

砂質地山トンネルの掘削に伴う地盤物性定数の逆解析

ESTIMATION OF DESIGN PARAMETERS FOR SANDY GROUND TUNNEL
DURING THE EXCAVATION PHASE

小嶋啓介*・足立紀尚**・荒井克彦***

By Keisuke KOJIMA, Toshihisa ADACHI and Katsuhiko ARAI

Described is a numerical procedure to back-analyze the non-linear constitutive parameters for joint elements in simulations of particular discontinuities occurring in sandy ground during tunnel excavations. In this paper, hyperbolic stress-strain relation is adopted in the direction tangent to the joint. Thus, with observed initial displacements in an earth tunnel excavation the proposed procedure enables to make predictions of future settlements and the safety factor against failure. Firstly, the proposed procedure is verified with hypothetical case studies. Subsequently, the procedure is applied to actual case studies and comparisons are made with analysis results based on parameters obtained in laboratory experiments.

Keywords: back analysis, field measurements, tunnel, FEM, joint element

1. 序 論

近年、都市トンネルはもとより、山岳トンネルにおいても土被りの浅い未固結地山中に施工される機会が増加している。トンネルに限らず近年の土木構造物は、地盤条件の必ずしも良好でない地域、あるいは既設の重要構造物、住宅密集地に近接した地域での施工を余儀なくされている。したがって、その施工に伴う破壊安全率ならびに変位・変形量の、より厳密な管理が求められている。

地盤の応力・変形問題、土中水の浸透問題などを解析的に予測しようとする場合、技術者は次の2種類の問題に直面する。一方は解析方法あるいは問題のモデル化に関するものであり、解析手段、地盤の構成式、ひずみレベルの選択などが挙げられる。他方は主に入力データに関する問題であり、地盤内の幾何学的形状、初期応力、地盤物性定数などの決定が挙げられる。これらの問題が解決されることによって、正確な予測解析が可能となるのであるが、そのうち後者に関するもの、特に現地盤の

物性定数を正確に把握することは非常に難しい。一般に、現地盤から得られる情報は、その挙動を十分な精度で予測するのに十分であることはまれである。近年、その情報の欠如を補うために、工事施工の初期段階に一連の計測を行い、その結果に基づいて施工を進める観測工法が普及しつつある。トンネル工事におけるNATMは、その代表的なものであるといえる。

一方、観測データの合理的かつ積極的な利用法の1つとして、いわゆる逆解析に関する研究も広く行われている。Gioda¹⁾は有限要素法などの数値解析法を利用して、現場観測データから地盤物性定数などを推定する方法を、逆定式化法(inverse problem method)、直接法(direct method)、統計法(statistical method)の3種に分類している。逆定式化法に関する研究として、桜井・竹内²⁾は、等方線形弾性と仮定した地盤の弾性係数と初期応力の推定を試み、さらに桜井ら³⁾は、その方法を境界要素法を用いた三次元問題にまで拡張した。また久武⁴⁾は直接法を併用し、覆工内面変位より地山の弾性係数と解放応力の推定を行っている。これらの研究に対し、荒井・片瀬⁵⁾は、汎用性のある直接法を用いることにより、拘束圧依存性のない非線形構成モデルを規定する、変形係数と強度定数を推定する方法を提案している。

本論文では砂質地盤、節理性岩盤などの不連続的変形

* 正会員 工修 徳島大学助手 工学部建設工学科
(〒770 徳島市南常三島町2-1)

** 正会員 Ph.D. 工博 京都大学教授 工学部交通土木工学教室
(〒606 京都市左京区吉田本町)

*** 正会員 工博 福井大学助教授 工学部建設工学科
(〒910 福井市文京3-9-1)

挙動が卓越する地盤に、土被りの浅いトンネルを掘削する問題を対象とし、現場観測変位を用いて、地山全体の平均的変形係数と強度定数を推定する方法を検討する。これにより、施工時に比較的容易に計測し得る地点の変位を通して、拘束圧依存性のある非線形構成モデルを推定することが可能となり、以後の破壊安全率ならびに変位・変形量の定量的な評価をしつつ、施工することが可能となるものと考えられる。

2. 解析手法

本論文では土被りの浅い砂質地山あるいは節理性岩盤にトンネルを掘削する問題を中心に扱うが、その際、二次元平面ひずみ問題に限定する。地盤内に生じるすべり面などでの不連続的挙動を、解析でいかに表現するかは重要な問題である。ここでは、有限要素法の枠内で扱え、材料物性を直接的に導入できる Goodman らのジョイント要素⁶⁾を導入した有限要素解析を用いる。先の論文⁷⁾において、未固結地山中にトンネルを掘削する問題に対し、関連および非関連流動則による弾塑性連続体解析、ジョイント要素解析などいくつかの解析法の比較を行った。その結果、未固結地山を連続体要素とジョイント要素でモデル化し、ジョイント要素をトンネル壁面に対し $45^\circ - \phi/2$ で交わり、地盤中に放物線状に広がる位置に配置することにより、不連続的な地山挙動を良好にシミュレート可能であることを確認している。

(1) ジョイント要素の応力-ひずみ関係

従来、ジョイント要素のせん断方向の応力-ひずみ関係は、Mohr-Coulomb の規準を用いた弾-完全塑性型が多く利用されてきた。しかし逆解析を行う場合は、応力のみをパラメーターとして剛性を変化させる構成式は次のような理由から使えない⁵⁾。すなわち、有限要素法などによって計算される応力は、幾何学的条件・載荷条件などに比較して、弾性係数などの変形係数には鈍感である。このため、応力だけに依存する構成モデルを用いた場合は、少なくとも本逆解析法のように、応力-ひずみ関係を表わす物性定数での微分操作が必要な方法では勾配が確定できず、変形係数の逆算が困難となる。したがって、ここでは図-1 に示すように、ジョイントせん断変位をパラメーターとする双曲線型のモデルを用いる。このモデルは参考文献5) に挙げたモデルの考え方に基づくものであり、有限要素法で増分法を適用するための接線せん断剛性係数は次式で表わされる。

$$k_s^t = \frac{k_s^i s^2}{(s + k_s^i |u|)^2} \sigma \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 k_s^i ：ジョイント要素の接線せん断剛性係数、 k_s^i ：図-1 の初期勾配（初期せん断剛性係数）、 s ：せん断強度比、 $|u|$ ：ジョイントせん断変位の絶対値を示す。

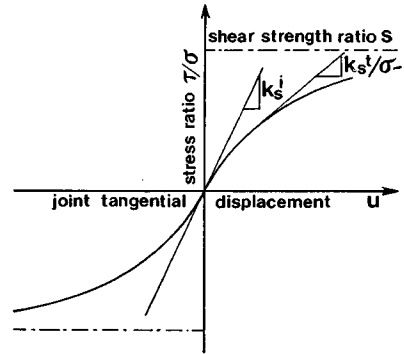


図-1 ジョイント要素の応力比-ジョイントせん断変位関係

また、図-1 の τ はジョイントのせん断応力であり、式 (1) の σ を次のように考えることにより、式 (1) は3通りの応力-ひずみ関係を表わすことになる。

- モデル a : $\sigma = \sigma_{unit}$: ジョイントの垂直単位応力
 - モデル b : $\sigma = \sigma_N^0$: ジョイントの初期垂直応力
 - モデル c : $\sigma = \sigma_N$: ジョイントの垂直応力
- (1)'

ここで、3通りの構成モデルを導入したのは、次節で述べるように、接線せん断剛性係数が応力によって変化するモデル（モデルc）を用いた場合の、本逆解析法の物性定数推定の可能性を確認するためである。なお、粘着力の項を無視した場合、モデルcでは $s = \tan \phi'$ とみなすことができる。一方、ジョイント要素の垂直方向の応力-ひずみ関係は、圧縮方向には剛体、引張方向には強度をもたないと近似する。したがって、ジョイント要素の応力-ひずみ関係を決定する物性定数は、初期せん断剛性係数 k_s^i とせん断強度比 s の2個となる。

(2) 逆解析問題の定式化

前述のように砂質地盤、節理性岩盤などの不連続性地盤の挙動解析手法としては、連続体要素、はり要素、トラス要素、ジョイント要素を用いた有限要素法解析を用いるが、これらのうち、はりおよびトラス要素は人工材料であるため、その物性定数は既知とし、連続体要素は線形弾性と仮定する。したがって問題は、トンネル掘削工程ごとに対象地盤のいくつかの地点で計測された計測変位と、解析変位の誤差の二乗和を最小とする連続体要素の弾性係数 E とポアソン比 ν 、ならびにジョイント要素の初期剛性係数 k_s^i 、せん断強度比 s を探索する最適化問題として次のように定式化される。

目的関数： $J = \sum_i^{N_i} \sum_n^{N_n} (u_n^i - U_n^i)^2 \rightarrow \text{minimum} \dots \dots (2)$

制約条件： $E > 0.0, 0.0 < \nu < 0.5$
 $k_s^i > 0.0, s > 0.0$

..... (3)

ここに、 u_n^i ：物性定数を仮定し有限要素法で計算した、

解析ステップ i , 節点 n の計算変位, $U_n^i: u_n^i$ に対応する現場観測変位, N_i : 解析ステップ数, N_a : 変位の観測数を示している. 目的関数としては式 (2) 以外にも増分変位を用いるもの, 計算変位と観測変位の商をとるものなども考えられるが, 式 (2) の形は各観測値の重みが均等でないという短所があるものの, 安定して解が得られるという点では優れているようである⁵⁾. 最適物性定数の探索手法としては, 数理計画法における共役勾配法⁸⁾を用いているが, その詳細は省略する. ただし, 構成モデル c を用いた場合に, 目的関数の物性定数による勾配計算では, 応力は物性定数に依存しないと仮定している.

3. 仮想地盤に関する適用結果

本逆解析法の有効性を検討するため, 物性定数を仮定して有限要素法による解析を行い, 得られた計算変位のうち, いくつかの節点での値を観測変位として与え, 本逆解析法を適用し推定された物性定数と, はじめの計算に用いた物性定数の値と比較することにより, 逆解析精度の確認を行う. ただし, ポアソン比は解析結果に与える影響が小さく, 値のとり得る範囲も小さいため, 以下の適用例においては既知としている. したがって, 推定される物性定数は連続体要素の弾性係数 E , ジョイント要素の初期せん断剛性係数 k_s^i , せん断強度比 s の3個となる.

(1) 適用例-1

前節で述べたように, 接線剛性係数に応力依存性を導入した場合は, 逆解析が困難となる可能性があるため, 次の例により構成モデルに応力依存性を導入した場合の, 本逆解析法の適用性を確認する. 解析対象は直接せん断試験を想定したモデルであり, 式 (1) 中の拘束圧 σ の影響を明確にするために, せん断荷重とともに鉛直荷重も5段階で載荷されるものとする. 図-2は有限要素分割図であり, 要素③がジョイント要素である. 図中の黒丸印は水平変位 U , 白丸印は鉛直変位 V の観測節点を示している. また, 表-1には拘束圧依存性がないモデル a と依存性のあるモデル c を用いた場合の物性定数と初期応力を示す. これらの値は, 2種の構成モデルの初期剛性が等しくなるように選んだものである. モデル a とモデル c の構成関係を用いて, 計算された図-2に示す節点の変位を観測データとして与え, 逆解析を行った結果をそれぞれ図-3に示す. 図より明らかなように, 応力-ひずみ関係に拘束圧依存性を導入した場合も, 拘束圧依存性のない場合と同様に, 地盤物性定数が精度よく推定されている. これらの逆解析結果から, モデル c のように拘束応力が変化することにより, 接線剛性係数が変化する場合においても, ひずみが主動的な役

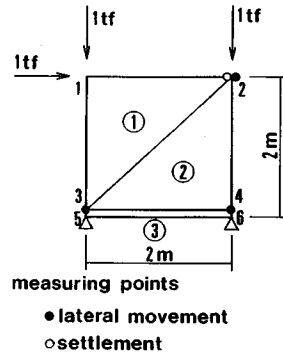


図-2 適用例-1の有限要素モデルおよび変位の観測位置

表-1 適用例-1の地盤物性定数 (1 tf/m²=9.8 kP)

	Model-a	Model-c
Young's modulus E (tf/m ²)	10000.0	
Poisson's ratio ν	0.2	
initial tangent modulus of rigidity k_s^i (1/m)	100.0	100.0
shear strength ratio s	0.7	0.7 ($\phi^i=35^\circ$)
initial stress σ_N^0 (tf/m ²)		1.0

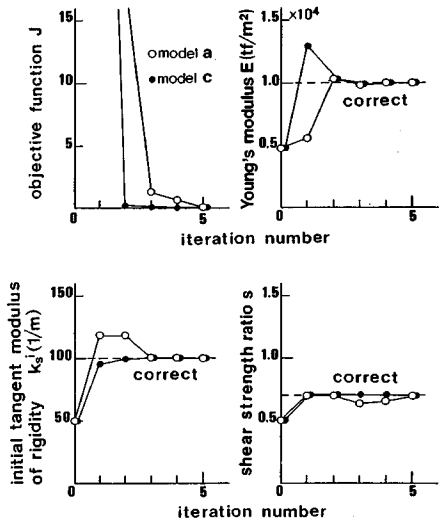


図-3 適用例-1のモデル a ならびにモデル c の収束状況 (1 tf/m²=9.8 kP)

割を演じているため, 逆解析が可能であることが確認されたので, 以下の例ではモデル c を用いる.

(2) 適用例-2

第2の例は砂質地山に, 土被りの小さいトンネル掘削が行われる場合を想定したモデルである. 図-4に有限要素分割図と変位の観測節点が示すが, 太い線で示した部分にジョイント要素を配置している. また, 計算に用

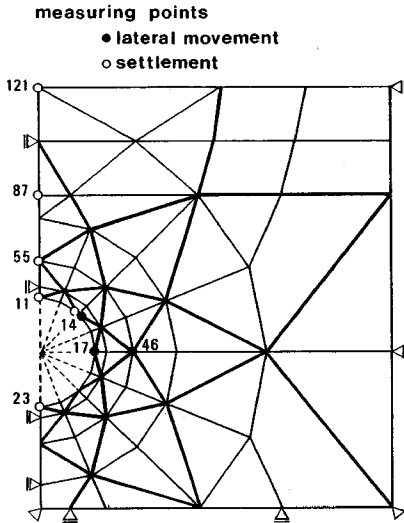


図-4 適用例-2の有限要素モデルおよび変位の観測位置

表-2 適用例-2の地盤物性定数 (1 tf/m²=9.8 kP)

Young's modulus E (tf/m ²)	260.0
Poisson's ratio ν	0.3
initial tangent modulus of rigidity k_s^i (1/m)	50.0
shear strength ratio s	0.5 ($\phi \approx 27^\circ$)

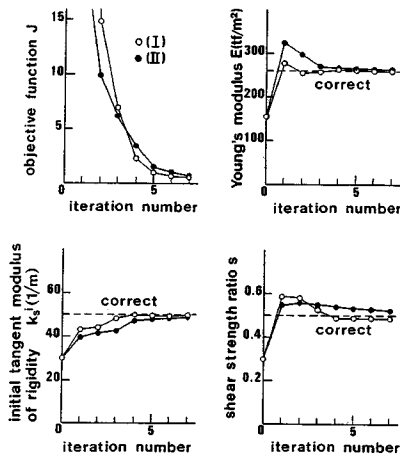


図-5 適用例-2ケース1の収束状況 (1 tf/m²=9.8 kP)

いた地盤物性定数を表-2に示す。トンネルの掘削のシミュレーションは、トンネル上半にあたる要素の応力を3段階で、下半の要素の応力を2段階で解放することによって行った。

a) ケース1 最初の例は、全断面掘削終了時における逆解析を想定したものであり、観測変位は掘削開始時から終了時までの5ステップの変位が、経時的に観測

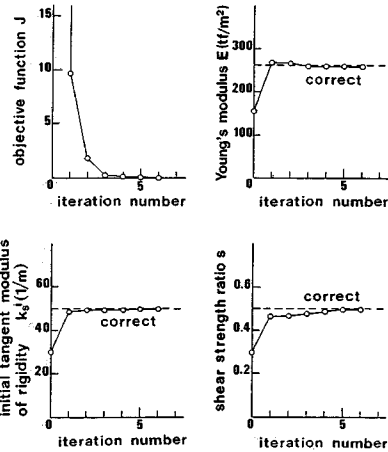


図-6 適用例-2ケース2の収束状況 (1 tf/m²=9.8 kP)

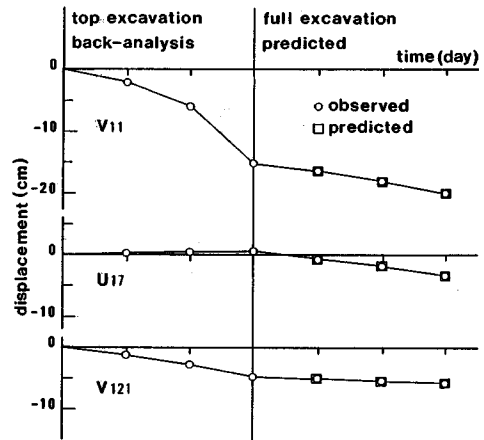


図-7 適用例-2ケース2の予測変位

されるものとする。図-4に示すすべての地点の変位を与えた場合(ケース1-I)の逆解析結果を図-5に示すが、正確な値が推定されている。なお同図には、実際のトンネルの施工時においても、容易に計測可能である内空変位 U_{17} 、 V_{11} 、 V_{23} および地表面沈下 V_{121} を与えた場合(ケース1-II)の結果も示すが、良好な推定値が得られている。

b) ケース2 上半を3段階で掘削した時点までのデータを与えた場合で、観測変位としては、ケース1-Iの場合と同様の位置のデータを与えている。逆解析結果を図-6に示すが、この場合も良好な値が得られている。図-7は上半掘削終了時において逆解析された物性定数による、以後の予測計算変位と観測変位の比較である。これらの結果より、工事施工中に比較的容易に観測できるデータに対し、本逆解析法を適用することにより、以後の変位予測・破壊管理が可能になるものと考えられる。

4. 実地盤に対する適用例

対象工事は千葉県北総線栗山トンネルの愛宕工区であり、解析断面は高砂駅起点3860mの地点である。トンネル掘削対象地質は、千葉県一帯に広く分布する成田層とよばれる洪積砂層(D₆₁層)で、粒径のそろった均一で固結度の低い細砂層である。土被りが5mから15mであり、典型的な未固結地盤中の被りの浅い都市トンネルである。表-3は室内土質試験などから求められた、対象地盤の物性定数の一覧である。自然状態での地下水位はトンネルクラウン部付近であるが、施工時に地下水位を下げていたので、本解析においては地下水の影響を無視する。さらに、地山の初期応力は単位体積重量γ、土被り厚H、および静止土圧係数K₀によって規定されるものと仮定した。ただし静止土圧係数はK₀=ν/(1-ν)として求めた。図-8に有限要素分割図と変位の観測地点を示すが、太い線で示した部分にジョイント要素を配置している。三次元解析でないためトンネル掘削を正確にシミュレートできないが、ここでは図-9に示すとおり、支保工を建て込みながら、上半掘削部分の要素の応力を3段階、下半掘削部分の要素の応力を2段階で除去することにより、掘削をシミュレートした。また、内空変位は切羽が完全に通過してからしか計測されていないので、付録に示す方法により、切羽到達以前

表-3 土質試験から求めた成田層の諸物性 (1tf/m²=9.8kP)

Narita Group (sand)			
gradation (%)		unit weight (tf/m ³)	1.779
gravel	0.2	Young's modulus (tf/m ²)	2300.0
sand	90.8	Poisson's ratio	0.33
silt	6.0	cohesive strength(tf/m ²)	2.10
clay	3.0	angle of shear resistance (°)	35°54'
uniformity coefficient	2.2		

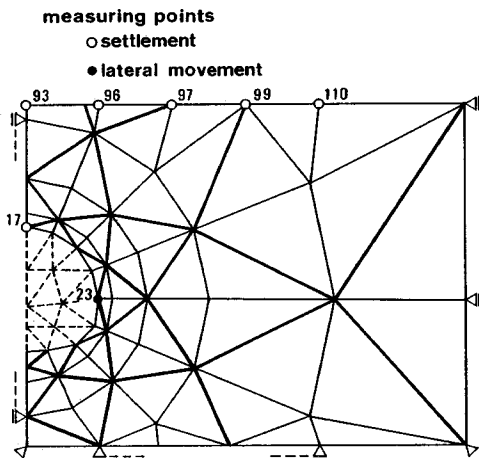


図-8 解析断面の有限要素分割図および変位の観測位置

の値を推定した観測変位を用いた。なお、この解析例においては、連続体要素の弾性係数はE=E₀×σ'_m (E₀は剛性を表わす係数、σ'_mは連続体要素の平均有効応力)で表わされるものと仮定している。

本適用例においては、ジョイント要素を用いない場合の逆解析も行い、ジョイント要素を用いた場合との比較を行っている。ただし、ジョイント要素を用いない場合に連続体要素を線形弾性とすると、局部的な降伏などを表わすことが不可能であるため、非線形応力-ひずみ関係を用いる。用いた構成モデルはせん断ひずみをパラメーターとする、平均有効応力に依存する双曲線型のもので、有限要素法で増分法を適用するための接線せん断剛性係数G_tは次式で表わされる⁵⁾。

$$3 G_t = \frac{3 G_t s_f^2}{(s_f + 3 G_t \epsilon)^2 \sigma'_m} \left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots (4) \\ \epsilon = [2/3(\gamma_{ij} \gamma_{ij})]^{1/2} \end{array} \right\}$$

ここに、G_t:初期接線剛性係数、s_f:連続体要素のせん断強度比、σ'_m:平均有効応力、γ_{ij}:偏差ひずみテンソルである。

図-10は全断面を掘削した時点までの観測データを用い、ポアソン比を0.33に固定した場合の逆解析結果である。同図には三軸試験などから得られた物性定数も示しているが、実験値は弾性係数は小さく、強度定数は

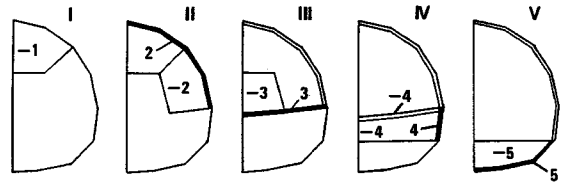


図-9 トンネル掘削のシミュレーション (マイナスは除去)

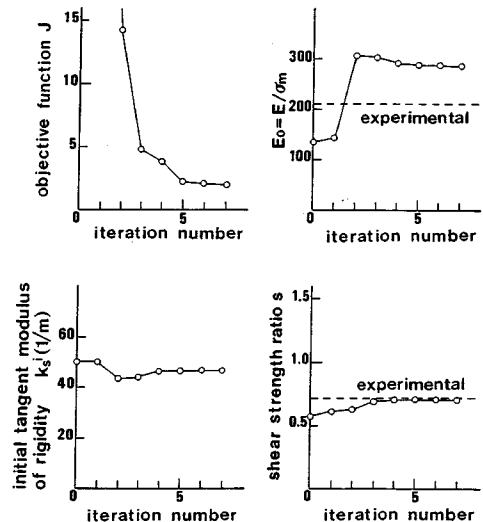


図-10 全断面掘削時の収束状況 (1tf/m²=9.8kP)

非常に近い値となっている。ただし、弾性係数は対象地盤の中間深さでの比較であり、強度定数は $s = \tan \phi'$ として計算した値での比較である。図-11は全断面掘削時の地表面沈下の観測値と、推定された物性定数による解析値との比較である。図-11には土質実験より求めた物性定数による解析変位も示してあるが、実験によって得られた物性定数は過大な計算値を与えている。また、図-12は全断面掘削時の等変位線であり、(a)はジョイント要素を用いたもの、(b)は連続体要素のみによるものである。一方、図-13は先の論文⁷⁾で示した、アルミ棒積層体によるモデル実験において土被りの条件が

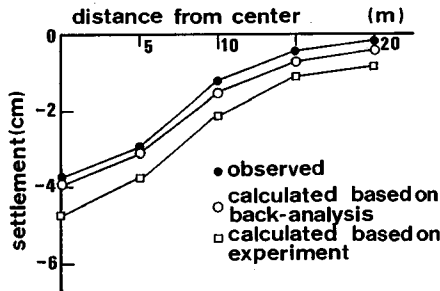


図-11 地表面沈下量の比較

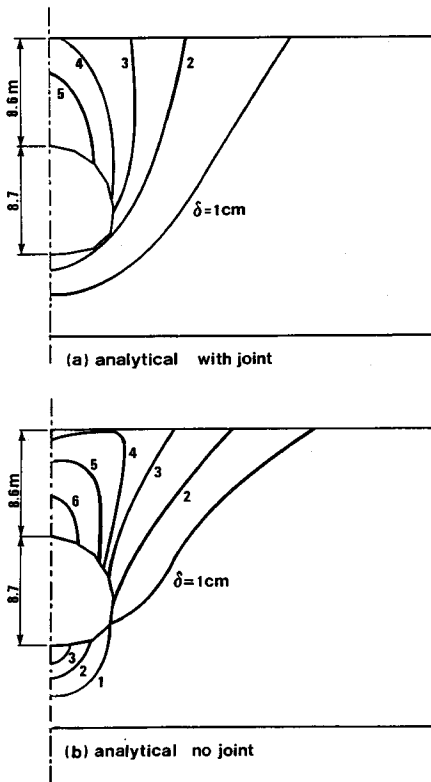


図-12 全断面掘削時における等変位線、(a)ジョイント要素解析、(b)連続体要素解析

ほぼ等しい場合のものである。図-12と13よりジョイント要素を用いて逆解析された物性定数による解析値は、未固結地山中のトンネル掘削時の変形モードを、連続体要素のみによる場合よりも、より良好にシミュレートしているといえる。図-14は推定された物性定数に

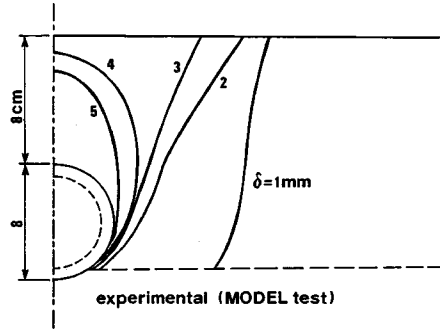


図-13 全断面掘削時における等変位線、土被り条件の等しいモデル実験値(トンネル内径を8mm縮小させた時点)

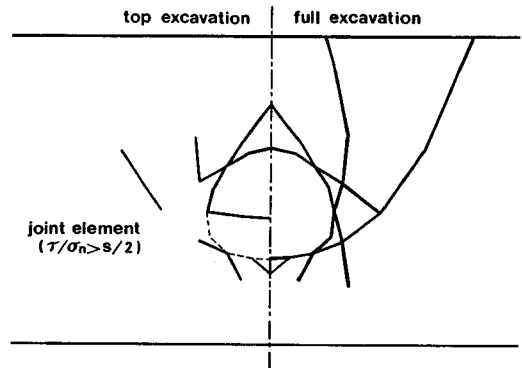


図-14 応力比 τ/σ_n がせん断強度比 s の1/2を越えたジョイント要素

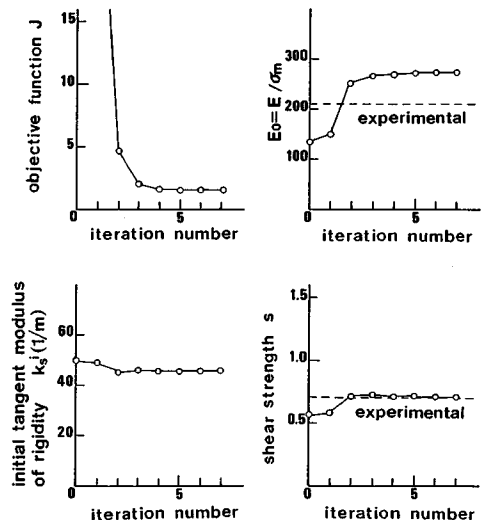


図-15 上半掘削時の収束状況 ($1 \text{ tf/m}^2 = 9.8 \text{ kP}$)

よる解析の、上半掘削時と全断面掘削時において、応力比 τ/σ_n がせん断強度比 s の $1/2$ を越えたジョイント要素を示している。なお、この解析において応力比がせん断強度比に達した要素は存在せず、緩みを抑えた施工がなされたものと考えられる。以上の結果より、本逆解析法によって推定された地盤物性定数は、砂質地盤の不連続的な変形挙動を良好にシミュレートしていると考えられる。

図-15は上半掘削終了時までの観測変位による逆解析結果であり、図-16は図-15の結果を用いた、全断面掘削時の地表面沈下の予測計算値と観測値の比較である。図-16には連続体要素のみによって逆解析された物性定数による予測値も示しているが、この場合もジョイント要素を用いた解析の方が、現地盤の不連続的な地表面変位を、連続体要素のみによる解析よりも良好な結果が得られているが、その差はわずかである。これは、上半掘削終了時では、変形量が低く抑えられており、不連続的な挙動が顕著に現われていないためと考えられる。図-17は図-15の結果を用いた上半掘削以降の予測経時変位である。これらの結果より、本逆解析法をトンネル掘削の初期段階に適用することにより、以後の破壊安全率ならびに変形量の定量的な予測が可能となるものと考えられる。ただし、予測精度の向上のためには、さらに細かい要素分割と多くのジョイント要素の導入が

必要であると思われる。

5. 結 論

本論文では、現地盤における計測変位から砂質地山など不連続的な変形挙動が卓越する地盤の、変形係数ならびに強度定数を求めることができる逆解析法を定式化した。また、仮想地盤に対する数値シミュレーションを行い、本逆解析法の有効性を確認するとともに、実際の砂質地山中のトンネル掘削に対し、本逆解析法を適用した結果、以下の知見を得た。

(1) ジョイント要素の構成関係として3種の双曲線型の応力-ジョイントせん断変位関係を仮定し、仮想モデル地盤に対し逆解析を行った結果、構成関係に拘束圧依存性がある場合においても、勾配計算において応力が地盤物性定数にほとんど依存しないと仮定することによって、変形係数と強度定数が逆解析可能であることを示した。

(2) (1)により、地盤の変形係数だけでなく、強度定数(内部摩擦角)も推定可能となる。

(3) 本逆解析法を仮想地盤モデルに適用した結果、比較的計測が容易な少数の地表面変位、あるいはトンネル内空変位を与えることにより、正確な推定値が得られることを確認した。

(4) 本逆解析法をトンネル掘削の初期段階に適用することにより、以後の設計・施工を合理的に行うことが可能となる。

(5) 実際の土被りの浅い砂質地山トンネル施工時の計測データに対し、本方法を適用した結果、実地盤においてもその挙動を良好にシミュレートできる物性定数が逆解析可能であることを示した。

(6) 連続体要素のみによる解析法に比較して、ジョイント要素を用いた解析法の優位性は明らかである。

今後、地下水を考慮可能とするとともに、施工中の多数の実験工事に本逆解析法を適用し、妥当性や有効な利用法を検討していく方針である。

最後に、現場計測データを提供して下さいました日本鉄道建設公団の皆様に感謝の意を表します。

付 録

図-A・1は、横山・高瀬⁹⁾によって報告された栗山トンネルに隣接したトンネルの観測値を平均化したものであり、上半切羽の進行に伴う地表面沈下を切羽通過後3D(Dはトンネル直径)での沈下量で除した値の経時変化の模式図である。栗山トンネルの場合、天端変位は上半切羽通過後およそ1Dからしか計測されていないので、以後に観測される変位は全体の3割とし、切羽到達以前からの全変位量を図-A・1を用いて外挿し、観測変

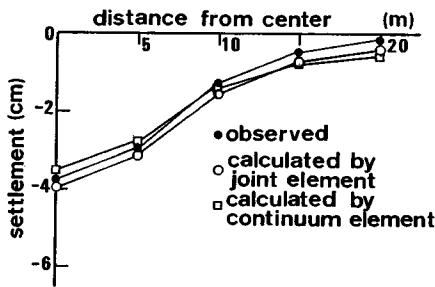


図-16 予測地表面沈下の比較

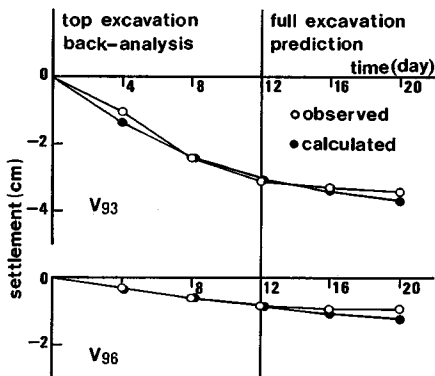


図-17 地表面沈下の予測経時変化

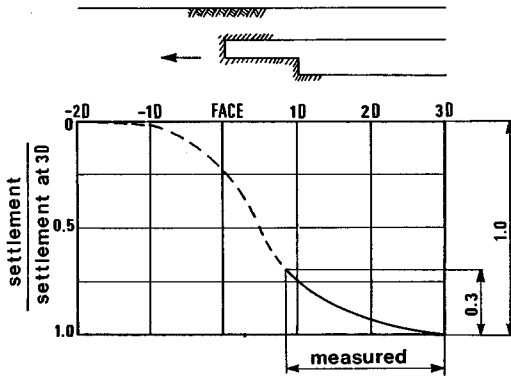


図-A-1 切羽の進行に伴う変位の経時変化

位とした。内空変位についても同様の処置によって観測変位を外挿した。

参考文献

- 1) Gioda, G. : Some remarks on back analysis and characterization problems in geomechanics, Proc. 5th International Conference on Numerical Method in Geomechanics, Vol.1, pp.49~61, 1985.
- 2) 桜井春輔・竹内那文：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.137~145，1984.
- 3) 桜井春輔・清水則一・壺内達也：地下空洞における計測変位の境界要素法による三次元逆解析法，土木学会論文報告集，第382号，pp.55~61，1987.
- 4) 久武勝保：トンネルにおける三次元逆解析法の開発，土木学会論文報告集，第376号，pp.259~265，1986.
- 5) 荒井克彦・片瀬貴文：トンネル内空変位計測に基づく地盤変形・強度定数の推定，土質工学会論文報告集，Vol.24, No.2, pp.171~179, 1984.
- 6) Goodman, R.E. and St. John, C. : Finite Element Analysis for Discontinuous Rocks, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C.S. and Christian, J.T., Eds., McGraw-Hill, New York, pp.148~175, 1977.
- 7) 足立紀尚・田村 武・八島 厚・上野 洋：砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究，土木学会論文報告集，No.358, pp.47~52, 1985.
- 8) Fletcher, R. and Reeves, C.M. : Function minimization by conjugate gradient, Computer Journal, Vol.7, pp.149~154, 1964.
- 9) 横山 章・高瀬昭雄：土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動，土木学会論文報告集，第352号，pp.79~88，1984.
- 10) 藤森房司・田代美樹男・木村 宏・木村光夫：土被りの浅い砂質地山における安全管理方法，土と基礎，Vol.34, No.2, pp.45~52, 1986.
- 11) Arai, K., Ohta, H. and Kojima, K. : Estimation of nonlinear constitutive parameters based on monitored movement of subsoil under consolidation, Soils and Foundations, Vol.27, No.1, pp.35~49, 1985.

(1988.8.29・受付)