

招待論文

情報化施工における逆解析

BACK ANALYSIS IN OBSERVATIONAL METHODS

桜井春輔

Shunsuke SAKURAI

正会員 広島工業大学 学長
(〒731-5193 広島市佐伯区三宅 2-1-1)**Key Words** : back analysis, observational method, modelling, non-elastic strain, critical shear strain

1. まえがき

地盤はその地質構造, さらにそれを構成する土や岩の力学的特性が非常に複雑であるため, たとえ綿密な調査を行ない, さらに優れた数値解析法を用いても, 実際の地盤の挙動を正確に予測することは容易でない。そこで地盤に係わる構造物の設計・施工においては, 施工中に行なう現場計測の結果に基づき, 設計および施工法を構造物の施工に見直す情報化施工が一般的になってきた。しかし, その際最も重要なことは, 計測結果を如何に評価し, 的確に設計・施工にフィードバックさせるかということである。計測結果を評価するためには逆解析が有効であり, すでにいくつかの逆解析プログラムが開発され実務に供されている。

逆解析の方法は, 逆定式化法と直接定式化法さらに確率法に分けられる¹⁾。逆定式化法は線形システムに, 直接定式化法は非線形システムに適している。確率法としては得られる情報を踏まえ, その逆解析の信頼度を上げていくベイズの方法やカルマンフィルターを用いる方法などが提案されている²⁾。しかし, 一般にはすべてのシステムが既知であり, そのシステムのパラメータを同定(逆解析)するものである。言い換えれば, 地質および地盤の条件, さらに材料の構成式は既知であり, それらの力学定数を求めるものである。しかし, 地質および地盤条件には不確定要素が多く, 設計段階においてそれらを唯一的に定めることは容易でない。これは材料が人工的に作られる鋼やコンクリートなどの構造物の場合とは本質的に異なる点である。したがって地盤工学における逆解析においては, 材料定数のみならずそのシステム(力学モデル)

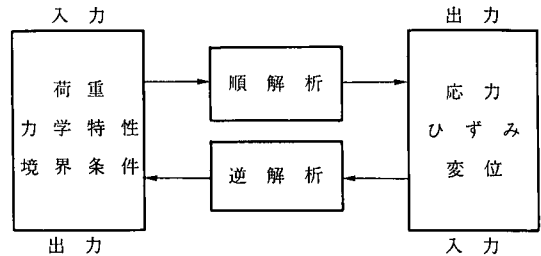


図-1 順解析と逆解析の関係

ル)をも逆解析によって求めなければならない。

本論文においては, 地盤工学, 特に情報化施工における逆解析の特色, および問題点を明らかにし, 地盤のシステムを表わす力学モデルを逆解析によって求める方法について述べる。

2. 情報化施工における逆解析の定義とその特色

通常, 地盤力学における逆解析(Back Analysis)とは図-1に示すように, 構造物の応力, ひずみ, 変位などが現場において計測される場合, その値を入力データとして, その構造物に作用している荷重, 材料の力学的特性, さらに境界条件などを出力として求める場合の解析として定義される。これは, 荷重, 材料の力学特性, 境界条件などを入力データとし, 応力, ひずみ, 変位などを出力として求める通常の解析(これを以後, 順解析と呼ぶ)とは全く逆のアプローチなのでこれを逆解析と呼んでいる。なお逆解析は同定(Identification)や特性化(Characterization)¹⁾などとも呼ばれる場合があるが, 現在, 地盤力学の分野では“逆解析(Back Analysis)”が一般的である。

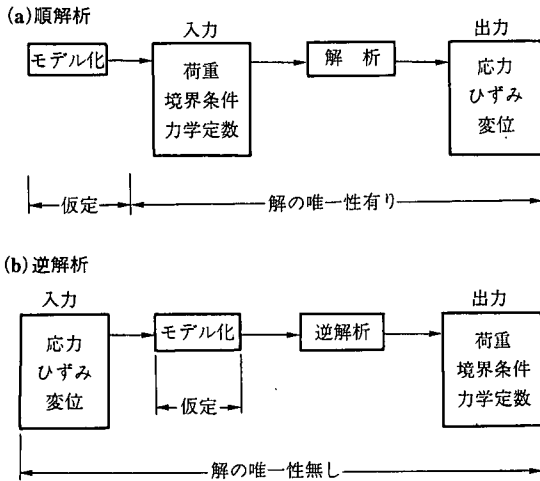


図-2 順解析と逆解析における解の唯一性

ここで、逆解析についてももう少し詳細に考えてみよう³⁾。順解析においては、まず地質調査ならびに土質、岩盤試験などの結果に基づき地盤の力学モデルを設定する。すなわち、弾性・弾塑性・剛塑性・粘弾塑性など材料の力学的特性、断層や破壊帯さらに小規模な不連続面などを含む地質構造モデル、さらに境界条件などを種々の調査結果を考慮して決定する。特に不連続性岩盤に対する力学モデルの設定においては、連続体的アプローチと不連続体的アプローチがあり、そのいずれを採用するか判断が必要となる。しかし、いずれにせよ、ひとたび力学モデルが設定されると、その力学モデルに含まれる力学定数を求めることができる。たとえば不連続性岩盤を連続体としてモデル化する場合は、不連続体と等価な力学的特性を示す連続体モデルの力学定数を求めることになる。また、不連続体としてモデル化した場合は、不連続面の力学的特性を求めることになる。一方、荷重や境界条件についても現実の地盤の状況を考慮して、これらをモデル化しその値を決定する。これらすべてが順解析においては入力となる。順解析の方法としては有限要素法、境界要素法、個別要素法などの各種の数値解析法が一般的に用いられる。そして、解析の結果、応力、ひずみ、変位などが出力として得られる。この計算の流れを図-2(a)に示す。この図から明らかなように、順解析においては入力と出力の間に仮定(モデル化)がなく、従って入力データに対し唯一的に出力(結果)が得られ、解の唯一性が保証されることになる。

一方、逆解析においては、まず現場において構造物の施工中に構造物やその周辺地盤の応力、ひずみ、変位などが測定される。そして、これらの値を入力として逆解析を行なう。その場合、まず現場における構造物や地盤の状況を考慮して的確な力学モデルを設定

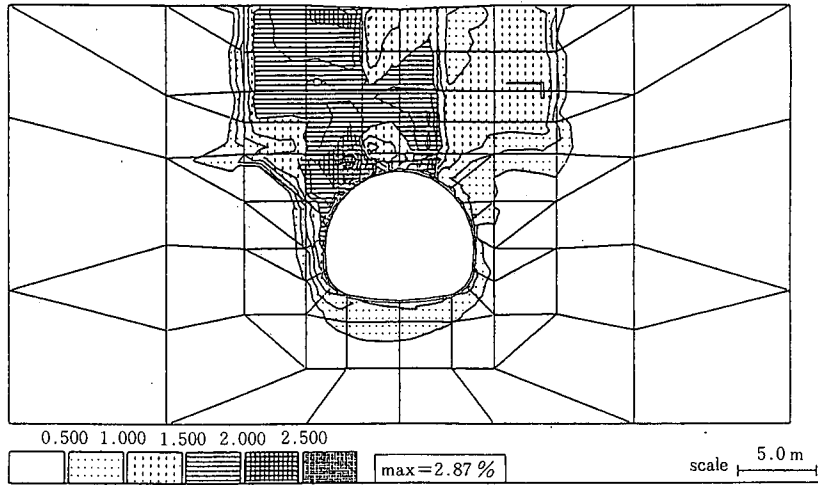
しなければならない。しかし、上に述べたように地盤工学の分野ではこのモデル化に不確定な要素が多く、技術者によって異なる力学モデルが使用されることは容易に想像がつく。とは言え、ひとたび力学モデルが決定されると逆解析によって力学定数、外力(荷重)、境界条件などが出力として得られる。この逆解析の流れを図-2(b)に示す。この図から明らかなように、入力と出力の間に力学モデルの設定(仮定)が入るため、逆解析においては入力と出力の間に一対一の対応は望めなくなる。すなわち解の唯一性が保証されなくなる。

一つの例を図-3に示す。これは土被りの浅い土砂地山のトンネル掘削時に、地中変位計および傾斜計を用いて行われた変位計測の逆解析結果であり、トンネル掘削によって生じた最大せん断ひずみの分布を示す。図-3(a)は非弾性ひずみを導入し、力学モデルを設定しないで行う逆解析法(次節にその方法を述べる)によって求めたものである。一方、図-3(b)は同じ計測結果を用い、地山を等質等方性の線形弾性体と仮定して行った逆解析の結果である。図-3(a)から明らかなように、トンネル上方に「とも下り」現象にもとづくと思われるせん断帯の発生が見られる。しかし、地山を線形弾性体と仮定すれば、図-3(b)に示すようにせん断帯は発生しない。図-3(a)は力学モデルを何ら仮定していないため、少なくとも結果は力学モデルの影響を受けていないと言える。すなわち、図-3(a)が現実に近い状況を示していると考えられる。いずれにしても、同じ計測結果に対して用いる力学モデルによって逆解析の結果が異なることが分かる。

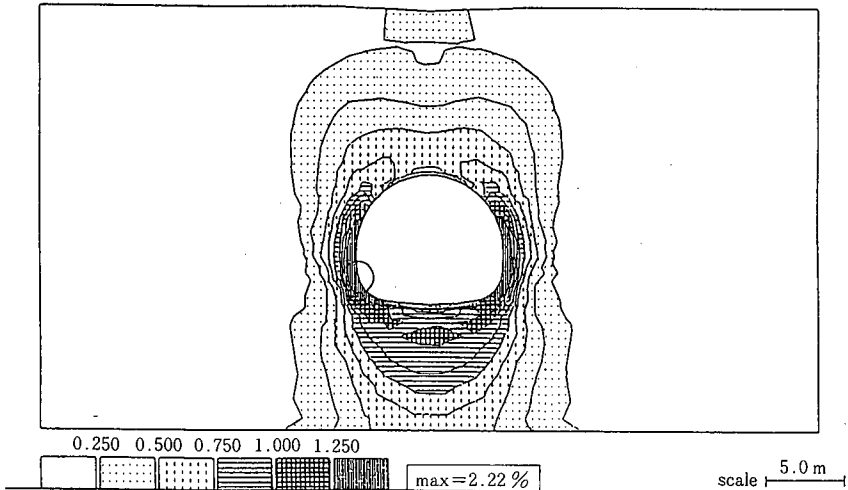
逆解析の目的は、当初設計において用いた設計パラメータの見直しを行うと同時に、設計時には予測し得なかった異状な変形のモードを的確に把握することにある。力学モデルを設定して逆解析を行う場合には変形モードはあらかじめ設定されてしまうため、現場では単にそこに含まれる力学定数の値を逆算するだけになる。いま、計測管理が構造物の施工中の危機管理をも含めるとすれば、逆解析は予想していない変形モードあるいは崩壊モードを把握できるものでなければならないことは言うまでもない。

以上のことから明らかなように、地盤工学における逆解析は単に順解析の逆の計算でないことが理解されよう。さらに、地盤工学における逆解析においては、力学モデルは入力として設定するものではなく、それは、むしろ逆解析の結果、出力として求めるべきものであると言える。

逆解析法の研究において、よく行なわれる方法論として、まず力学モデルを仮定し、荷重や力学定数などの入力データをすべて与えて順解析を行ない、その結



(a) 非弾性ひずみを導入した逆解析結果



(b) 等質等方性弾性体を仮定した逆解析結果

図-3 トンネル周辺に生じた最大せん断ひずみの分布

果得られた応力、ひずみ、変位などを逆解析に対する入力データとして、数学的安定のもとで最初に与えた荷重や力学定数を精度よく逆解析できるアルゴリズムの開発がしばしば試みられる。しかし、この種の研究は逆解析の数学的解の唯一性を検討することはできても、その開発した方法論およびプログラムが地盤構造物の設計・施工の実務に直ちに用いることができるかということについては大いに疑問である。すなわち、この種の研究は、対象とする地盤-構造物系のモデル化が明確にできることが前提である。

しかし、地盤構造物の設計解析においては、地盤-構造物系をいかにモデル化するかが重要な問題であると同時に最も困難な作業である。したがって、上に

述べたようにあらかじめ設定した力学モデルに対して順解析と逆解析を行い、その間に解の唯一性が保証されたとしても、それは数学上の解の唯一性であり、ここでいう力学モデルまでも含めたシステムの中での解の唯一性の保証にはならない。

地盤に係わる構造物、特にトンネルなどの地下構造物においては地山材料の力学的特性はもちろん、不連続面を含む地質構造や地下水の状況、さらには土圧発生メカニズムなどが明確でないため地山のモデル化は容易でない。結局、地盤工学における逆解析においては、地盤の力学モデルそのものを逆解析によって求めるか、あるいは力学モデルを設定しない方法を開発するかのいずれかになる。では、力学モデルを設定

しない逆解析法,あるいは力学モデルを逆解析によって求めるにはどのような方法が考えられるであろうか。それらの方法について次に述べる。

3. 力学モデルを設定しない逆解析法

ここでは,力学モデルを用いない逆解析法の一方法について述べる。

トンネルなどの掘削によって生ずる地盤の変位やひずみは,計測管理として重要な項目である。いま一例として計測変位からトンネル周辺地山に発生するひずみの分布を求めることを考える。もちろん,計測点の数が非常に多い場合には,その測定結果から直ちにひずみ分布を求めることもできるが⁴⁾,一般的には限られた数の測定値から逆解析手法によってひずみ分布を求めることが要求される。ここで述べる方法は,主としてトンネル周辺のひずみ分布を求める目的のために開発したものである³⁾。

一般的に材料に生ずるひずみ $\{\epsilon\}$ は弾性ひずみ $\{\epsilon_e\}$ と非弾性ひずみ $\{\epsilon_{ne}\}$ の和として表わすことができる。すなわち,

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon_e\} + \{\epsilon_{ne}\} \quad (1)$$

したがって,フックの法則は次式のように表わされる。

$$\begin{aligned} \{\sigma\} &= [D]\{\epsilon_e\} \\ &= [D](\{\epsilon\} - \{\epsilon_{ne}\}) \end{aligned} \quad (2)$$

ここで, $[D]$ は弾性応力-ひずみマトリックスであり,ヤング係数とポアソン比のみの関数である。式(2)に基づき有限要素法の定式化を行なうと,掘削問題に対して次の剛性方程式を得る。

$$[K]\{u\} = \{P_o\} + \{P_{ne}\} \quad (3)$$

ここで, $[K]$ はヤング係数とポアソン比のみからなる剛性マトリックス, $\{u\}$ は節点変位を表わす, $\{P_o\}$, $\{P_{ne}\}$ は節点外力であり,それぞれ次のように表わされる。

$$\{P_o\} = \int_v [B]^T \{\sigma_o\} dv - \int_v [N]^T \{p\} dv \quad (4)$$

$$\{P_{ne}\} = \int_v [B]^T [D] \{\epsilon_{ne}\} dv \quad (5)$$

なお, $\{\sigma_o\}$ は掘削部に作用している初期応力, $\{p\}$ は掘削部に作用している重力に起因する体積力を表わす。 $[B]$ はひずみ-変位マトリックス, $[N]$ は形状マトリックスである。なお,式(3)の右辺第2項は,式(5)から分かるように,未知量である非弾性ひずみ $\{\epsilon_{ne}\}$ が含まれているため,これを順解析によって直接解くことはできない。しかし,逆解析においては,節点変位のうちのいくつかは,計測によって既知となる。したがって,それらを入力データとして与えることにより初期応力とヤング係数はもちろん,非弾性ひずみを求めることができる。いま,掘削部が地下深部

にあると仮定すると,式(4)の右辺第2項が無視でき,さらにポアソン比を仮定すると,著者がすでに提案した直接逆解析法に基づく定式化が可能となる⁵⁾。二次元問題の場合,結局次式に帰着できる。ただし,ポアソン比は仮定するものとする。

$$[C] \begin{Bmatrix} \sigma_{x0}/E \\ \sigma_{y0}/E \\ \tau_{xy0}/E \\ \{\epsilon_{ne}\} \end{Bmatrix} = \{u^m\} \quad (6)$$

ここで $[C]$ はトンネルの形状,計測点の位置,およびポアソン比によって定まるマトリックスである。

$\langle \sigma_{x0}/E \ \sigma_{y0}/E \ \tau_{xy0}/E \rangle$ は初期応力とヤング係数の比であり,初期応力パラメータと呼ぶ。 $\{\epsilon_{ne}\}$ は N 個のガウスポイントに対して, $\{\epsilon_{ne}\} = \langle \epsilon_{ne1x} \ \epsilon_{ne1y} \ \gamma_{ne1xy} \cdots \epsilon_{neNx} \ \epsilon_{neNy} \ \gamma_{neNxy} \cdots \epsilon_{neNx} \ \epsilon_{neNy} \ \gamma_{neNxy} \rangle$ と表わされる。 $\{u^m\}$ は計測変位を表わす。いま,計測変位の数が未知数の数より大きい場合は,最小二乗法などの最適化手法を用いることによって式(6)から初期応力パラメータ,および非弾性ひずみを求めることができる。また,計測変位の数が少ないときはノルム最小の手法によって解を得ることができる^{6),7)}。

以上述べたように,非弾性ひずみを用いることによって,力学モデルを仮定することなく,地盤の非弾性的挙動の逆解析が可能となる。また,力学モデルの設定が困難な発破によるゆるみなども含めた逆解析が可能となる。先に示した図-3(a)のトンネル周辺の最大せん断ひずみの分布は,ここで述べた逆解析法によって求めたものである。なお,トンネル周辺地盤に生ずるひずみおよび変位のみに注目するならば,式(6)に示す初期応力パラメータから初期応力とヤング係数を分離する必要はない。しかし,設計に用いた初期応力とヤング係数が妥当であったかどうかを調べるためには,それらを分離しなければならない。いま,地表面が比較的平坦な場合,あるいはトンネルの土被りが十分に大きい場合には,次式のように鉛直方向の初期応力成分が土被り圧に等しいと考えることができ,初期応力とヤング係数の分離が可能となる⁸⁾。

$$\sigma_{y0} = \gamma H \quad (7)$$

ここで γ は単位体積重量, H は土被り高さを表わす。

4. 力学モデルを逆算する方法

3.で述べた方法はトンネル周辺のひずみを求めることを主目的として開発した,力学モデルを設定しない逆解析法である。しかし,計測管理においては,当初設計の見直しが必要になる。その場合は力学モデルが必要となる。すなわち,逆解析によって力学モデルを求めることが要求される。ここではあらかじめ力

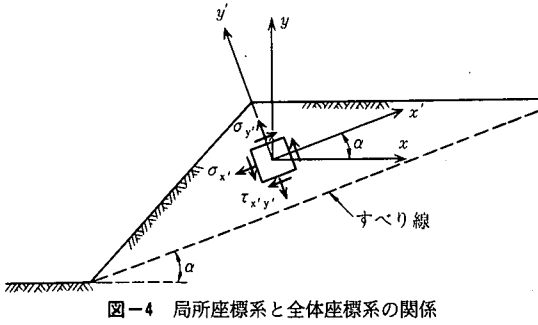


図-4 局所座標系と全体座標系の関係

学モデルを設定した逆解析ではなく、逆解析によって力学モデルを求める一つの方法を示す。

(1) 構成式

いま、斜面を例にとって説明しよう。簡単のために二次元平面問題（平面ひずみ）とする。まず、図-4に示すような局所座標系（ $x'-y'$ ）と全体座標系（ $x-y$ ）を考える。 x' 軸はすべり面と平行な方向にとる。ただし、すべり面の形状は直線である必要はない。いま、局所座標系の応力-ひずみ関係を次式のように与える。

$$\{\sigma'\} = [D']\{\epsilon'\} \quad (8)$$

ここで、

$$[D'] = \frac{E}{1-\nu-2\nu^2} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & m(1-\nu-2\nu^2) \end{bmatrix} \quad (9)$$

E , ν はそれぞれヤング係数およびポアソン比である。 m は材料の損傷を表す最大せん断ひずみに依存するパラメータである。パラメータ m の物理的意味はせん断弾性係数 (G) とヤング係数 (E) の比である。いま、材料にまったく損傷がなければ、 m の値は次のように表わされる。

$$m = \frac{G}{E} = \frac{1}{2(1+\nu)} \quad (10)$$

ここで、 ν はポアソン比である。この時、材料は等質等方の弾性体として挙動する。櫻井はこの m を用いて、材料の変形時の損傷の程度を表わすパラメータとして、次のように定義する異方性損傷パラメータ d を提案した⁹⁾。 d は最大せん断ひずみの関係であり、次のように表わされる。

$$d(\gamma) = \frac{1}{2(1+\nu)} - m(\gamma) \quad (11)$$

ここで、 γ は最大せん断ひずみを表わす。

いま、最大せん断ひずみが増加し、材料内に損傷が発生すると d の値は0から徐々に増加する。すなわち、損傷が大きくなることを意味する。そして、材料が完全に崩壊すると、 d の値は $d = \frac{1}{2(1+\nu)}$ に達する。この

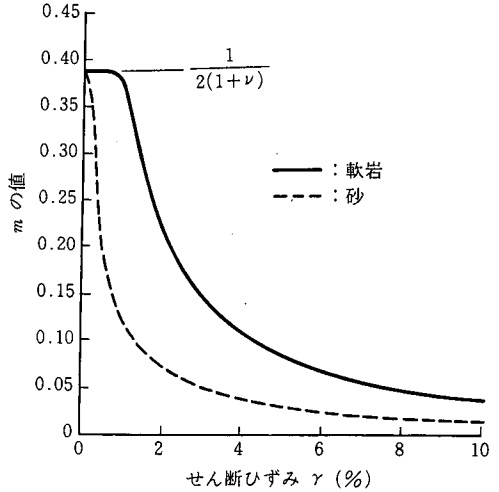


図-5 パラメータ m と最大せん断ひずみの関係

ことから分かるように、式(8)はひずみ依存型の構成式であり、含まれるパラメータ m は最大せん断ひずみの関係である。このパラメータ m と最大せん断ひずみの関係を、砂および軟岩に対して室内実験で求めた結果を図-5に示す¹⁰⁾。

なお、この時の実験結果からヤング係数は材料の損傷とは無関係に常に一定値をとることが明らかにされている。ただし、ポアソン比は精確な測定が困難なため、実験で確かめられてはいないが、ヤング係数とともに弾性定数であることを考慮して損傷と無関係に材料固有の一定値をとるものと仮定する。

なお、式(8)は次式によって全体座標系に変換できる。

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \quad (12)$$

ここで、

$$[D] = [T][D'][T]^T \quad (13)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2\alpha & \sin^2\alpha & -2\sin\alpha\cos\alpha \\ \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & 2\sin\alpha\cos\alpha \\ \sin\alpha\cos\alpha & -\sin\alpha\cos\alpha & \cos^2\alpha - \sin^2\alpha \end{bmatrix} \quad (14)$$

ただし、 α は図-4から明らかのように、全体座標系の x 軸とすべり面の方向との角度である。

(2) 数値シミュレーション

ここではパラメータ m を用いることにより、力学モデルを仮定することなく地盤の非弾性的挙動の逆解析が可能であることを数値シミュレーションによって示す。

図-6に示すような切り取り斜面の問題を考える。いま、図示するように斜面近傍に直線によって分けられる4つの領域を考え、それぞれの領域に m の値を与える。

ここでは、表-1に示すような3つのケースを考え

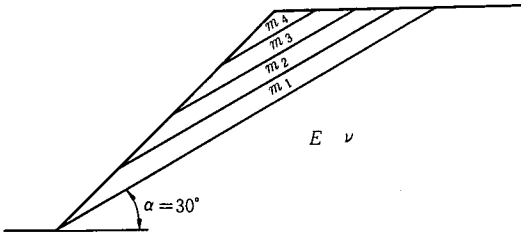
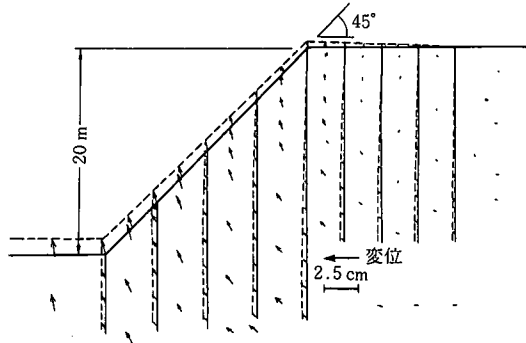


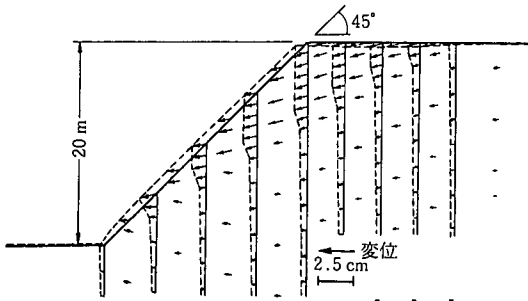
図-6 切り取り斜面に対する数値シミュレーションモデル

表-1 数値シミュレーションに対する入力データ

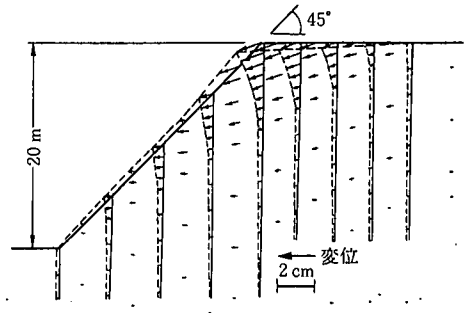
	ケース1	ケース2	ケース3
	弾性	すべり	トップリング
E (MPa)	500.0	100.0	200.0
ν	0.3	0.3	0.3
m_1	0.385	0.005	0.020
m_2	0.385	0.385	0.010
m_3	0.385	0.385	0.008
m_4	0.385	0.385	0.005
σ_{x0} (MPa)	-0.16	-1.08	-1.08
σ_{y0} (MPa)	-0.38	-0.30	-0.30
γ_{xy0} (MPa)	0.11	0.0	0.0



(a) 弾性的挙動



(b) すべり挙動



(c) トップリング挙動

図-7 変位ベクトルの分布図

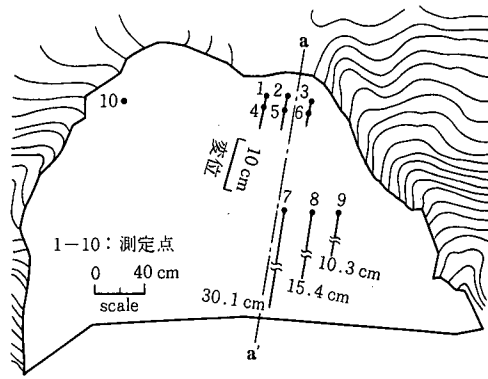
る。ケース1はすべての領域に一定値として m の値 $\frac{1}{2(1+\nu)}$ を与える。したがってこの場合は等質等方性の弾性地盤となる。

ケース2は、領域①のみ m の値を小さくした場合、ケース3は最も上の領域の m の値が最も小さく、深さとともに徐々に大きくなる場合である。これらの3つのケースについて、掘削問題として有限要素法による順解析を行なった。その結果得られた変位ベクトルの分布を図-7に示す。これらの図から明らかなように、ケース1~3はそれぞれ等方弾性、すべり、トップリング

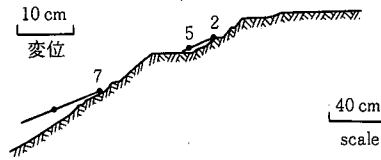
を示している。すなわち、この解析においては力学モデルを仮定することなく、弾性、すべり、トップリングなど、異なる変形挙動を m の値を変化させることによって表現できたことになる。いま、もし、それぞれの領域の m の値が計測結果から逆解析によって求まるなら、斜面に生じている変形のメカニズムが力学モデルを仮定することなく評価できることになる。

(3) 現場への適用例

地盤の非弾性的挙動をパラメータ m によって表現し、それを逆解析によって求める適用例を示す。適用



(a) 平面図



(b) 鉛直断面 a-a'

図-8 GPSの測定点と計測変位ベクトル

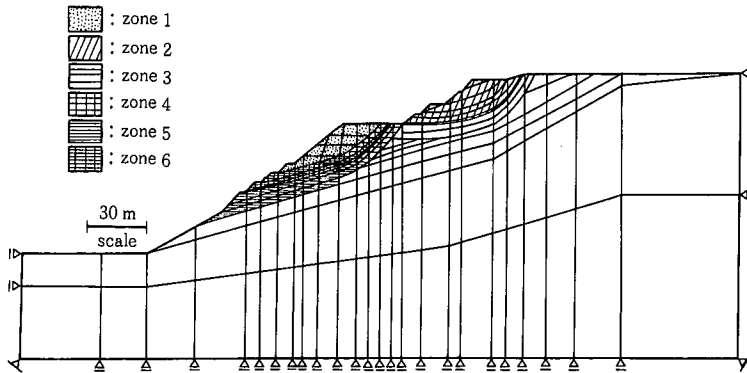


図-9 有限要素メッシュ

例としては長大切取り斜面を考える¹¹⁾。斜面の高さと幅はそれぞれ120mおよび200mである。地質は主として風化砂岩と頁岩の互層から成る。非常に割れ目が発達し、しかもその割れ目には粘土が狭在しているため、掘削中に大きな変位が発生した。その変位をGPSにより測定し、掘削中の斜面の安定性の評価を行なった¹²⁾。

測定点とそれぞれの測定点における計測変位のベクトルを図-8に示す。図-9には逆解析に用いた有限要素メッシュを示す。図において領域1~6は最大せん断ひずみが増大し、損傷が生ずる可能性のある領域である。これらの領域のパラメータ m 、ならびに初期応力とヤング係数を、図-8に示す計測変位と、有限要素解析で得られる計算変位が次式に示す評価関数を最小にするように逆算する。

$$\varepsilon = \frac{\sum_{i=1}^N (u_i^m - u_i^f)^2}{\sum_{i=1}^N u_i^m} \rightarrow \min \quad (15)$$

ここで、 u_i^m と u_i^f はそれぞれ計測点における測定変位と計算変位を表わす。

N は計測変位の数である。逆解析の結果を表-2に示す。次にこれらの逆解析結果を用いて順解析を行なえば、節点変位および要素の最大せん断ひずみを求めることができる。図-10と11にそれぞれ変位ベクトルおよび最大せん断ひずみの分布を示す。これらの図から、この斜面においてはひずみの局所化が生じはじめており、掘削を進めることにより発生するすべりに注意しなければならないことがわかる。

なお、ヤング係数 E とパラメータ m が逆解析によっ

表-2 逆解析の結果

Young's modulus E	94MPa
Unit weight γ (assumed)	19.6kN/cm ³
Poisson's ν (assumed)	0.30
Anisotropic parameter m	
m_1 (zone 1)	0.385 (isotropic)
m_2 (zone 2)	0.360 ($\alpha_2=45\text{deg}$)
m_3 (zone 3)	0.100 ($\alpha_3=35\text{deg}$)
m_4 (zone 4)	0.050 ($\alpha_4=35\text{deg}$)
m_5 (zone 5)	0.012 ($\alpha_5=20\text{deg}$)
m_6 (zone 6)	0.005 ($\alpha_6=20\text{deg}$)
Shear modulus (sliding zone)	
G_4 (zone 4)	4.7MPa
G_5 (zone 5)	1.1MPa
Critical shear strain	
r_{04} (zone 4)	1.0%
r_{05} (zone 5)	1.6%
Internal friction angle	
ϕ (assumed)	25deg
Cohesion	
c_4 (zone 4)	0.30MPa
c_5 (zone 5)	0.11MPa
Factor of safety F_s	1.1

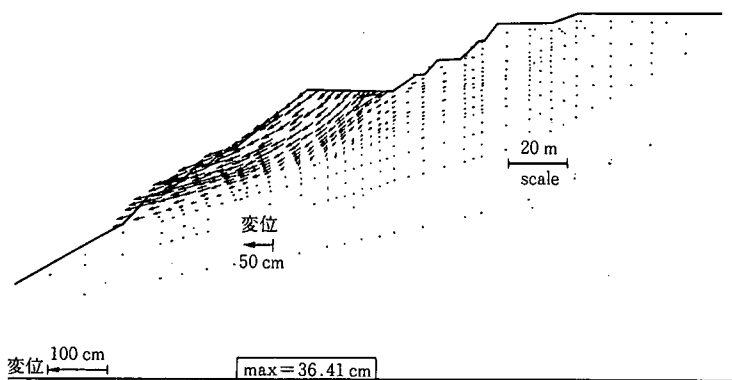


図-10 変位ベクトル

て求められると、せん断弾性係数 G は、

$$G = Em \quad (16)$$

によって求められる。一方、櫻井は限界せん断ひずみ γ_{oc} を

$$\gamma_{oc} = \tau_c / G \quad (17)$$

として定義し、それがせん断弾性係数の関数によって求められることを示している¹²⁾。ここで、 τ_c はせん断強度を表す。

したがって、式(16)と(17)から、

$$\tau_c = G\gamma_{oc} \quad (18)$$

としてせん断強度が求められる。いま、内部摩擦角 ϕ

を仮定すれば粘着力 c は、

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} \tau_c \quad (19)$$

として求められる。 c 、 ϕ が求められると斜面の安全率の計算が可能になる。ここで示した適用例に対し、この方法によって求めた c と ϕ の値、および安全率を表-2に合わせて示す。

通常、斜面の設計における安定計算は強度特性としての c 、 ϕ をインプットデータとして極限平衡法によって行う。そして、斜面の安定性を応力強度に基づく安全率によって評価するのが一般的である。そこでは

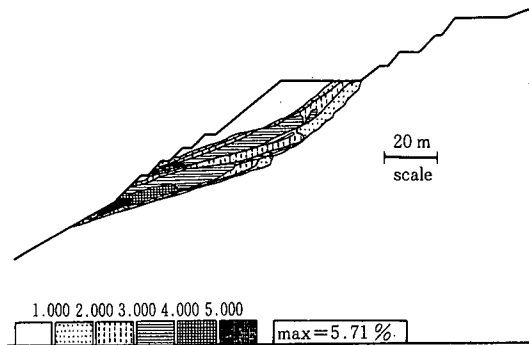


図-11 最大せん断ひずみ

ヤング係数やポアソン比が問題になることはない。このことは斜面の設計において変位を議論することが無いことを意味している。しかし、最近、斜面が長大化し重要度が増すにつれて、掘削中の斜面の挙動を計測管理し、斜面の安定性を評価し、さらに当初設計の見直しを行なう情報化施工が一般的になってきた。しかし、ここで注意しなければならないことは、設計では強度特性の c 、 ϕ を設計パラメータとして用いているが、計測管理においては、伸縮計、傾斜計、さらには測量などすべてが変位計測である。すなわち、変位計測値からは変形特性(ヤング係数など)は容易に逆算されるが、強度特性の逆算は容易でない。

ここで示した逆解析法は、変位計測の結果から掘削中の斜面の挙動(弾性、すべり、トップリング)を非常に早い段階で判定し、さらに強度特性としての c 、 ϕ を求めることにより、当初設計で用いたそれらの値の見直しが可能となる。すなわち、ここで示した方法を用いることによって、掘削過程における斜面の変形のメカニズム、ならびに安全率をリアルタイムで把握し工事を進めることができる。

5. 結 び

本論文においては、まず逆解析の定義を行ない、そのうえで地盤工学における逆解析の問題点について述べた。特に入力データと出力(結果)の間には、一般に仮定(力学モデル)が入るため、解の唯一性が保証されないことを強調した。この問題を解決するためには、地盤材料の特性を含め、地盤—構造物系の力学モデルを仮定するのではなく、逆解析によってそれを求めなければならない。その方法論として、本論文では二つの方法について述べた。

その一つは力学モデルを設定することなく地盤の非弾性的挙動を計測変位から逆算するものである。この方法はトンネル周辺のひずみ、変位分布を求めるのに適している。この方法によれば、非弾性ひずみを導入することにより、簡単な有限要素法の定式化のもと

で、初期応力、弾性係数、ならびに非弾性ひずみを線形計算によって逆算することができる。そして、求められた初期応力、弾性係数、ならびに非弾性ひずみをインプットデータとして順解析を行なえば、地盤の変位、およびひずみの分布が求められる。この方法では力学モデルをまったく用いないため、求められる変位、およびひずみの分布には発破や重力の影響によって生ずる地盤のゆるみも含めた逆解析が可能となる。なお、この方法は特にトンネルや地下空洞周辺の変位やひずみの分布を求めるのに適している。

他の一つは、地盤の非弾性的挙動が材料に発生する損傷に起因するとの考えに基づき、損傷の程度を表わすパラメータ m を導入し、それを変位計測の結果から逆解析によって求めようとするものである。この逆算された m の値によって地盤に発生するひずみの局所化も含めた非弾性的挙動の逆解析が可能となる。斜面の場合には、それが弾性状態にあるか、あるいはすべり面の発生が見られるか、さらにはトップリングの傾向にあるのかを変位計測の初期の段階で把握することができる。また、限界せん断ひずみを導入することによって、逆算されたパラメータ m から強度特性としての c 、 ϕ を求めることが可能である。すなわち、斜面の掘削中に計測される変位から、安全率を評価することができる。

いずれにしても、ここで示した方法は力学モデルをあらかじめ規定するのではなく、あくまでもそれを計測値に基づき逆解析によって求めようとするものである。

情報化施工における逆解析においては、力学モデルは仮定するのではなく、逆解析によって求めなければならないことを重ねて強調する。

参考文献

- 1) Cividini, A., Jurina, L. and Gioda, G.: Some Aspects of "Characterization" Problems in Geomechanics, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 18, pp.487~503, 1981.
- 2) Gioda, G. and Sakurai, S.: Back analysis procedures for the interpretation of field measurements in geo-mechanics, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., vol. 11, pp.555~583, 1987.
- 3) 桜井春輔, 川嶋幾夫, 血海章雄, 芥川真一: 地盤の非弾性挙動の逆解析, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp.133~140, 1994.
- 4) 桜井春輔: トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第317号, pp.93~100, 1981.
- 5) 桜井春輔, 武内邦夫: トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集, 第337号, pp.137~145, 1983.
- 6) 桜井春輔, 芥川真一, 徳留 修: ノルム最小化法に基づく非弾性ひずみの逆解析, 土木学会論文集, No.517/III-31,

pp.197~202, 1995.

- 7) Gao, Z. and Mura, T. : Non-elastic Strains in solids—
An inverse characterization from measured boundary
data, Int. J. Eng. Sci., vol.30, No. 1, pp.55~68, 1992.
- 8) Sakurai, S. and Takeuchi, K. : Back analysis of
measured displacements of tunnels, Rock Mechanics
and Rock Engineering, vol. 16, pp.173~180, 1983.
- 9) Sakurai, S., Hiraoka, A. and Hori, K. : Strain-induced
damage of rocks, Proc. 3rd Int. Conf. on
Mechanics of Jointed and Faulted Rock (MJFR-3),
Wien, pp.21~27, 1998.
- 10) Sakurai, S. : Determination of Strength Parameters
of Rocks by a Back Analysis of Measured
Displacements, Regional Symposium on Sedimentary
Rock Engineering, Taipei, pp.3~9, 1998.
- 11) 桜井春輔, 清水則一, 血海章雄, 古谷茂也 : GPSによる切
り取り斜面の変位測定, 土木学会論文集, No.475/III-24,
pp.137~142, 1993.
- 12) Sakurai, S. : Assessment of cut slope stability by
means of back analysis of measured displacements,
Proc. Int. Sympo. Assessment and Prevention of
Failure Phenomena in Rock Engineering, Istanbul,
pp.3~9, 1993.

(2000.1.5 受付)