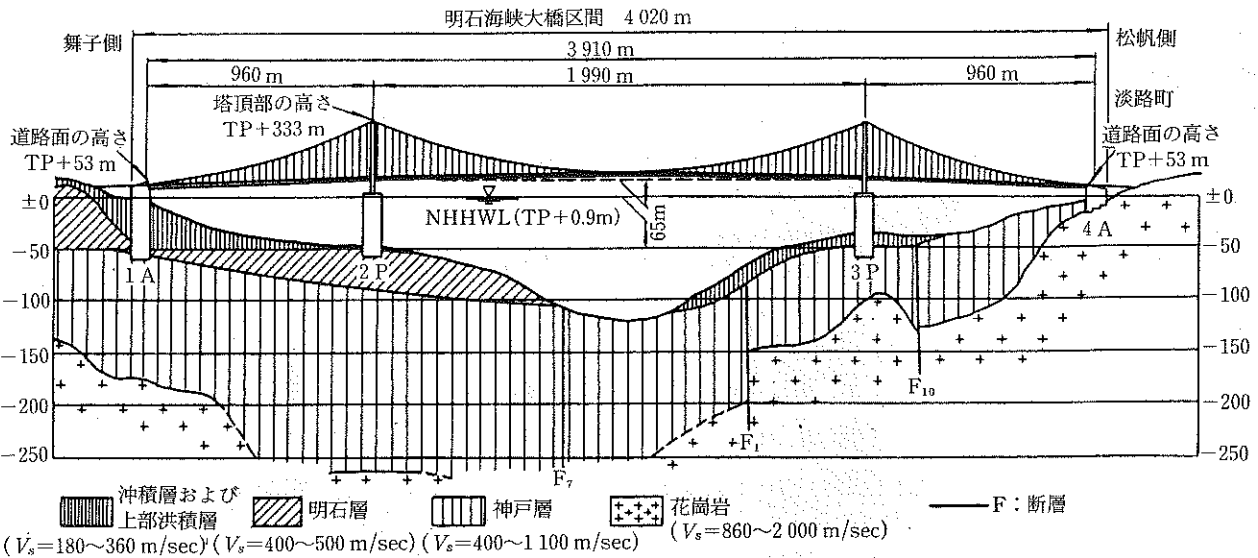


図1 明石海峡大橋の地質縦断面図⁹⁾

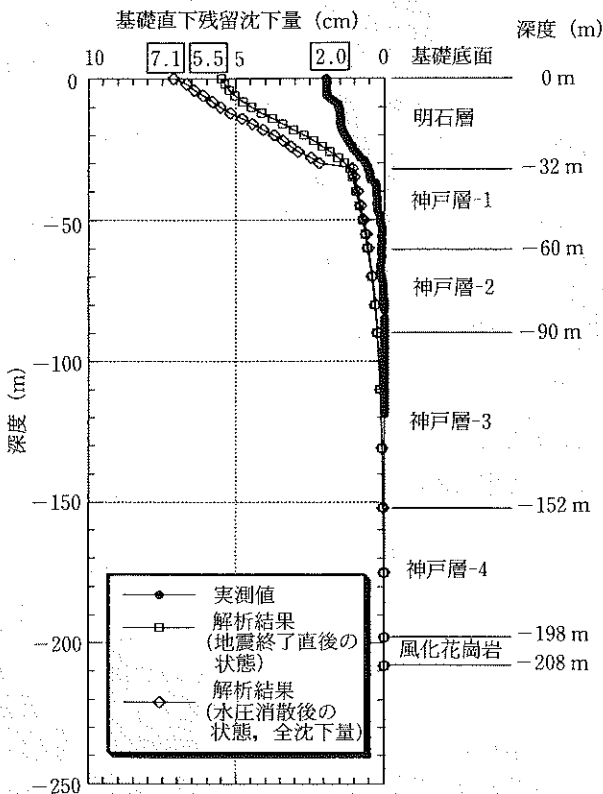


図2 2P基礎直下沈下量の深度方向分布

ずみポテンシャルを評価し、さらにこれを剛性の劣化に置き換えて地震中の基礎の最大変位を算定（自重と慣性力を考慮した線形弾性FEM）

上記の解析は、地震中の変位に着目したものであり、地盤の剛性が劣化した結果として基礎に生じる地震後の残留変位は、十分には検討されていなかった。これは、上記(1)の繰返し非排水三軸試験の後で非排水状態を保ったまま行った単調荷重試験結果によれば繰返し荷重による強度低下があまり生じなかったことから、地震直後の基礎の安定性は常時と比較してもほとんど低下しないと考えていたことによる^{11),13)}。さらに、地震中に地盤内に過剰間隙水圧が発生すると、その消散過程で再圧密による沈下が生じるが、この影響についても十分な検討はなされていなかった。

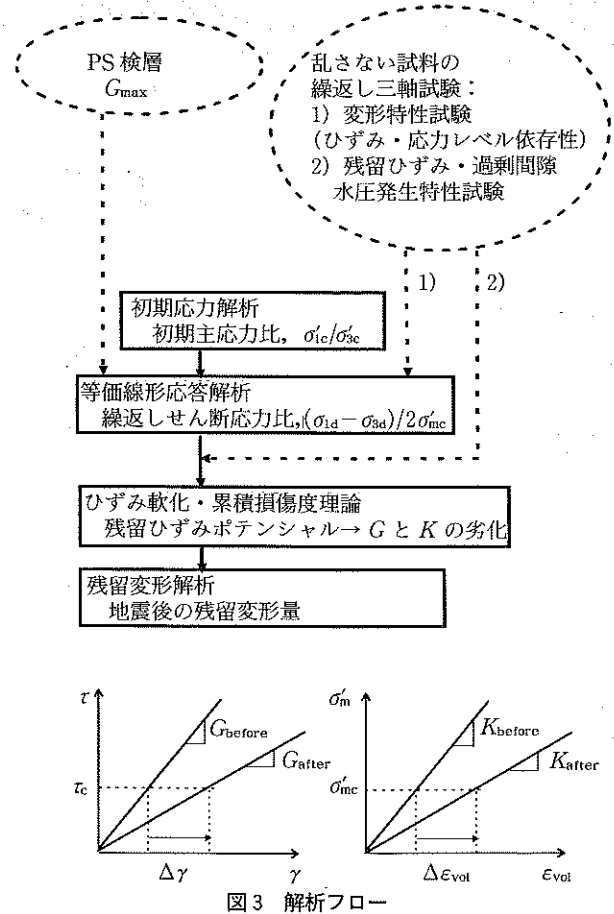


図3 解析フロー

4. 主塔基礎2Pの地震時沈下量に関する逆解析

今回の解析では、3.で述べた手法を変更した図3に示すフローのもとで、地震終了直後のほぼ非排水条件下での残留せん断変形に起因する沈下量とその後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を算定し、2.で述べた実測値と比較した。有限要素解析では海底面から222mの深度までの地盤を2次元的にモデル化した(図4参照)が、地震による剛

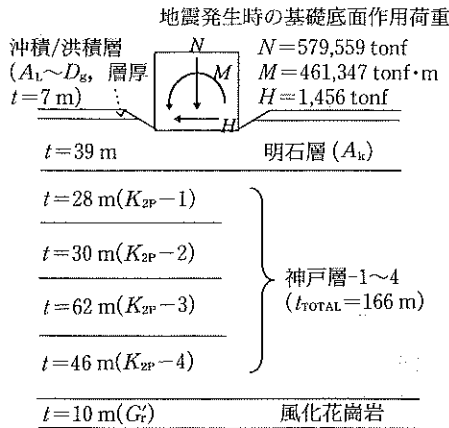


図4 解析対象とした地盤構成と地震発生時の荷重状態

性の劣化は明石層についてのみ考慮した。

4.1 初期応力解析

兵庫県南部地震の発生した時点で基礎底面に作用していた荷重(図4参照)を考慮して、線形弾性計算による初期応力解析を行った。

初期主応力比 $\sigma_{1c}'/\sigma_{3c}'$ の分布を図5に示す。基礎中央直下の地盤では主応力比が2~3程度となり、基礎端部付近の地盤では主応力比が4以上となる領域も見られた。

この解析に用いた地盤の変形特性は主として孔内載荷試験結果に基づいて設定した。ただし、基礎直下の地盤では圧力レベルが増加しているため、乱さない試料の三軸試験

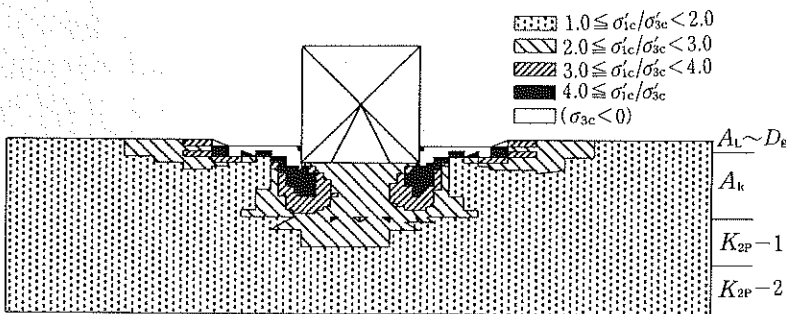


図5 初期主応力比 $\sigma_{1c}'/\sigma_{3c}'$ の分布

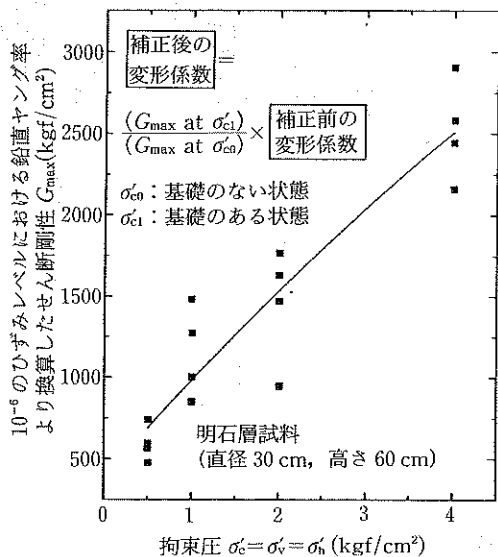


図6 明石層試料のせん断剛性の圧力レベル依存性¹⁴⁾

で得られた圧力レベル依存性¹⁴⁾に基づいて変形係数の補正を行った点が、3.で述べた既往の検討とは異なっている。10⁻⁶のひずみレベルにおける明石層のせん断剛性の圧力レベル依存性¹⁵⁾を図6に示す。

4.2 等価線形応答解析

PS 検層結果に基づく平均的なせん断波速度(図7参照)から算定した最大せん断剛性と、乱さない明石層試料の三軸試験で得られたひずみレベル依存性を用いて、等価線形応答解析を行った。神戸海洋気象台の強震記録を基盤波に変換し、水平動だけではなく上下動も図4に示した地盤モデルの底面に入力した点が、3.で述べた既往の検討とは異なっている。図7には、いくつかの地点における最大応答加速度の値もあわせて示した。

繰返しせん断応力比 $SR_d = (\sigma_{1d} - \sigma_{3d})/2\sigma_{mc}'$ の時刻歴の例を図8に示す。ただし、添え字 d は動的な変動応力成分、c は初期応力であることを示し、 $\sigma_{m'} = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ である。基礎の直下地盤では、同深度の側方地盤部と比較すると繰返しせん断応力比が小さいことがわかる。

4.3 残留ひずみポテンシャルの算定

明石層より大型トリプルチューブサンプラーで採取した乱さない試料(直径 30 cm, 高さ 60 cm)¹⁶⁾を用いて一連の非排水繰返し三軸試験が設計段階で実施され^{11),13)}、その結果に基づいて、前述した変形特性のひずみ・応力レベル依存性と、繰返し载荷時の残留ひずみ発生特性が設定されていた。試験は初期主応力比 $\sigma_{1c}'/\sigma_{3c}'$ を1~4の範囲で変えながら行われた。

$\sigma_{1c}'/\sigma_{3c}' = 3$ の場合の軸ひずみの発生特性を図9に示す。このような三軸試験結果と累積損傷度理論およびひずみ軟化理論^{11),12)}を用いて、図8に示した不規則な繰返しせん断応力比がこの乱さない試料に作用した場合に生じる片振幅軸ひずみ ϵ^s の最大値を算定した。さらに、解析対象としている明石層の各地盤要素で発生し得る残留せん断ひずみポテ

* カッコ内は最大水平/鉛直加速度, 単位 gal

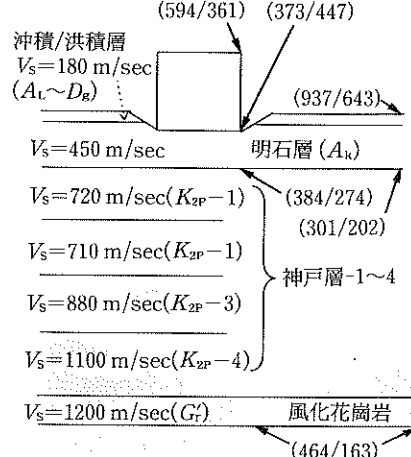


図7 せん断波速度の設定値と最大応答加速度の解析値

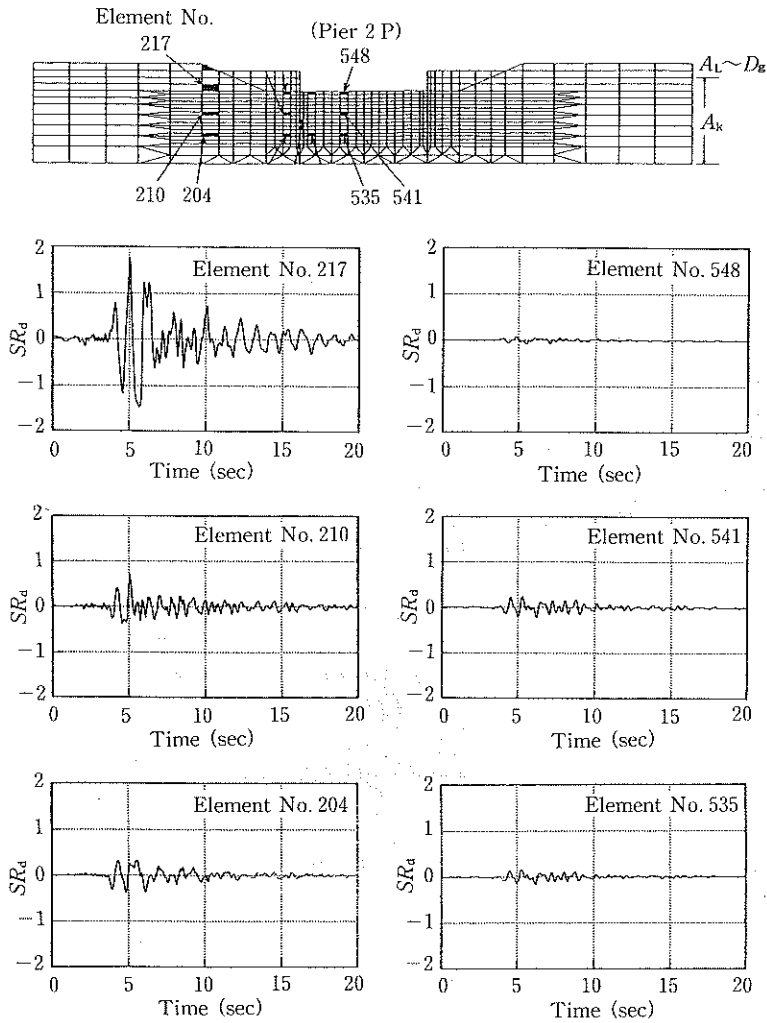


図8 繰返しせん断応力比 $SR_d = (\sigma_{id} - \sigma_{sa}) / 2\sigma_{mc}'$ の時刻歴

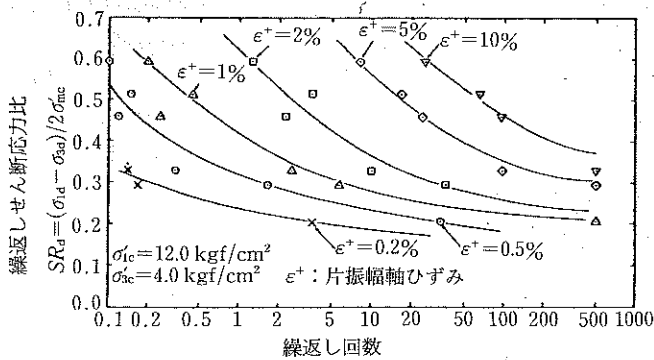


図9 明石層試料の軸ひずみ発生特性の例¹³⁾

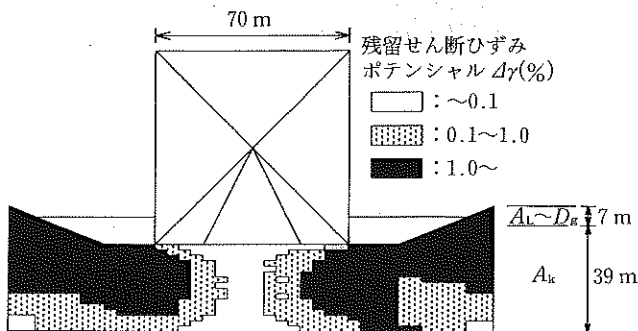


図10 残留せん断ひずみポテンシャルの分布

ンシャル $\Delta\gamma$ を次式により求めた。結果を図10に示す。

$$\Delta\gamma = r_d(1.5\varepsilon^+) \quad (1)$$

ここで、 r_d は試料の乱れの影響に関する補正係数であるが、三軸試験では局所変位測定を行っていないのでベッディングエラーの影響も含まれている。

本検討では、試料の乱れの影響について、三軸試験で得られた 10^{-6} のひずみレベルにおける鉛直ヤング率より換算したせん断波速度がPS検層で得られた値の約1/2であったことから(図11参照)¹⁷⁾、微小～小ひずみレベルにおける変形係数が $(1/2)^2 = 1/4$ 程度に過小評価されているものと考え、 $r_d = 1/4$ と設定した(3.で述べた既往の検討は $r_d = 1$ に相当する)。

さらに、この三軸試験結果を再整理して、図12に示す過剰間隙水圧の発生特性を今回新たに設定した。このような特性と累積損傷度理論を用いて、図8に示した不規則な繰返しせん断応力比が作用した場合の過剰間隙水圧の発生量を算定した(図13参照)。さらに、図14に示す等方圧密時の体積変化特性が、過剰間隙水圧の消散に起因する再圧密時にも適用できるものと仮定して、解析対象としている明石層の各地盤要素で発生し得る残留体積ひずみポテンシャル $\Delta\varepsilon_{vol}$ を求めた。

なお、図13は $\sigma_{ic}' / \sigma_{sc}' = 2$ の場合の結果である。 $\sigma_{ic}' / \sigma_{sc}' = 3$ の場合は図中の過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma_{mc}'$ が1/2の大きさに減少する。その他の場合にはこれらの関係を線形的に補間して適用

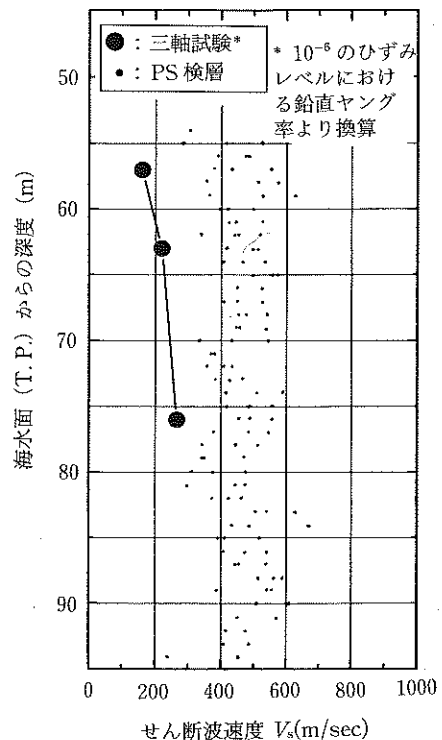


図11 三軸試験とPS検層で得られたせん断波速度の比較¹⁷⁾

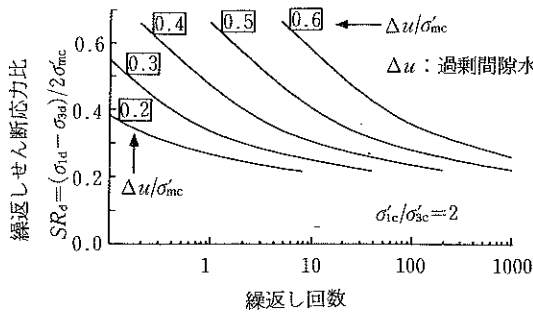


図12 明石層試料の過剰間隙水圧発生特性の例

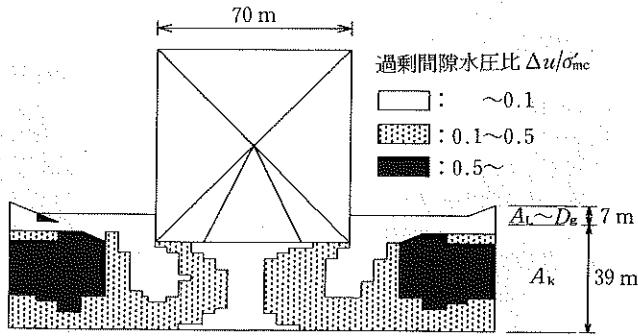


図13 過剰間隙水圧比の分布

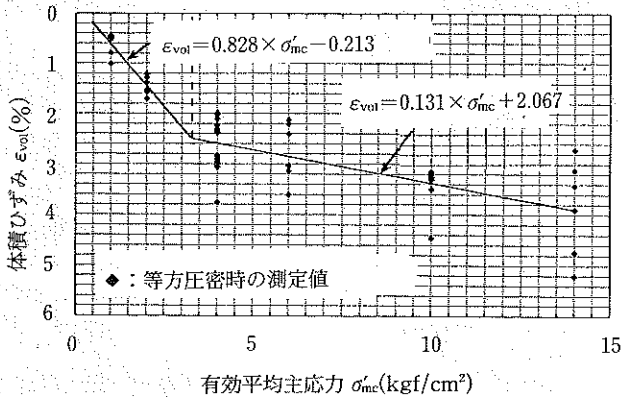


図14 明石層試料の圧密時の体積変化特性

した ($\sigma'_{ic}/\sigma'_{sc}=4$ の場合は常に $\Delta u/\sigma'_{mc}$ がゼロとなる)。

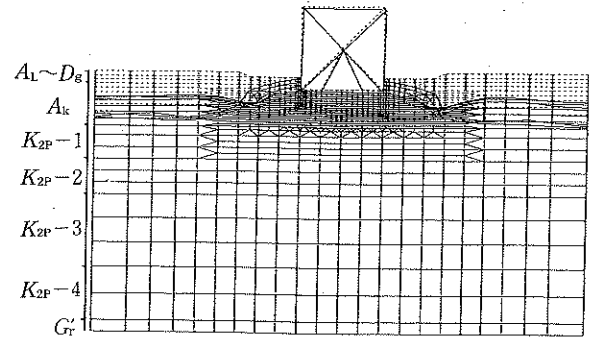
4.4 残留変形解析

以下の2ケースの線形弾性解析を行い(図3参照), これらと4.1で述べた初期応力解析結果(ケース0と称する)を比較することによって, 地震終了直後のほぼ非排水条件下での地盤の残留せん断変形に起因する基礎の沈下量(=ケース1-ケース0)と, その後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量(=ケース2-ケース1)を算定した。

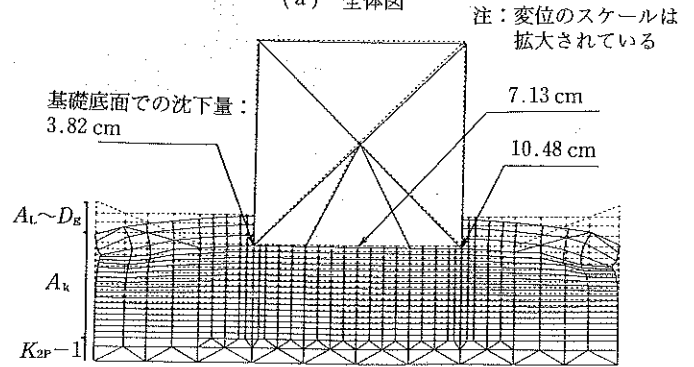
ケース1: 4.3で求めた残留せん断ひずみポテンシャル $\Delta\gamma$ とケース0の結果(明石層各地盤要素の劣化前のせん断弾性係数 G_{before} と初期せん断応力 τ_c)を用いて, 繰返しせん断により劣化したせん断弾性係数 G_{after} を次式により算定し, 他の条件はケース0と変えずに解析を行った。

$$G_{after} = \tau_c / (\tau_c / G_{before} + \Delta\gamma) \quad (2)$$

ケース2: 4.3で求めた残留体積ひずみポテンシャル $\Delta\varepsilon_{vol}$ とケース1の結果(明石層各地盤要素の繰返しせん断により劣化した体積弾性係数 K_{before} と有効平均主応力 σ'_{mc} ; これらはケース0の結果ではないことに留意されたい)を用いて, 過剰間隙水圧消散の影響を考慮した体積弾性係数



(a) 全体図



(b) 基礎直下付近の拡大図

図15 残留変形解析結果(ケース2とケース0の差分)

K_{after} を次式により算定し, 他の条件はケース1と変えずに解析を行った。

$$K_{after} = \sigma'_{mc} / (\sigma'_{mc} / K_{before} + \Delta\varepsilon_{vol}) \quad (3)$$

図15は, 地震後の最終的な地盤の変形量をケース2とケース0の差として求めた解析結果である。基礎は若干傾いて沈下し, 中央部分における全沈下量(7.1 cm)は実測値(2.0 cm)の約3.5倍であった。沈下量の解析値が過大評価された理由として以下の要因の可能性があげられるが, このように巨大な直接基礎が兵庫県南部地震で数 cm 程度しか沈下しなかった現象を, 今回の逆解析ではある程度妥当に再現できたものと考えている。

- (1) 4.2で用いた入力地震動が過大評価されていた。
- (2) 4.3で用いた試料の乱れの影響に関する補正が不十分だった(比較的大きなひずみレベルのほうが, 微小ひずみレベルよりも試料の乱れの影響が大きい場合もある¹⁷⁾)。
- (3) $\sigma'_{ic}/\sigma'_{sc}=4$ として実施した三軸試験では非排水繰返し载荷中に負の過剰間隙水圧が発生したが, 解析ではこのような膨張傾向を無視したので沈下が生じやすかった。
- (4) 地震中に瞬間的に生じる片振幅軸ひずみ ε^+ の最大値が地震後も残留し得るものと仮定して残留せん断ひずみポテンシャル $\Delta\gamma$ を算定したので, 沈下が生じやすかった。
- (5) 入力地震動が比較的大きかったため, 4.2の等価線形応答解析で繰返しせん断応力が過大評価された。

これらの可能性に加えて, 主応力方向の回転の影響が, 今回の解析では残留ひずみポテンシャルの算定時に考慮されていない点にも留意する必要がある。ただし, これは解析値が過小評価される要因の一つである。

最後に、基礎中央部分の直下における全沈下量解析値の鉛直方向分布を図2に示す。神戸層群の上部層でも沈下が生じている点が定性的に実測値と一致した。これは、繰返しせん断による明石層の劣化は基礎直下よりも側方の水平地盤部のほうが激しかったことから(図10参照)、基礎に作用する荷重が側方地盤に分散しにくくなり、その下の神戸層でも基礎直下に荷重が集中したためと考えられる。

なお、図2には地震終了直後の残留せん断変形に起因する沈下量解析値(=ケース1-ケース0)も示したが、これが明石層の全沈下量の約80%を占め、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の寄与率は解析上は約20%であった。

5. まとめ

土と基礎の地震時変形解析技術の動向について概説し、比較的簡便な弾性解析の適用例として、明石海峡大橋主塔基礎2Pを対象に、兵庫県南部地震での2.0cmの実測沈下量に関する逆解析を実施した結果を紹介した。

この逆解析の特長は、基礎直下地盤の変形係数の圧力レベル依存性を考慮した点、三軸試験結果に基づいてせん断変形と再圧密に起因するひずみポテンシャルを分離して算定した点、および、その際に試料の乱れの影響に関する補正をPS検層結果との比較に基づいて行った点である。

その結果、基礎沈下量の解析値は実測値の約3.5倍の7.1cmとなり、基礎直下地盤の沈下量分布は実測値と定性的に一致した。ここで用いた手法は、比較的良好な地盤上に建設される直接基礎の地震時挙動を予測する際に適用可能であると考えている。

6. 今後の展望

今回と同じ主塔基礎2Pの地震時挙動を対象に、弾塑性解析⁹⁾が別途実施されている。また、主塔基礎3Pの地震時挙動を対象に今回の手法を適用する検討も行われている。これらのように、今後は、異なる手法の比較検討と、できるだけ多くの被災・無被災事例、模型実験等の解析を通じて、1.で述べた各手法の妥当性・一般性が検証・改善されていくことが望まれる。その際には、適切な原位置試験、試料サンプリング、室内土質試験との併用が必須であり、ひずみレベルの違いや試料の乱れ等の影響の合理的な評価方法¹⁰⁾が従来以上に重要な課題となると考えられる。

参考文献

- 1) 例えば、一井康二・井合進・森田年一：有効応力解析によるケーソン式岸壁の被災原因分析、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、土木学会、pp. 397~404, 1996.
- 2) 例えば、安田進・吉田望・規矩大蔵・増田民夫・森本弘光：護岸

構造物の一斉解析-残留変形解析の適用結果一、地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp. 275~280, 1998.

- 3) 例えば、東畑郁生・川崎宏二：液状化による浅い基礎の沈下機構とその予測、液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp. 477~482, 1999.
- 4) 例えば、河西寛・福田尚晃・松井保・長山善則・庄健介：抗土圧構造物の地震時挙動と被害メカニズム、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp. 1569~1574, 1998.
- 5) 例えば、若井明彦・鶴飼恵三：簡易な繰返し載荷モデルに基づく非線形動的応答解析と設計への応用、第44回地盤工学シンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp. 337~342, 1999.
- 6) 例えば、館山勝・堀井克己・龍岡文夫・古関潤一：盛土の地震時変形量の算定に関する研究、土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム発表論文集、地盤工学会関西支部、pp. 101~108, 1998.
- 7) 佐伯宗大・栗原敏広・古関潤一・真鍋進・龍岡文夫：大規模橋梁基礎の地震後残留沈下量推定手法の検討、土木学会第53回年次学術講演会講演概要集、1-B, pp. 618~619, 1998.
- 8) Koseki, J., Moritani, T., Fukunaga, S., Tatsuoka, F. and Saeki, M.: Analysis on seismic performance of foundation for Akashi Kaikyo Bridge, Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Balkema, Vol. 2, 2000 (in print).
- 9) 森谷俊美・栗原敏広・後藤敦：明石海峡大橋の耐震設計と兵庫県南部地震時の地震応答解析、本四技報、Vol. 22, No. 86, pp. 55~62, 1998.
- 10) Yamagata, M., Yasuda, M., Nitta, A. and Yamamoto, S.: Effects on the Akashi Kaikyo Bridge, Special Issue of Soils and Foundations on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp. 179~187, 1996.
- 11) Tatsuoka, F., Yamada, K., Yasuda, M., Yamada, S. and Manabe, S.: Cyclic undrained behaviour of an undisturbed gravel for aseismic design of a bridge foundation, Proc. of the Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, pp. 141~148, 1991.
- 12) 山田勝彦・真鍋進・龍岡文夫：大型橋梁基礎の地震時変位の予測、第25回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 951~954, 1990.
- 13) 保田雅彦・山田眞一・山下哲郎・龍岡文夫：大型不攪乱砂礫試料の非排水繰返し三軸試験による変形・強度特性、土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp. 165~174, 1988.
- 14) 例えば、小高猛司・佐藤剛司・早野公敏・龍岡文夫・古関潤一・中島祥介：堆積軟岩の変形特性の非線形性を知るための三軸試験、地質と調査、1996年第4号、pp. 19~27.
- 15) Siddiquee, M. S. A.: FEM Simulations of deformation and failure of stiff geomaterials based on element test results, Doctor of Engineering Thesis, University of Tokyo, 1994.
- 16) 山縣守・鈴木幹啓・藤原武夫：明石海峡におけるサンプリング、地質と調査、1987年第2号、pp. 32~37.
- 17) 保田雅彦・山田眞一・山下哲郎・龍岡文夫：明石層砂礫試料の非排水繰返し三軸試験による変形・強度特性、第24回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 817~820, 1989.
- 18) 例えば、小高猛司・早野公敏・古関潤一・龍岡文夫・壺内達也・松本正士：堆積軟岩試料のサンプリングによる乱れの評価法、土と基礎、Vol. 46, No. 5, pp. 11~14, 1998.

浸透流の解析技術と地盤のモデル化

にし がき まこと
西 垣 誠 *

1. はじめに

我が国は、地球上の中でも温暖な気候であり、降雨にも恵まれており、地下水が豊富である国土を有している。したがって、建設工事を施工する際には、地下水や浸透水をどのように取り扱うかが、常に大きな課題となっている。また、集中豪雨後の洪水による堤体崩壊や降雨浸透による斜面崩壊は、土中水と、構造部や地盤との相互作用に関する問題であり、ここにおいても、水による侵食防止策や浸透水の排水設計が大きな課題である。すなわち、ただ単に地下浸透流の解析技術といっても、その課題はきわめて多様であり、表1に示すように地盤のモデル化についても、対象とする課題によっていろいろと異なってくる。

本文では、浸透に関する諸問題を再整理して、それらを解決するために何をなすべきか、どのようなモデルを検討して地下水の挙動を予測し、それらを総合的に評価して建設工事における地下水処理設計や防災（本来減災）のための対策工法が有効かどうかの検討をどのように行うかについて論述する。

2. 浸透流解析の基礎理論

2.1 地盤の挙動の一般的な手順

種々の地盤の挙動に対する予測解析は図1に示すフローで進められる。すなわち、その挙動の法則を求め、構成されている地盤の調整を行い、その予測に必要な特性を求め、そして、予測に必要な領域を定め、領域の地層や境界条件を設定して、数値解析を行う。この際は、あくまで現状の状態が解析によって再現できるかどうかの判定を行ってモデルの妥当性の評価をする。

浸透の問題は、地盤の変形解析か耐震解析、あるいは斜面の安定解析と異なり、降雨変動や河川水位の変動、あるいは人口的な地下水位の変動などにより、地下水位や水圧が常に変動している。したがって、その変動の調査結果と作成したモデルによる解析結果と比較すると、その妥当性の検証ができる。また、このような検証を行わないモデル

を用いて、表1に示した各種の浸透流問題の解析を行っても何もしない。したがって、まず、場内の地下水位や水圧の変動の調査結果が必要である。

モデルの妥当性が検証されると、掘削や、豪雨や地下水利用などの新しい境界条件と初期条件を設定して、挙動の予測解析を行う。予測結果が悪ければ、対策などの境界条件を加味して検討を重ねる。

2.2 浸透の支配方程式

地盤の挙動に対する法則の中で、浸透流の挙動の法則は地盤の変形や安定に比較して比較的確立されたものである。すなわち、地盤内を水が浸透する現象の支配方程式は、ダルシーの運動方程式を不飽和領域まで拡張し、連続の式に代入すると、次式になる^{2),3)}。

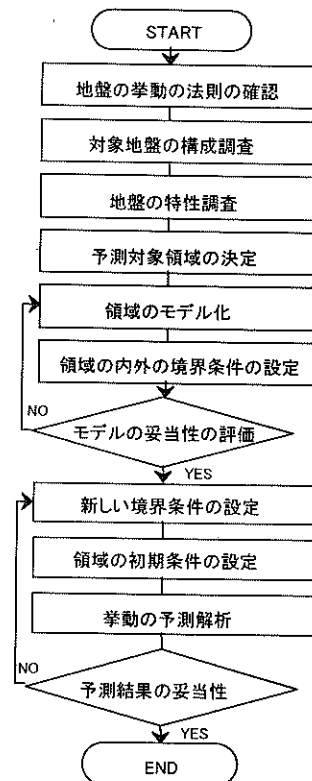


図1 地盤の挙動の予測解析のフロー図

* 岡山大学環境理工学部教授

表 1

課 題	解析モデル	検討事項	調査事項	境界条件	初期条件
根切り工事	軸対称 断面 2 次元 平面 2 次元 準 3 次元 3 次元	<ul style="list-style-type: none"> ・周辺の地下水水位低下 ・地盤沈下 ・井戸涸渇 ・環境への影響 ・粘性土層の連続性 ・掘削底部の安定 ・揚水流量 	<ul style="list-style-type: none"> ・地層構成 ・各層の水圧分布 ・地盤浸透特性 ・粘性土層の圧密特性 	<ul style="list-style-type: none"> ・河川水位 ・地下水の利用状況 ・地表水からのかん養 ・地表の土地利用 ・降雨条件 ・地中構造物の分布状況 	<ul style="list-style-type: none"> ・各帯水層の水圧分布 ・不飽和領域の初期飽和度
堤体モデル	断面 2 次元 準 3 次元 3 次元	<ul style="list-style-type: none"> ・法面の安定 ・パイピングの進行 ・侵食 	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体内の構成 ・堤体の各層の浸透特性 ・堤体の基礎の浸透特性 ・堤体材料の力学特性 ・堤体の各層の不飽和浸透条件 	<ul style="list-style-type: none"> ・降雨条件 ・地下水位 	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体内の水位 ・不飽和領域の初期飽和度
斜面安定	断面 2 次元 3 次元	<ul style="list-style-type: none"> ・斜面安定評価 ・集水井の効果の評価 ・水抜き孔の効果の評価 	<ul style="list-style-type: none"> ・地層構成 ・各材料の力学特性 ・各材料の浸透特性 ・蒸発散特性 ・流域の水収支 ・水文調査 ・気象調査 ・破砕帯調査 	<ul style="list-style-type: none"> ・河川水位 ・降雨条件 	<ul style="list-style-type: none"> ・飽和度分布 ・初期応力分布 ・斜面内の水圧分布
山岳トンネル掘削および地下空間利用	準 3 次元 3 次元	<ul style="list-style-type: none"> ・切羽面の安定解析 ・水抜き孔の効果の評価 ・山体内の井戸、水源涸渇 ・地下水水位低下による生態系への影響評価 ・止水効果の確認 	<ul style="list-style-type: none"> ・山体の地層構成 ・各層の浸透特性 ・各層の不飽和浸透特性 ・地下水のかん養量調査 ・流域の水収支 ・水文調査 ・気象調査 ・高透水ゾーンの調査 ・蒸発散特性 ・植生、生物調査 	<ul style="list-style-type: none"> ・河川水位 ・降雨条件 	<ul style="list-style-type: none"> ・山体内の水圧分布 ・初期飽和度分布 ・初期応力分布
ダム建設	断面 2 次元 3 次元	<ul style="list-style-type: none"> ・ダム本体の止水性 ・ダム基礎岩盤の止水性 ・ダム周辺岩盤の止水性 ・ダムの安定評価 ・ダム湖周辺斜面の安定評価 	<ul style="list-style-type: none"> ・ダムコアの締め特性 ・ダムコアの浸透特性 ・ダムコアの変形特性 ・基礎岩盤の浸透特性 ・周辺岩盤の地層構成 ・周辺岩盤の浸透特性 ・周辺岩盤の力学特性 ・周辺岩盤の不飽和浸透特性 	<ul style="list-style-type: none"> ・河川水位 ・降雨条件 ・ダムの運用条件 ・地表条件 	<ul style="list-style-type: none"> ・ダムコア内の間隙水圧分布 ・ダムコア内の初期応力分布 ・基礎岩盤内の水圧分布 ・周辺岩盤の水圧分布
深部地下空間利用	断面 2 次元 軸対称 3 次元	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の貯蔵の有効性評価 ・水封による石油備蓄の気密性評価 ・水封によりLPG備蓄の気密性評価 ・LNG 備蓄の気密性と温度分布と岩盤の安定性 ・圧縮空気備蓄の気密性評価 ・廃棄物の地層処分有効性評価 	<ul style="list-style-type: none"> ・深部岩盤の地層構成 ・断層等の特異層の構成 ・岩盤の浸透特性分布 ・岩盤の物質移動特性 ・岩盤の熱伝導特性 ・地表からのかん養条件 	<ul style="list-style-type: none"> ・河川水位 ・地表境界条件 ・解析対称モデルの境界面での水圧分布 	<ul style="list-style-type: none"> ・岩盤内の初期間隙水圧分布
広域地下水	平面 2 次元 準 3 次元 3 次元	<ul style="list-style-type: none"> ・地下水の流況評価 ・地盤沈下 ・地下水の水質評価 ・地下水の有効利用 ・生態系の環境評価 ・地震に対する安定 	<ul style="list-style-type: none"> ・地層構成 ・各層の水圧分布 ・地盤浸透特性 ・粘性土層の圧密特性 ・砂層の液化特性 ・地下水の利用状況 ・過去の地形状況 ・土地利用とその変遷 ・地下構造物の分布状況 ・水文調査 ・水収支調査 ・帯水層中の物質移動特性 	<ul style="list-style-type: none"> ・河川水質 ・地下水の利用状況 ・地表水からのかん養 ・降雨条件 ・地中構造物の分布状況 ・海岸での水圧分布 	<ul style="list-style-type: none"> ・各帯水層の水圧分布 ・不飽和領域の初期飽和度 ・粘性土層内の間隙水圧分布 ・初期水質分布

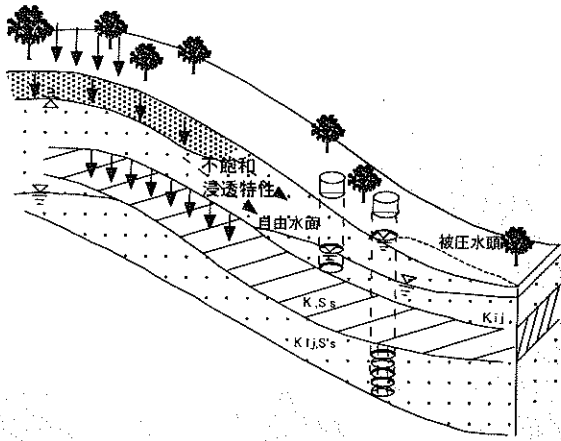


図2 地盤内への降雨浸透

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + k_z = (C + \alpha S_s) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (1)$$

ここで、 ψ ：圧力水頭、 k_x, k_y, k_z ： x, y, z 方向の透水係数、 C ：比容量、 S_s ：比貯留係数である。 α ：飽和領域においては1、不飽和領域では零とするパラメータである。

式(1)はきわめて便利な式で、図2に示すような不飽和領域での降雨浸透から飽和領域での地下水浸透現象までを対象としている。浸透現象は3次元空間であり、非定常の問題である。したがって、時々刻々と変化する降雨量の変化や地下水利用の変化を考慮して、地下水位の変動を予測することができる。

2.3 解析に必要な物理特性

種々の浸透流の課題を解決するために必要な調査事項を表1中に示したが、浸透特性として表2に示す物性が基本である。すなわち、図2に示すように、対象としている領域内の各地層の透水係数(異方性の場合もある)、比貯留係数、また、自由水面より上の不飽和領域の不飽和透水係数と水分特性曲線である。不飽和透水係数は、図3に示すように体積含水率(飽和度)に依存して変化する。すなわち、飽和の時に飽和透水係数(k_s)で、飽和度が小さくなるほど、不飽和透水係数は小さくなる。このような不飽和透水係数の原位置で求めた例があまりなく、室内での試験でも限られた種類の土にした求められていない⁴⁾。水分特性曲線も土をサンプリングして室内試験で求めている。この値は、加圧板法や土柱法によって比較的簡単に求められるが⁴⁾、透水性の地層から不攪乱で土を採集することが難しい。

根切り工事で自由水面を持つ問題で不飽和領域を考慮した式(1)を用いた3次元解析はきわめて有効である。この場合は地下水位が低下する問題であり、不飽和浸透特性の差による結果への影響は少ない。むしろ、有効間隙率の値の方が水位低下速度に大きく影響する。

被圧の条件では、比貯留係数と透水係数の値だけである。しかし、地盤は図4に示すように多層地盤であり、その各帯水層や加圧層の透水係数や比貯留係数の値を求めること

表2 浸透特性

透水係数(K_i)
貯留係数(S_s)
有効間隙率(n_e , または θ_s)
不飽和透水係数($K(\theta)$)
水分特性曲線($\psi(\theta)$)

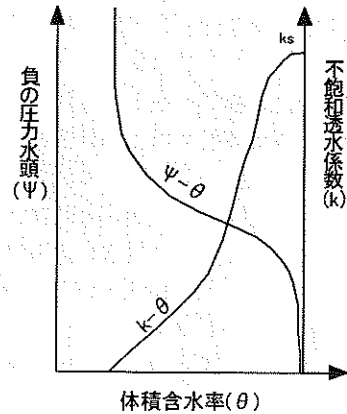


図3 不飽和土の浸透特性

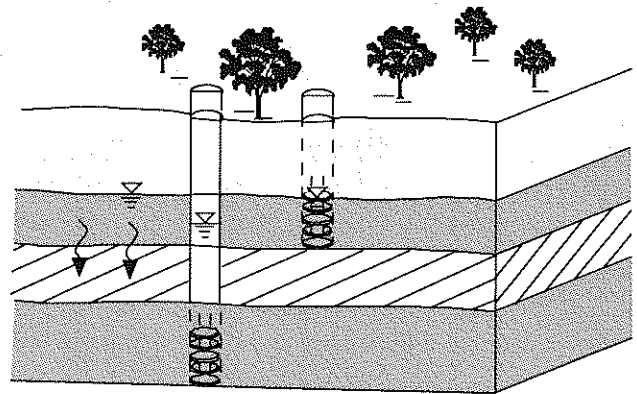


図4 多層地盤での地下水位が異なる条件

は困難である⁵⁾。

また、地盤は不均質できわめて複雑である。したがって、調査では、最初に弾性波と比抵抗による物理探査を行い、地層区分や地盤のある程度のグループ分けを行い、それぞれのグループに対して、現場での揚水試験や単孔式透水試験を実施するのがこれからの調査法の手順と考えられる。揚水試験の場合には、観測孔の深度を変えて実施すべきである⁶⁾。調査結果の解析にも有限要素法による数値解析を用いた逆解析が用いられるようになってきている。

3. 根切り工事における境界条件の設定

表1に浸透に関する種々の問題で、どのような境界条件が必要であるかを整理した。浸透流の問題での境界条件は、水頭既知境界(ディレクレ条件)と流量既知境界(ノイマン条件)とに分けられる。境界からの流出や流入が水頭に依存するような問題に対しては、水頭依存流量境界(コーシー、フーリエ条件)が用いられるが、不飽和領域の蒸発や降雨浸透、井戸からの揚水を取り扱わない限りは、第3番目の境界条件はあまり用いない。

しかし、本当に流量既知条件があるのだろうかと考えるとき、不透水の境界以外には流量既知境界はあり得ない。広域の地下水を取り扱っている際に、地下水の揚水量を境界条件として用いる時に、簡便法として流量既知条件を用いる。しかし、厳密には井戸から揚水して、井戸内の水位を低下させて、帯水層から流出した流量のバランスの井戸内水位境界条件になる。

河川を既知水頭境界条件として取り扱うことは、きわめて一般的である。しかし、このように河川を取り扱えるのも3次元解析の場合のみで、地下水と河川水が直接つながっていないければ、平面解析や準3次元解析では、既知流量漏水境界のように取り扱うことがある。

解析の領域をどこまで取れるか。これは大きな課題である。掘削による地下水位低下や揚水による影響が出ないところまでを境界条件として定めるといふ影響圏半径の定め方がある。表3にその例を示す。

仮に被圧帯水層で透水係数が 1.0×10^{-2} cm/s、比貯留係数が 1.0×10^{-6} cm⁻¹ の地盤で6カ月地下水位を低下させると、影響圏半径は約6 kmになる。一方、不圧帯水層において、同様の透水係数で有効間隙率を0.2、不圧帯水層の厚さが10 mの帯水層で6カ月地下水位を低下させると、影響圏半径は400 mになる。不圧帯水層の影響圏半径が、被圧帯水層に比較してきわめて狭いことがわかる。不圧帯水層では、地表より降雨浸透や地表水の浸透があるため、影響圏半径はさらに小さいものとなる。被圧帯水層においても加圧層からの漏水が生じるため、影響圏半径はさらに小さくなる。

ここで取り扱っている影響圏半径の評価では、地下水位をどこまで低下させたか、あるいはどれだけ揚水しているかは関係ない。これはきわめて不思議なことである。実際には、工事の規模によって影響する範囲が異なってくる。また、どこまでの地下水位の変動を影響圏とするかである。

表1では各種の浸透に関する課題を示した。それぞれの課題によって、解析対象領域は異なってくる。また、これによって解析モデルが変わる。

根切り工事での掘削面での揚水量やそれによる周辺の地下水位の低下を評価する場合には、非定常状態で経時的に影響圏半径が拡大していくとして、解析の領域を設定すべきである。一般には、掘削を中心として、半径1~2 kmの領域を対象領域とすれば良いようである。ただ、最近の掘削では山留壁を用いて、掘削内で揚水を行うため、影響圏半径はさらに狭くなる。

根切りで対象となる地盤は多層地盤であることが多い。したがって、各帯水層の現状の地下水位を計測して、それ

を初期条件として入力するのが妥当である。対象領域の境界上での多層の多段の地下水位（水圧）が計測されることはほとんどないが、今後は定量的に評価するのであるから、境界付近での地下水位の調査は当然行うべきである。

多層の地下水位の計測結果の中で、しばしば、下部の地下水位が上部の帯水層内の地下水より低いことがある。これは、深部の地下水が多量に利用されているためである。沿岸部の都市部では本来、山でかん養された地下水の排水域となっているため、図4に示すように下部の方が、地下水位が高くなっているべきである。

このように、境界での各層の地下水位の差をそのまま入れて、3次元の現状の解析を行うと、上部の帯水層の地下水が下部に漏水して、上部の中心の地下水位が低下し、下部の中心の地下水位が上昇してしまう。すなわち、初期条件を解析の中で再現できない状況になる。

3次元による解析は、現在でも数値解析による要素数や節点数に限界がある。したがって、図5に示すように、全体を大きく解いて、掘削周囲をより詳細に解くスミング的な方法が考えられているが、この方法を用いて、詳細モデルを作成すると、たちまち、現状の計測結果の再現が不可能になる。

根切り工事のように比較的影響が狭い領域といっても、水文での水収支を取り扱う領域を対象として解析を行う必要がある。

地下に構造物が建設されることによる地下水保全問題などに関しては、定常状態での影響や保全工法の効果の検討が必要であるため、流域全体を対象として、地下水の利用状況や降雨、地表水のかん養状況を考慮した解析が必要である。

現状では、このような広領域を対象とした3次元解析は困難である。しかし、3次元の浸透解析を並列処理型のコンピュータで解析していくと可能である。解析が可能となっても、広領域における浸透特性のデータの蓄積もないため、モデルがよい加減になってしまう。これに対しても、GISにより、現状の浸透特性データを集積し、流域の地下

表3 影響圏半径(R)を求める式

被圧帯水層: $R = 1.5 \sqrt{Kt/S_s}$
不圧帯水層: $R = 1.5 \sqrt{KHr/S_y}$
ここで、R: 影響圏半径(m)
K: 透水係数(m/s)
S_s : 貯留係数(m ⁻¹)
H: 不圧帯水層の厚さ(m)
S_y : 有効間隙率

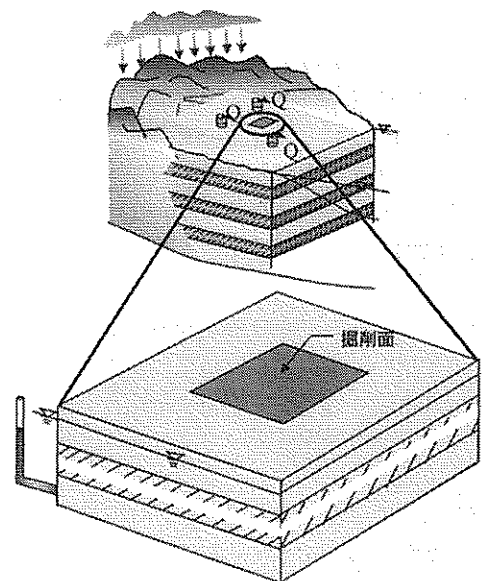


図5 スミング法による詳細解析

水の流況を把握する必要がある。

現状では、狭い範囲での3次元の多層モデルの多水位解析を行うには、下層に漏水した量を降雨等と考えて、上からかん養項を入れ、下層の中央のマウントに対しては、揚水と考え、各節点からかん養された水を排水するような便宜的な方法しか対処できない。

深さ方向をどこまで対象にするかも大きな課題である。水理的な境界による地層があれば、それを境界とする。しかし、一般的に、対象地盤で明瞭な地質条件を見分けることは困難である。したがって、地下水位の低下と帯水層厚さの感度解析を行い、影響のないところまでを下部の境界とする。

4. 飽和-不飽和浸透流解析で取り扱えない問題

飽和-不飽和浸透流解析は、多くの浸透に関する問題を解析することが可能である。したがって、どんな問題にも適用できるように考えられるが、特殊な問題には適用できないので、ここで、それを明確にしておく必要がある。

4.1 地下水汚染問題

地盤環境問題は大きな社会問題になっている。上流で発見された汚染が地下水を通して、いつ下流の上水源に到着するのか、また、汚染源を浄化するためにどの程度の時間、揚水する必要があるか等の課題がある。このような問題の解決として、式(1)によって、地盤内の各点での流速を求め、汚染源をその流速の流線上を移動させるだけで、汚染の広がりや評価できる。しかし、汚染は、本来、濃度で議論されるものであり、その危険性までは評価できない。

汚染した地下水が多孔質体の中を移動することによる分散特性を考慮した移流分散方程式と式(1)の浸透方程式を併用して解析する必要がある^{9),10)}。汚染物質の濃度が液体の密度に関係ない時には、式(1)によって非定常解析を行って、各時間における各点での流速を計算しておいてから、それらの流速を用いて移流分散方程式を解くと良い。

一方、汚染物質の濃度が塩水のように液体の密度に関係する時には、密度が大きい液体は軽い液体より下へ浸透していこうとする(密度依存浸透)。このような汚染問題は、時間ステップごとに式(1)の浸透方程式と移流分散方程式とを解く必要が生じる。

4.2 多相流の浸透

地下水が不飽和領域内を浸透する際には、多孔質体中の空気の移動との関係が問題になる。不飽和領域内の浸透特性の測定が困難な現状で、空気(気相)の移動まで考慮することはまだまだ難しいが、実際には、気相と液相の2相流の浸透現象が生じている。降雨時に地表に空気が噴出している現象は、まさにこの2相流の現象である。

2相流の現象を定量的に評価するには、多孔質体中における気相の浸透の支配方程式と、式(1)の浸透の支配方程

式を並列して解析すると良い。気相は圧力によって密度が変化し、温度によっても体積が変化する。また、圧力の変化によって、また、ヘンリーの法則によって液体に溶け込んだり、分離したりもする。したがって、当然、浸透問題は一層複雑なものとなる。

圧縮空気やLPGの岩盤内備蓄などでは、この多相系の問題で漏気現象を議論すべきである。また、放射性廃棄物の地層処分においても、廃棄物をオーバーパックしている金属の腐食によって発生するガスの移行を検討する際に2相流の浸透が必要になる。

日常の降雨浸透による地下水の挙動に関しては、まだ、実際のフィールドで斜面安定のための警告に地下水位の計測が利用されていないため、多相の浸透がどのような影響を与えるのかよくわかっていない。

4.3 蒸発散の問題

地下水の水源は降雨である。広域の地下水の水収支を計算する際に、対象領域への総降雨量、河川流出量が計測される。蒸発散に関しては、Penman法やThornthwaite法により、その地域の蒸発散量を予測している。しかし、降雨の何%が浸透するかの条件を境界条件として導入することは、きわめて困難である。

トンネル掘削により、地下水位が低下し、地表付近の植生の問題を議論する時には、地表付近の乾燥まで取り扱わねばならない。地表が乾燥すれば、地下から土中水が地表部へと移動してくる。そして、地表から蒸発する。地表の圧力水頭を、地表温度や風の条件にあわせて負の圧力水頭に固定すると、地表からの蒸発も式(1)で取り扱える。しかし、現状は、地表に腐植土層があったりして、定量的な取り扱いが難しい。

4.4 地表水と地下水の関連

地下水と地表水関連はきわめて強く、水田に湛水をするとき地下水位が2~3m上昇することがある。河川も地下水にかん養したり、地下水の排水場所になったりする。このような地表水と地下水との関連は、地表に定水位の境界条件があるとして、3次元の解析を式(1)に対して行うと簡単に取り扱える。しかし、河川水のように流動し、それが地下に漏水したり、地下水が湧水したりする現象があると、式(1)だけを解くだけでは、地表水の動きが取り扱えない。登坂ら¹⁰⁾は、地表水の流動も考慮した解析手法を提案している。

4.5 経時的に変動する降雨の取り扱い

豪雨による斜面安定を取り扱う際、降雨強度が変化すると、図6に示すように、浸潤前線では浸潤過程が、また、その浸潤域の上では排水過程が生じている。このように、浸潤と排水の両過程が同時に生じているところでは、図7に示す不飽和浸透特性の水分保持曲線の排水過程と浸潤過程のヒステリシスの影響を考慮する必要がある。これは、式(1)の中の不飽和浸透特性(不飽和透水係数と比水分容量)の値にヒステリシスを考慮すれば、取り扱いが可能で

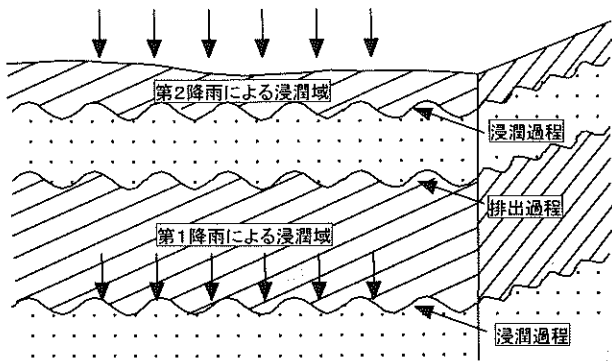


図6 浸潤過程と排水過程が同時に生じる浸透

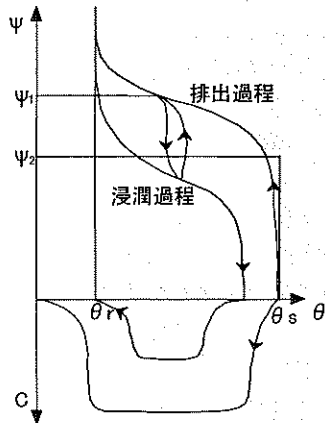


図7 水分特性曲線

ある。

しかし、図7の圧力水頭が零の所での体積含水率の値が、排水と浸潤で異なっている。すなわち、エントラプトエアの含有量が問題となる。このエントラプトエアの含有量は、それぞれの初期飽和度によって異なってくるため、有効間隙率が異なってくる。

この現象をもって正確に表現すると、水分特性曲線の中の走査曲線が主特性曲線の外に出てしまう。このような物性を考えた走査曲線の探索法は研究されておらず、今後の課題である。

斜面への降雨浸透による斜面安定の評価に降雨パターンまで考慮した研究は少ない。現在では、一定の降雨でどのような浸透水圧が作用し、飽和度の増加による強度の低下を考慮して斜面安定の評価を行っている。

4.6 非ダルシー流について

飽和状態の地下水浸透において、動水勾配が大きくなると、図8のように非ダルシー流になる。このように飽和の透水係数が動水勾配に依存するような問題に関しては、図9のような透水係数と動水勾配の非線形な関係を導入すると解決できる。

しかし、多孔質体の構造骨格が締まっている時には、非ダルシー領域に入ると、図10のように再び動水勾配が小さくなるサイクリックな条件を与えると、透水係数の値が粒子移動による目詰まりによって、徐々に小さくなっていく。

透水係数に何回目かのサイクルをカウントしなければならず、動水勾配の値も場の透水係数が低くなると大きくな

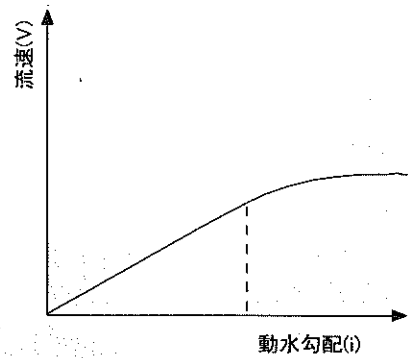


図8 動水勾配と流速の関係

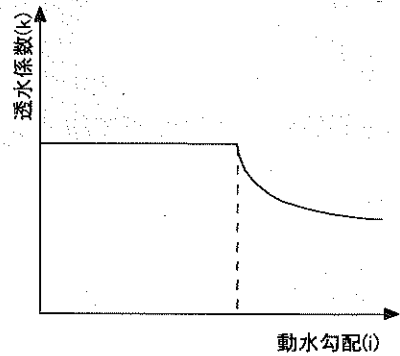


図9 動水勾配と透水係数の関係

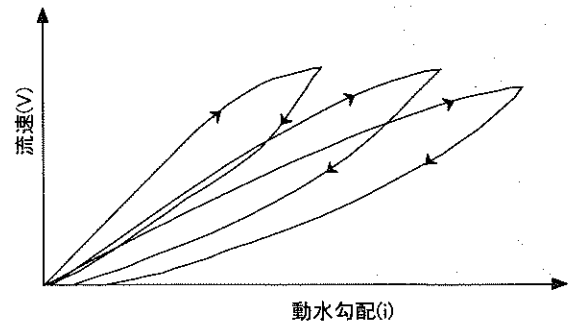


図10 目詰まりによる動水勾配と流速のヒステリシス

ってくるため、このような物性の定量的な評価は難しい。

5. おわりに

地下水の解析技術に関しては、本質的には、ほぼ確立された時代になってきた。今後の課題としては、地盤をどのようにモデル化するのが大きな課題である。本報告では、広域地下水に対してのみの記述で終わってしまったが、山岳トンネルの掘削による地下水の評価に関しては、紙面の都合上、割愛させていただく。また別の機会に山岳トンネルの境界条件をどのように取り扱うかについて論述する。

参考文献

- 1) 西垣 誠：地下水の調査・解析，地質と調査，第3号，pp. 43～50，1993.
- 2) 赤井浩一・大西有三・西垣 誠：有限要素法による飽和・不飽和浸透流解析，土木学会論文集，第264号，pp. 87～96，1977.
- 3) 西垣 誠・白石知成・猪瀬二郎・河村志郎：地下鉄建設による多層地盤での複数地下水変動の三次元浸透解析による予測，地下水学会誌，第32巻，第4号，pp. 231～240，1990.

- 4) 土質工学会：根切り工事と地下水，土質工学会，pp. 93~100, 1991.
- 5) 西垣 誠・竹下祐二・河野伊一郎・中屋眞司：多層地盤での大深度地下掘削における地下水保全のための浸透特性の計測法とその検討例，地下水学会誌，第31巻，第4号，pp. 189~198, 1989.
- 6) 西垣 誠：地下水調査の目的，地質と調査，第2号，pp. 3~6, 1996.
- 7) 文献4)のp. 103.
- 8) 西垣 誠・菱谷智章・橋木 学・河野伊一郎：飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集，No. 511/III-30，pp. 135~144, 1995.
- 9) 西垣 誠：地下水汚染の解析，地質と調査，第3号，pp. 21~27, 1998.
- 10) 登坂博行・小島圭二・三木章生・千野剛司：地表流と地下水流を結合した3次元陸水シミュレーション手法の開発，地下水学会誌，第38巻，第4号，pp. 253~267, 1996.

岩盤解析技術と岩盤のモデル化

おおにし ゆうぞう
大西 有三*

1. はじめに

現在の岩盤工学の中で、解析技術、特に数値解析の占める役割は非常に大きく、かつ身近になっており、調査、試験、設計および施工管理のあらゆる段階で適用されている。しかし、解析技術を用いるにあたっては、解析の対象となる岩盤を何らかの形でモデル化(解釈可能なように理想化)し、その時の条件(それが成り立つ仮定)を正しく把握しなければならない。

露頭が顕著に現れている場所や岩盤掘削が行われている現場に立ち、岩盤本来の姿を見ると、数多くの断層や割れ目、亀裂が存在し、岩盤は不連続性体であると考えるのが自然であることがわかる。しかし、通常岩盤には結晶レベルのクラックから数m規模以上の幅をもつ断層まで大小さまざまな不連続面が存在し、これら全てをもれなく考慮することはまず不可能であることは容易に理解できる。そのため、問題の対象を明らかにしたうえで、支配的な不連続面の規模や特性を絞り込み、それらに焦点を当てて解析モデルを構築することが肝要となる。加えて、岩盤には寸法効果という現象があり、同じ強度、同じ分布の不連続面をもつ岩盤でも、掘削される斜面や空洞の大きさが異なると、岩盤としての力学的評価を変えなければならないことが起こる。これは考慮すべき岩盤の領域に応じて不連続性の影響が異なることを意味している。

従来からの応力・変形を主体とした岩盤の力学解析では、弾性学、塑性学を主体とした連続体の力学が用いられてきた。この場合、岩盤は等方性あるいは異方性の、局所的には均質材料からなる連続体であるという仮定を設定して解析が行われている。弾性体や塑性体内の円孔周りの応力解析結果をトンネルの安定性解析に適用するのはその最たるものである。この場合、連続体の材料定数をどのように定めるかが最も問題であることは、解析を手がけた人ならずすぐわかるであろう。この材料定数の決め方が、岩盤のモデル化手法と直結している。

岩盤を不連続性体として認識し解析に活かす最も簡単な方法で、無意識のうちに実用に供されてきた方法は、従来

から蓄積を重ねて実績のある岩盤評価である。すなわち、不連続性岩盤の力学特性、水理学特性を、原位置試験や室内実験から、また熟練技術者の経験に基づく工学的総合的判断によって決定しているのである。通常は不連続面の影響を考慮した等価な連続体としての工学定数が定められる(すなわち弾性定数や強度を低下させる)ことになる。データの蓄積が多くなり、岩盤分類や岩盤評価から直接工学的定数の評価や定数決定が可能になれば理想的であるが、岩盤評価の値は基本的には単に指標としてしか利用できない。そのため、岩盤のモデル化や定数決定に際して、少なからぬ曖昧さが残ることになるのが現状である。これに対し、別の角度からの解析的なアプローチとして、岩盤不連続面の幾何学的形状を把握し、ミクロ的にもマクロ的にもこれを工学的評価に利用しようとする試みもある。

このような状況を鑑みて、不連続面を少なからず有する岩盤のモデル化の考え方およびそれを用いた岩盤解析手法の概要を以下に説明する。

2. 不連続性岩盤のモデル化

岩盤には不連続面が多数存在するという岩盤不連続体としての姿に目を向けると、岩盤内に存在する割れ目システムの幾何学形状をできるだけ知ったうえで解析を行うのが最近の基本姿勢となりつつある。割れ目はほぼ平面形状をなすという特質のために、多かれ少なかれ岩盤に異方性という複雑性をもたらすが常である。したがって、割れ目の方向性は割れ目システムの性質の中では最も重要な項目である。また現場での地質調査は割れ目が往々にして連続していなかったり、割れ目の頻度が場所々々で著しく変化することを示している。こうした、幾何学的特性が岩盤の力学的・水理学的性質にどのような明確な影響を与えているかを明らかにするために精力的な研究が続けられている。

モデル構築の方法としては、調査結果による岩盤分類等の設計指針への当てはめや、施工データベースを用いた類似施工事例の検索も一般的に行われている。しかし、重要な岩盤構造物が計画される場合には、一般的な岩盤区分のほかに、不連続面の調査も含めた詳細な岩盤の調査とその

* 京都大学大学院工学研究科土木システム工学専攻 教授

評価が必要となる。それらの調査結果を総合的に評価して解析モデルを構築する。この際、岩質や不連続面の性質により断層、破碎帯、シーム層等の不連続面そのものが問題となる場合と、連続性がない数多くの不連続面による岩盤全体の強度低下が問題となる場合とがある。

したがって、岩盤の挙動を予測する目的で実施される解析では、目的および精度に合わせてそれぞれの問題に適した解析モデルを作成する。数値解析においては、岩盤の非線形特性を考慮することや、特殊な要素を導入することによって、より現実に近い岩盤の挙動が表現できる。また、岩盤の不連続性をそのまま取り扱う不連続体解析手法も提案されている。詳細検討で行う岩盤のモデル化は、現場状況により後述する数値解析手法の適否を適宜判断し、次の手順で行われる²⁾。

2.1 地質モデルの作成

調査結果から地質構造、物性値（強度、弾性波速度、地下水、比抵抗値等）の分布状況に合わせた地質モデルをそれぞれに作成する。これらのモデル図は互いに独立であり、ある程度の矛盾が潜在している。現実には三次元である岩盤の調査結果から二次元の断面モデルを作成する場合は、もっとも大きな影響が現れると予想される断面を選択する。その際に、断層、破碎帯、層理、節理、シーム層などの地質構造的な不連続面に十分配慮する必要がある。また、モデル作成時には、斜面掘削後の地山の風化、劣化も考慮すべきである。

2.2 解析モデルの作成

解析を行うためには、地質モデルを単純化して解析のためのモデルを再構築する必要がある。一般に、解析モデルで扱うことができるデータは計算速度や計算機容量の点で限定されており、その目的に合わせて地質モデルから取捨選択されるので、単純化の過程において重要な情報を省略しないように注意する必要がある。解析モデルは、調査結果をすべて整理・検討したうえで構築されるモデルである。

岩盤構造物は元来三次元であるから、三次元解析を実施することが理想的であるが、解析は通常二次元で行われる

ことが多い。これは、地質構造が複雑な場合、三次元解析のための要素分割に多大の労力が必要となること、同時にそのための調査・試験も数量が増大すること、一般に二次元解析での安定性評価が三次元解析に比べ厳しい評価を与えることが多いことなどによる。

2.3 不連続面データの取得、整理とモデル化

岩盤の割れ目モデルを作成するにあたっては、実際の割れ目分布の特性をそなえたものを作成する必要がある。したがって、割れ目調査によって得られた割れ目データのうち方向、長さ、および開口幅などについて統計処理したのち（どこまでの割れ目を独立とするかは、現場の状況、岩盤構造物の性質、コンピュータの解析能力などを考慮して技術者の判断で決める）、処理・解析に供することとなる。以下に、その手順を示す。

- (1) 対象岩盤の割れ目調査結果を用いて卓越方向解析を行い、表現すべき割れ目群の数および方向を決定する（クラスター分析）。所定の分布から大きくずれるものは独立な割れ目として選び出す。
- (2) 描くべき割れ目群のそれぞれの割れ目本数を算出する。
- (3) 各割れ目は、その中点を表示面にランダムに配置しそれぞれの長さは指数分布または対数正規分布で決定する。これは、露頭における割れ目の長さがこうした分布で近似できるという報告に基づいている。
- (4) (2)、(3)の手順を各割れ目群ごとに行えば、群に含まれる割れ目のモデル図が得られる。
- (5) 代表的な群に含まれない割れ目群については、その方向をランダムに決定し、その他については上記手順と同様な方法で表示する。
- (6) 構造物に影響を与える重要な割れ目は個別に選出して、表示する。
- (7) 以上の手順を基に、状況に応じて統計的あるいは確定的にデータを処理する。

二次元的な割れ目データの解釈では、上記の方法が簡単に適用できる（適用例：図1参照）が、三次元的にモデルを構築し、それを利用するとなるといろいろな壁が立ちふ

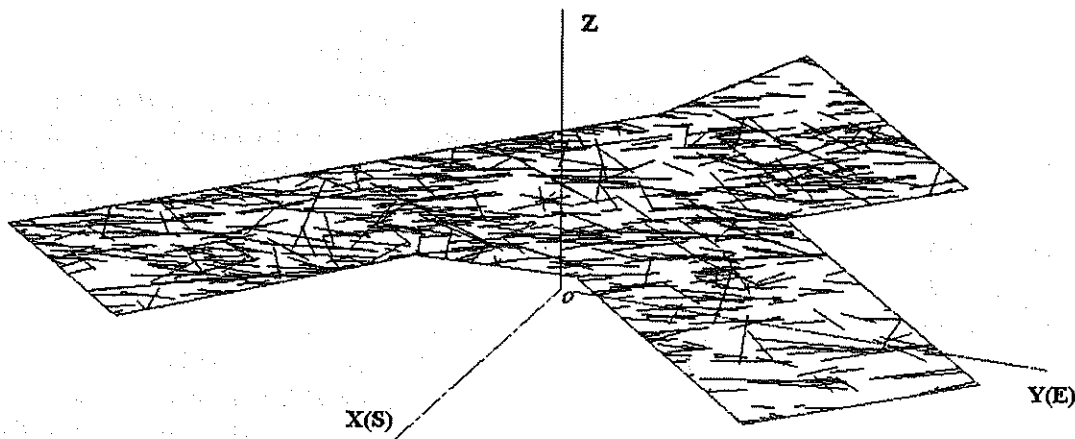


図1 岩盤割れ目分布図

さがる。岩盤中の割れ目形状については、割れ目が岩盤の内部に存在するものであり、その全容を外から見いだすことはできないので、露頭に現われる特性から推定しなければならない。岩盤（掘削）面で測定される割れ目密度も内部に存在する割れ目個数として単位体積当たりの値に換算して表現されている。

解析的には簡単のために岩盤の割れ目は円形（円盤状）であると仮定することが多いが、これには多くの問題点が指摘されている。たとえば割れ目の形状が円形と仮定すれば、解析上では露頭における割れ目の終結状況は大部分がお互いに交差する X タイプとなるが、実際の露頭面では L タイプ、T タイプがよくみられる。また露頭に現われる割れ目のトレース長は実際の露頭面では指数分布を示していることが多いが、割れ目を円盤状とすると理論的には対数正規分布になる。

割れ目形状が多角形で、露頭における割れ目相互間の終結状況として先にあげた L・T タイプのものが現れるような複雑な三次元岩盤モデルも提案されている⁹⁾が、まだまだ検討の余地がある。こうした三次元の一般化モデル作成についての研究は活発に行われているが、実用に供すべき数値解析手法は二次元の段階にとどまっておき、三次元解析は未だに研究段階にあるといっている¹⁰⁾。

3. 岩盤のモデルと解析手法の選択

数値解析手法には以下に述べるようにいろいろなものがあり、地質・地盤の調査、試験データの内容をもとにそれぞれの有用性を考慮し各評価段階で用いられている。一般的に用いられる数値解析手法は、基本的には岩盤内の詳細な地質構造や線形・非線形を含む岩盤の力学特性をも考慮できる応力や変形等の挙動予測手法であるが、解析の結果得られる応力値をもとに安全率のみならず、極限平衡解析と併用することにより全体的な安全性の評価も可能である。しかし、こうした数値解析法を選択するにつれて、複雑な岩盤のモデル化や解析に必要な入力、物性値を得るための調査や試験、解析上の手間や労力は簡便法に比べ飛躍的に増大するという困難な一面も有している。

3.1 岩盤のモデル

土や岩盤の応力・変形・破壊を議論する場合、微視的立場と巨視的立場の二通りが考えられる。微視的立場からは材料の性質を調べる研究が行われている。通常応力解析は一般的に後者の巨視的立場により行われている。しかし、この巨視的立場に立ったとしても土や岩盤を連続体と見なすにはあまりにも不均一・不均質であるため本質的には不連続体として取り扱うべきであろう。さらに、土や岩盤は引っ張りに弱く、亀裂が入りやすいとか外力の作用によって相対的にずれやすい性質もある。

したがって、土や岩盤などの解析では上述の概念を取り入れた、すなわち、不連続体としての取り扱いが望ましいことは明らかである。しかしながら、モデル化の難しさ、無数の不連続面の取り扱いの是非、計算容量の制約などが

ら実用的に常に不連続性解析を行うことには限界がある。

どちらのアプローチを採用するかは、不連続面に対する情報と質、構造物の規模と重要性に依存する。すなわち、対象岩盤をきわめて巨視的に見て、不連続面についての工学的判断により、岩盤は次のようにモデル化される¹¹⁾。

- ① 岩盤内に地質構造・物性上の特定できる顕著な不連続面が存在する場合
……個々の不連続面のモデル化
- ② 岩盤内に特定できないほどの多数の不連続面が存在する場合
……等価連続体としてのモデル化
- ③ 多数の不連続面の中にも卓越した割れ目・断層などが同定できる場合
……卓越割れ目を①で、その他の多数割れ目を②でという混在型のモデル化
- ④ 岩盤内に小規模な不連続面が一様・均一に存在するあるいはほとんど無い場合
……物性値の評価による連続体としてのモデル化

本質的に不連続面を多数含んでいる岩盤に対し、上記のようなモデル化を行い、その力学的挙動を数値解析により求める場合、岩盤内の不連続性の評価により解析手法は、次のように大きく二つに区分される。

3.2 連続体の解析方法

軟岩や深部の硬岩では不連続面の影響がなく岩盤強度が岩石強度にほぼ等しいので、そのまま連続体解析が可能である。また、不連続面が多くても等価連続体により連続体としてのモデル化が可能である場合には、連続体解析が採用されるが、その場合岩盤内の応力、ひずみ、変形状態を総合的に把握するという目的が優先する。

岩盤内の不連続面を陰的に考慮してモデル化を行ってきたのが、前述したように従来から蓄積を重ねてきた岩盤評価である。すなわち、主として熟練技術者の経験に基づく総合的判断によって等価性を決定しているのである。通常は不連続面の影響を考慮した等価な連続体としての工学定数が定められる（弾性定数や強度の低下）ことになる。不連続面の量、方向によっては異方性を考慮することも多い¹²⁾。また、解析上引っ張り応力を無視することにより、結果的に等価な形で異方性が付加され、等価連続体として用いられることもある（ノーテンション解析）。

不連続性を陽な形で考慮して等価連続体として岩盤モデル化する場合には不連続性の卓越量を把握するため、それらの幾何学的（頻度、方向、大きさ）および性状に関する情報の収集・処理が必要となる。分布した不連続面を表す量として損傷テンソル¹³⁾、クラック（ファブリック）テンソル¹⁴⁾、岩盤内の欠陥を評価したもの¹⁵⁾、マイクロメカニクスに基づいたもの¹⁶⁾などが提案されている。また、軟化を考慮した割れ目の破壊特性¹⁷⁾、割れ目にロックボルトの効果¹⁸⁾を付加した特性¹⁹⁾、複合的な降伏条件を付加したもの²⁰⁾などから等価な連続体挙動を導く方法も研究されている。これらの方法をまとめて図2に示す。詳細は参考文献を参照されたい。

等価連続体	<ul style="list-style-type: none"> ・異方性体 (弾性、塑性) ・ノーテンション (No-Tension) 解析 ・複合降伏モデル ・節理の破壊を考慮したひずみ軟化モデル ・クラックテンソル (Crack Tensor) ・ロックボルト効果を考慮した等価連続体モデル (Equivalent Rock-bolt Model: EQR) ・M. B. C. (Micromechanics Based Continuum Model: MBC) ・損傷テンソル (Damage Mechanics and Tensor) ・等価体積欠損法
不連続性体	<ul style="list-style-type: none"> ・ジョイント要素+有限要素法 ・RBSM (Rigid Body Spring Method) ・DEM (Distinct Element Method: 個別要素法) ・EBSM (Elastic Body Spring Method) & FESM ・DDA (Discontinuous Deformation Analysis: 不連続変形法) ・MM (Manifold Method: マニフォールド法) <p>*** 割れ目幾何情報解析 キーブロック解析</p>

図2 解析手法の分類

特に対象が軟岩である場合には、膨潤性や風化速度の大小による材料の強度低下やその影響範囲の評価等の評価し難い物性上の判断も必要となるため、得られた情報を総合的に勘案しモデルを作成する必要がある。

通常、等価連続体の解析に必要な物性は、弾性係数・変形係数、ポアソン比、強度定数などであるが、その等価性の評価には多大の注意を要する。

3.3 不連続体の解析方法

上記のような連続体解析手法に対し、近年岩盤を不連続

面で形成される岩盤ブロックの集合体と見なして、斜面の大変形を含む変形挙動や崩壊形態を検討対象とした不連続体解析手法が実用化されている。代表的なものとして剛体ばねモデル (RBSM)¹³⁾、個別要素法 (DEM)¹⁴⁾ および不連続変形法 (DDA)¹⁵⁾ などがあり、新しい不連続体解析手法の研究も進められている。この場合、不連続面の分布、性状や強度・変形特性の設定が解析結果の良否を決める大きなポイントとなるので、解析に際しては岩盤内の不連続性の評価結果、解析の目的等を勘案し、適切な解析手法を選択する必要がある。各解析法の概要を以下に述べるが、それら解析法の特徴を比較して内容をまとめたものが、図2および表1¹⁶⁾である。ただし、キーブロック解析は割れ目の幾何学情報から不安定岩塊を見つけるためのもので、応力・変形解析とは一線を画する。

不連続面の発達した被りの浅い応力レベルが比較的小さい重力場での岩盤の斜面などでは、岩塊がブロック状であり、その応力場も小さい。このような状態では、岩塊ブロック自体の弾性変形よりも、ブロック全体の運動による変形の方が大きい。そこで、不連続性岩盤を分割し、剛なブロックの集合体と仮定すると、斜面やトンネルの掘削によって生じる岩塊の運動および岩盤の逐次破壊のメカニズム、斜面の崩壊などの過程を大変形の運動として解析が可能であり、その結果としてブロックの移動の範囲も決定できる。また、このように個々の不連続面を直接に表現できる解析モデルは、断層やシーム、あるいは連続した不連続面の連なりのように岩盤内での存在が明らかでしかも比較

表1 不連続体モデルにおける代表的な手法の比較と現状¹⁶⁾

手法 項目	離散 FEM (FEM)	個別剛体要素法 (DEM)	剛体ばねモデル (RBSM)	修正仮想変位法 (FESM)	不連続変形法 (DDA)	マニフォールド法 (Manifold Method)
提案者	Halliquist et al (1985)	Cundall (1971)	川井 (1976)	浜島 (1993)	Shi (1984)	Shi (1991)
変形	大変形	大変形	微小変形	微小変形	大変形	大変形
ブロックの剛性	弾性, 弾塑性 (FEM)	剛体	剛体	剛体	弾性体	弾性体
不連続面の剛性と決定法 (K_T, K_N)	DYNA-3D Master-Slave 法 (節点拘束法)	ばね, ダッシュポット不連続面付近の実質部の疑似剛性	ばね (弾性) ばね周辺の実質部の剛性 (実験)	ばね (弾性) ばね周辺の実質部の剛性 (実験)	Penalty 法 貫入が 0 になるように解く	Penalty 法 貫入が 0 になるように解く
運動方程式	動的 (Hamilton の原理) $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$	動的 (Newton の運動の第二法則) $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$	静的 (仮想仕事の原理) $Ku = F$	動的 (仮想仕事の原理) $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$	動的 (Hamilton の原理) $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$	動的 (Hamilton の原理) $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$
特徴	三次元 FEM の衝突解析 爆破など多くの機能	任意形状 剛性の設定に経験が必要, 粒状体の解析など多くの研究がある	任意形状 差分と FEM の中間的理論 極限解析 (滑り)	三角形 RBSM と FEM の組み合わせ, 川井 (1980) の EBSM と同等	任意形状, FEM の一種, ブロックのひずみ, 応力が求まる, 任意の構成則が可能	FEM と DDA の組み合わせ, 物理メッシュ (任意) と数字メッシュ (三角形) を利用
未知数	節点変位	ブロック重心の速度	ブロック重心の変位	ブロック重心のひずみ	ブロック重心のひずみ	節点変位
最近の研究	Hilbert (1993) Lagrange Multiplier 法 DDM (領域分割法)	UDEC (変形考慮) 3 DEC Barton (1991) 他多数	竹内 (1996) 都井 (1995) (ポロノイ分割)	浜島 (1996) (プレートの解析)	IFDDA (1996.6)	Workshop (1995.10) 大西 (1995)
適用例	衝突, 爆破解析 トンネル崩壊 断層の解析	斜面の崩壊 トンネルの崩壊 空洞の安定解析	クラックの進展 破壊パターン解析 斜面の滑り	クラックの進展 破壊パターン解析 断層の解析	斜面, 空洞, 岩盤基礎の安定解析 落石解析	斜面, 空洞解析 熱応力解析 クラックの進展

的大きな場合に、威力を発揮できる。

すなわち、不連続体解析手法は、連続体解析手法で解析し難い個々の岩盤ブロックの挙動を破壊後まで解析できる有用な手法である。しかし、そのモデル化に際しては不連続面の情報を詳細に把握する必要があり、かつ、高度な技術を要する、また、その適用に際して現段階では実績が少なく、実験および実測との比較による信頼性の向上を図る必要があるなどの課題を抱えている¹⁷⁾。

通常、個々の不連続面をモデル化する場合には、不連続面に関する物性値（垂直ばね定数、せん断ばね定数、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ ）を調査・試験によって設定し、不連続面の空間的配置もそれぞれ特定する必要がある。

4. 岩盤解析手法

岩盤工学で応力・変形解析に用いられてきた方法は、理論解析から最近の数値解析に至るまで数多くある。コンピュータによる数値解析では、有限要素法が主に用いられてきたが、不連続性岩盤に対する解析への要求が高まり、従来とは異なる、個別要素法、不連続変形法、マニフォールド法、また不連続面の幾何学情報を基にした安定解析用のキーブロック理論などが開発されてきた。

連続体解析においては、上記の等価連続体解析方法は主として有限要素法を解析手法として用いており、説明書も多いので、ここでは不連続体モデル解析手法に絞りを絞り、代表的な解析手法の理論的な基礎事項、運動方程式、その特徴を表1に示し、以下に説明を加える。

4.1 有限要素法(FEM)+ジョイント要素

有限要素法は地盤や構造物内部の応力・変形の状態や部分的な局所破壊の発生を調べるのに有用であることは明らかであり多くの適用例が知られているが、全体破壊を対象とする解析はあまり得意ではない¹⁸⁾。こうした分離や不連続面に対処するために開発されたのが、Goodmanのジョイント要素^{19),20)}である。

ジョイント要素は岩盤のみならず地盤や各種構造物のすべりや分離を表現するのに用いられてきたが、基本的に変位が微小であるという制約上、大きな変位が伴う問題には適用が困難であった。そこで登場したのがいわゆる離散有限要素法 (Discrete Finite Element Method) である。

この考えに基づき Hallquist et al²¹⁾ が汎用解析コード DYNA-3D を発表し、種々のモデルを検討している。接触の取り扱いにはやや複雑さが残る Master-Slave 法を用いている。これをさらに進めて、Hilbert²²⁾ が Lagrange の乗数法とペナルティ法を組み合わせた手法を発表しており、トンネルの崩落や断層の進展などの解析を行っている。この方法は理論的には、後に述べるマニフォールド法のブロック内のメッシュに FEM を用いたものと同様である。この解析は、基本的には FEM の接触を考慮した動的変形解析であると分類される。

4.2 個別要素法 (Distinct Element Method: DEM)¹⁴⁾

Cundall によって開発された個別要素法は、不連続な岩石ブロックの組み合わせからなる岩盤を個々のブロックの運動から差分的に解きわめてユニークな方法で、岩盤を不連続体として解いた初めてのものである。彼は、当初ブロックを剛体と仮定し、斜面の崩壊・逐次破壊などの過程をブロック同士の接触を考慮した大変形の運動として解析した。DEM の特徴は、任意形状のブロックのモデル化が可能である。また、運動方程式は、全て力の釣り合いで求めるため、定式化が他の手法に比較して簡単である。解析も前進差分法で行われ、速度も速い。そのため、この手法はその後種々の問題に広く応用され、土質分野では、粒状体解析に円形要素がよく利用されている。

個別要素法は法線方向と接線方向のジョイントの性質を用い、ブロックの回転を考慮する。未知数は、ブロックの重心の速度で定義されている。しかし、いずれも厳密な接触時の貫入は取り扱っていない。これは、基本的に簡便的なブロックの運動に関する動的変形解析と分類される。

DEM の主要な仮定は、変形が岩塊 (ブロック) の表面のみで生ずるというものである。これは、ブロックの表面に薄い仮定の弾性膜があると仮定している。したがって、このような仮定が、工学的に成り立つのは、変形がブロック表面に沿うことと、比較的地圧が低く、しかも、岩塊に作用する荷重が小さく、ブロック自体の剛性が大きい場合である。

当初、比較的被りが浅く、地圧の小さい斜面などがその解析対象であったが、ブロックの弾性変形が考慮出来るように改良されて地圧の大きな、被りの深い岩盤空洞のモデルに対しても適用され始めているが、FEM との境界がだんだん無くなってきている。

実務的に個別要素法が注目を浴びはじめたのは、Barton ら²³⁾ のリレハンメルオリンピックのアイスアリーナの掘削解析への適用からである。現在では、汎用プログラム「UDEC」が商用ソフトウェアの地位を確固たるものとしている。また、三次元解析の 3DEC も開発されている。

4.3 剛体ばねモデル (Rigid Body Spring Model)

川井²⁴⁾ の開発した剛体ばねモデルを用いる手法は、DEM と同様の手法と考えられるが、基本式の解き方は差分法ではなく有限要素法に準拠している。このモデルでは岩盤は剛なブロックからなり、それらは接線方向と垂直方向のブロック面の挙動を表現する二つのスプリングによってお互いにつながれている。未知数はブロックの重心で定義されている。この解析は、基本的に剛体を仮定した簡便的な不連続面の進展に関する静的微小変形解析である。

川井の RBSM 理論を基礎とする研究は、その後竹内¹³⁾ により岩盤の解析目的で、種々の機能が開発されている。最近では、ボロノイ分割を利用したクラックの進展解析に適用されている。また、ブロックの剛体を弾性体の修正したものは、EBSM (Elastic Body Spring Model)²⁵⁾ と呼ばれている。

4.4 修正仮想変位法 (Finite Element Spring Model)²⁵⁾

川井のEBSMの発展系として浜島は修正仮想変位法を公表している。これは、ブロック間の接触部にRBSMを用い、ブロックの変形にFEMを用いた手法である。手法的には不連続変形法とよく似ているが、基本的に微小変位解析である。つまり、接触にRBSMを用いており、接触する相手が固定されている。未知数はDDAと同様にブロックの重心で定義されている。また、接触時の貫入は取り扱っていない。これは解析の分類として、ブロックの運動に関する動的微小変形解析である。

4.5 不連続変形法 (Discontinuous Deformation Analysis: DDA)^{15),27)}

差分的な手法で解く個別要素法の接触点での不明瞭な定義を克服して、有限要素法と同じようにポテンシャルの最小化原理を利用して剛性マトリックスを作成し解析する方法がShiによって開発された不連続変形法(DDA)であり、解の唯一性が保証されている。不連続変形法は、任意形状の個々の岩石(要素)ブロックの重心点で定義するひずみ、剛体変位、剛体回転を未知数として用いており、要素内ではひずみ一定であるという仮定を用いている。定式化は有限要素法(FEM)と同様の手順を踏むものである。また、未知数はブロックの重心で定義されており、接触の貫入はPenalty法を用いて判定している。この手法では、1ブロックが1要素としているので、要素内で応力分布を検討するには不便である。

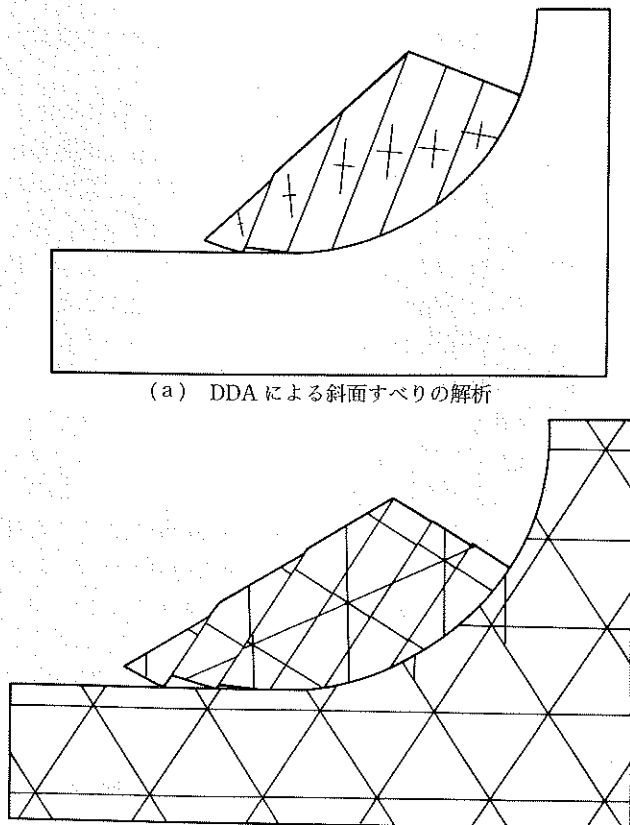
本手法は、ブロック間にばねが組み込まれ、また不連続面の強度特性としてモールクーロン則などを接触条件と

して設定できる。これは解析の分類として、ブロックの運動に関する簡便的な弾性体の動的大変形解析であるといえる。

不連続変形法は、有限要素法との類似、解の安定性、材料定数の決定が比較的容易であることから、落石や岩盤崩落の解析に用いられてきた。また、円形要素の採用、動的問題への適用など幅広い応用面が考えられており、今後の実用問題への適用の広がりが期待されている(落石の解析例:図3(a)(b)参照)^{28),29)}。

4.6 マニフォールド法 (Manifold Method)^{30),31)}

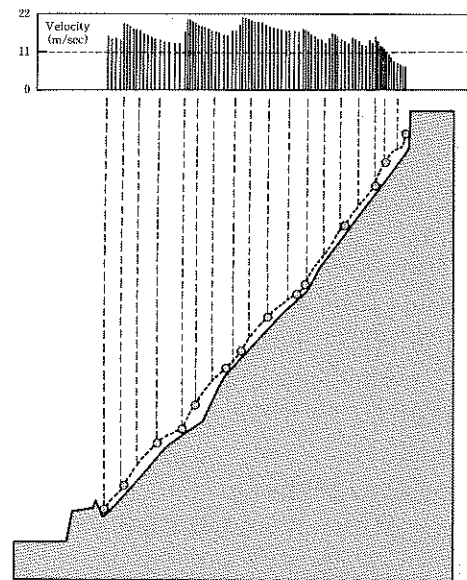
先に述べた不連続変形法の欠点を克服するために、また有限要素法の一般化を目指して開発されたのが、マニフォールド法である。ここでは、解析対象は物理メッシュと数学メッシュに分離され、データの作成は、物理メッシュである現実の解析対象の物理境界が定義され、その上に規則正しいメッシュをもつ数学メッシュをかぶせることで自動



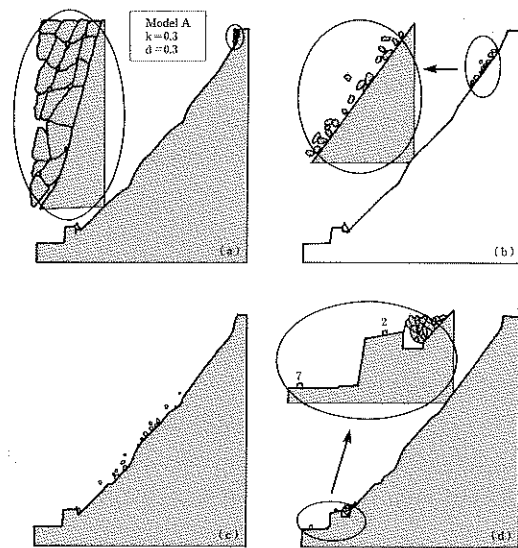
(a) DDAによる斜面すべりの解析

(b) マニフォールド法による斜面すべりの解析

図3 斜面の不連続性体解析例

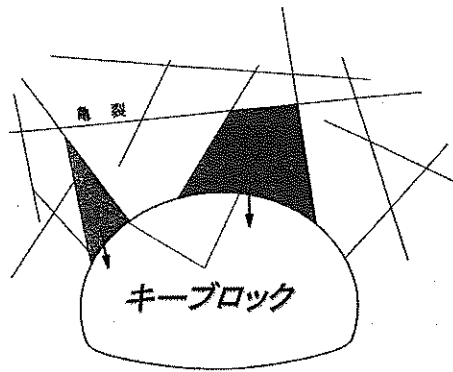


(a) DDAによる単一落石の追跡



(b) DDAによる岩石群の落下状況の解析結果

図4 DDAによる落石解析



(a) キープロックの概念図

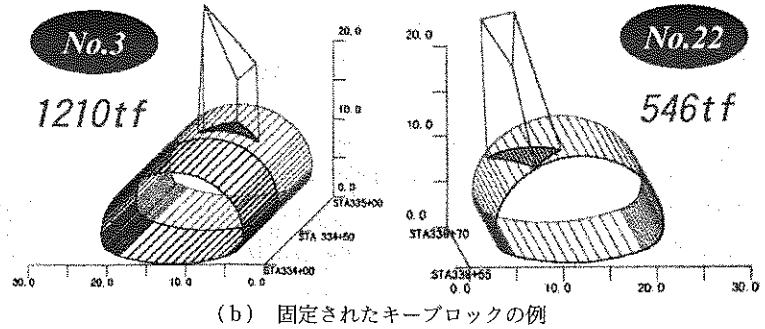


図5 キープロック理論の適用

的に行われる。したがって、一つの岩石ブロック(要素)の中に多くの数学メッシュの区分が入ることになるので、ブロック内のひずみや応力分布を詳しく求めることができる。未知数は数学メッシュの節点で定義されている。Manifold法の接触の貫入はDDAと同様にPenalty法を用いている。解析の分類として、基本的には接触を考慮した弾性体の動的大変形解析である(図3(b)の解析例を参照)。

また、上記の離散FEMと異なる点は、数学メッシュが自動的に設定されることである。FEMの欠点として、メッシュ分割のデータが非常に多く、このことが解析作業のネックになっている。特に、岩盤の問題は基本的に三次元であり、現在三次元メッシュを能率良く作成することはきわめて困難である。これらを解決する手段の一つとしてもマニフォールド法は有力な手法と思われる。このように、マニフォールド法は新しい考え方に基づいて構築されているが、その適用性はまだ十分検討されていない状態である³²⁾。

4.7 キープロック理論³³⁾

卓越した不連続面を有する岩盤に掘削された斜面や地下空洞壁面の安定性を解析する場合、掘削面上に現われた不連続面に囲まれた岩塊が安定かどうかを図解法により調べる方法が知られており、HoekとBrayら³⁴⁾はこうした例を多く示したことから欧米では実用に供されている。さらに、GoodmanとShi³⁵⁾により体系づけられたブロック理論は、得られる割れ目群の方向性から岩盤中に形成されるすべてのブロック形状パターンを、ステレオ投影法に特徴づけられる図解法により分類し、掘削面の方向を入力することにより、移動(崩壊)可能な形状のブロックを三次元図形として同定する方法である。

さらに、移動可能ブロックに対して、作用している重力などの合力とすべり面の摩擦力から極限平衡解析を行い、滑動の危険性のあるブロック(キープロック)を決定し、その安定性と支保力を求めることができる。

キープロックが滑動すれば、逐次的にその周辺の岩盤は崩壊することが多く、キープロックを効果的に安定化させることにより、施工・管理をより経済的に行うことが可能になると考えられる。特に、規則的に割れ目が分布している硬質岩盤では、独立した岩塊ブロックの移動が生じるため、キープロックを検討項目とすべきである。

キープロック理論が適用できる岩盤は、数群の割れ目群に明確に分けられる不連続面を示す岩盤で、ブロックの形状から移動(崩壊)性について分類することができる。しかし、不規則に発達する不連続面を有する岩盤については、各不連続面の位置、方向性の計測を行い、個々の岩石ブロックの立体形状を明確にする必要がある。最近計測方法が進歩し、不連続面データが得られるようになり、ブロック理論の適用が実用化されてきた³⁶⁾。トンネルについての適用は最近始まったばかりであり、工事の安全性向上と設計の合理化に向けて数多くの試みがなされつつある(図5(a)(b)参照)³⁷⁾。

5. まとめ

数値計算では、一旦モデルが決められると、その結果は、そのモデルの範囲でしか意味をもたない。しかし、それを忘れて数値計算の結果だけで、その工学的な意味を議論することがしばしばあるのも事実である。

シミュレーションの結果を判断する以前に重要なことは、現実の問題と数値モデルの間に、どのような仮定がなされているかを良く吟味することである。特に、岩盤の問題は基本的に三次元であることを忘れてはならない。いずれにせよ、岩盤を現実的にモデル化し、解析するためには原位置の正確な情報が必要である。また、最近では次々と新しいモデルが開発されており、解析の基となっている。岩盤構造物を安全に、経済的に、迅速に建設したいとうさまざまな要求のレベルに応じて、岩盤のモデル化を行い、相応の解析モデルで効率よく解析を行うのが肝要というのが実用的な工学の基本である点を十分理解すべきである。岩盤解析でも、ここで述べたように各種の解析モデルが揃っているのだから、最も適切な解析手法を用いる岩盤モデルの質に応じて用いるべきである。また、現時点の状況では、モデル化を行う限り、現実の岩盤とギャップが生じる。これを埋めるのが工学的判断であるという結論に到達する。

参考文献

- 1) 大西有三：不連続性を有する岩盤の解析手法の変遷，電力土木，No. 270, 1997.
- 2) 地盤工学会岩の力学委員会：不連続性岩盤と構造物に関する研

究報告書, 1995.

- 3) Dershowitz, W., Herbert, A. and Long, J.: Fracture Flow Code Cross Verification Plan, STRIPA Project Technical Report No. 89-02, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., 1989.
- 4) 土木学会: 岩盤斜面の安定解析と計測, 1994.
- 5) Sakurai, S., Deeswasmongkol, N. and Shinji, S.: Back Analysis of Determining Material Characteristics in Cut Slope, Proc. Int. Sympo. Eng. in Complex Rock Formations, Beijing, 1986.
- 6) 京谷孝史・市川康明・川本脩万: 岩盤の力学特性評価における損傷テンソルの適用について, 土木学会論文集, No. 358/III-3, pp. 27~35, 1985.
- 7) 山辺 正・原 夏生・小田匡寛: クラックテンソルによる節理性岩盤の弾性変形解析と入力パラメータの決定に関する研究, 土木学会論文集, No. 382/III-7, pp. 121-129, 1987.
- 8) 金子勝比古・柴 拓海: 等価体積欠損に基づく岩盤挙動の数値解析法, 資源・素材学会誌, 106(3), pp. 121~126, 1990.
- 9) 吉田秀典・堀井秀之: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模地下空洞掘削の解析, 土木学会論文集, No. 553/III-34, pp. 23~41, 1996.
- 10) 田坂嘉章・宇野晴彦・大森剛志・工藤奎吾: 節理の破壊を考慮したひずみ軟化解析手法による地下発電所掘削の解析, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 575~580, 1998.
- 11) 北條 明・中村 真・打田靖夫・櫻井春輔: 不連続岩盤におけるロックボルトの設計法について, 土木学会論文集, No. 553/VI-33, pp. 143~153, 1996.
- 12) 佐々木猛・吉中龍之進・永井文男: 有限要素法による節理性岩盤の複合降伏モデルに関する研究, 土木学会論文集, No. 505/III-29, pp. 59~68, 1994.
- 13) 竹内則雄: 地盤力学における離散化極限解析, 培風館, 平成3年5月.
- 14) Cundall, P.: A computer model for simulating progressive large scale movement in block rock systems, Proc. Int. Symp. Fracture, ISRM, Nancy, 1971.
- 15) Shi, G. H. and Goodman, R. E.: Discontinuous deformation analysis, Proc. 25th U. S. Symposium on Rock Mechanics, pp. 269~277, 1984.
- 16) 佐々木猛: 不連続体解析法の現状, 第7回マニフォールド実用化研究会, システム総合研究所, 1996.
- 17) 大西有三: 地質工学の基礎と応用, 第4回地質工学セミナー資料, システム総合研究所, pp. 112~120, 1993.
- 18) Pande, G. N., Beer, G. and Williams, J. R.: Numerical methods in rock mechanics, John Wiley & Sons, 1990.
- 19) Goodman, R. E., Taylor, B. and Brekke, T.: A model for the mechanics of jointed rock, Proc. ASCE, No. SM3, pp. 637~659, 1968.
- 20) Goodman, R. E.: Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks, West Publish. Co., 1976.
- 21) Halliquist, J. O.: A procedure for the Movements in solution of finite deformation contact-impact problem by the finite element method, UCRL-52066, Lawrence Livermore Lab., California, April, 1976.
- 22) Hilbert, L. B., Yi, W., Cook, N. G. W., Cai, Y. and Liang, G-P.: A new discontinuous finite element method for interaction of many deformable bodies in geomechanics, 1993.
- 23) Barton, N., Tunbridge, M. et. al.: Norwegian Olympic Hockey Cavern of 60 m Span, 7th Congress of ISRM, Aachen, Vol. 2, 1991.
- 24) 川井忠彦: 離散化極限解析法に関する最近の話題, 生研セミナーテキスト, 1986.
- 25) 川井忠彦: 離散化極限解析法概論, 培風館, 1991.
- 26) 浜島良吉: 修正仮想変位法および修正仮想応力法に基づく要素内変形を考慮した不連続体解析, 第42回応用力学連合講演会, pp. 263~264, 1993.
- 27) 佐々木猛・大西有三・吉中龍之進: 不連続変形法 (DDA) とその岩盤工学への適用に関する研究, 土木学会論文集, No. 493/III-27, pp. 11~20, 1994.
- 28) 関 博・伊藤與一・笹原克夫・吉中龍之進・下村博之: ビデオによる落石運動の解析, 第26回岩盤力学シンポジウム, 土木学会, 1995.
- 29) Ohnishi, Y. and Chen, G.: DDA Analysis of Rock Fall in Rock Masses, 1st North American Rock Mech Symp., 1996.
- 30) Shi, G. H.: Modeling rock joint and blocks by Manifold method, Proc. 33rd US Sympo. Rock Mech., Balkema, pp. 639~648, 1992.
- 31) Shi, G. H.: Manifold method of material analysis, Trans. 9th Army Conf. on Appl. Math. and Comp., Rep. No. 92-1. U. S. Army Res. Office, 1991.
- 32) 大西有三・佐々木猛: FEM, DDA から Manifold Method へ, 第3回 Manifold 法研究会, システム総合研究所, 1995.
- 33) Shi, G. H.: Block system modeling by Discontinuous Deformation Analysis, Univ. of California, Berkeley, Dept. of Civil Eng, 1989.
- 34) Hock E. and Bray, J. (小野寺・吉中訳): 岩盤斜面工学, 朝倉書店, 1979.
- 35) Goodman, R. E. and Shi, G. H.: The Application of Block Theory to the Design of Rock Bolt Support for Tunnels, Felsbau 5, 1987.
- 36) 大西有三・手塚昌信・田中 誠・西村 毅: 地下空洞掘削時におけるキーブロック解析の適用について, 第28回岩盤力学シンポジウム, 土木学会, 1997.
- 37) 日本道路公団関西支社・大津工事事務所 西松建設・清水建設・奥村組共同企業体: 第二名神高速道路栗東トンネル上り線西工事, 扁平な大断面長大トンネルにおけるTBM導坑の情報化施工の確立, 土木学会関西支部技術賞候補発表審査会資料, 2000年2月.