

弾塑性トンネル掘削解析における地山弾性パラメータの早期推定法に関する検討

新潟大学大学院自然科学研究科	学生会員	滝沢 壮太
新潟大学工学部	正会員	阿部 和久
株式会社福田組	正会員	若月 和人
株式会社福田組	正会員	椎谷 成孝
新潟大学工学部	正会員	紅露 一寛

1 はじめに

トンネル工事では、坑内測定点の変位データを用いた逆解析により地山物性値を推定し、以降の施工に活用することが行われている。しかし、従来の二次元平面ひずみ場に基づく推定法では、掘削面（切羽面）から十分後方に位置する変位収束後の計測データを用いる必要があり、掘削直後の対策を講ずることができないという問題点があった。この課題を解決するため竹内の研究¹⁾では、切羽面近傍の変形から早期に弾性定数等を推定する手法について検討し、切羽面に近い位置での計測データを使用し得ることがわかった。ただし、当該研究では弾性場を前提としており、実際のトンネル切羽面近傍における地山は塑性変形を受けることを考慮すると、より適切な推定には弾塑性解析が望ましいと考えられる。また先行研究²⁾では、地山の有限要素内の力学状態を後方要素へシフトさせて掘進を表現することで、要素分割を更新することなく弾塑性解析の効率化を図った。しかし、トンネル工事における吹付けコンクリートと鋼製支保工の延伸も考慮した掘進の再現は必ずしも容易ではない。そのため本研究では、掘削域の要素密度を操作することで掘進過程を表現した解法を提案する。また、それに基づいた地山物性値の早期推定法を構築し、その有効性に関する検討を行う。

2 対象とする問題のモデル化と解法

2.1 対象とする問題

地山内にトンネルがあり、時間と共に一定の速度で水平方向に掘進する問題を考える。地山を弾塑性材料とするならば、応力は弾塑性履歴を受ける。着目している地山領域に向かって、十分遠方からトンネルを掘進してきたと仮定すると、その段階でトンネル周辺の応力分布は定常状態となっており、次式が成り立つ。

$$\sigma(x, t) = \sigma(x + v\Delta t, t + \Delta t) \quad (1)$$

ここで、 σ は地山応力、 x は掘進方向座標、 t は時刻、 Δt は時間増分、 v は掘進速度である。なお、着目領域近傍の地山は均質と仮定する。本研究では、式(1)の定常状態における変位を用いて地山物性値を推定する。

2.2 境界要素法の導入

先行研究²⁾では解析領域境界を変位拘束したため、境界付近における要素内応力がその影響を受けていた。そのため、応力場をシフトすることによる不自然な変位と応力分布が掘削前方域にて認められた。また、解析領域を大きく取ることでこの影響は低減できるものの、領域の拡大により解析負荷が増大するという問題点があった。そこで外部無限場を考慮するために境界要素法を導入する。

2.3 掘削過程の解析手順

まず、土中の鉛直応力（土被り圧）を初期応力に設定して図-1(a)の様にトンネル空洞となる部分（掘削域）も含めて要素分割しておく。次に、領域左端から順にトンネル掘削域の要素メッシュにおける剛性をゼロにする（図-1(b)）。代わりに、力学状態が乱れないよう、剛性をゼロにするまで作用していた地山応力と等価な節点力を加える（図-1(c)）。その後、この等価な節点力を徐々に解放して弾塑性解析を行い、最終的にゼロにする（図-1(d)）。この手順を繰り返してトンネル掘削過程を表現する。これにより文献2)の様に力学状態をシフトすることなく、また要素分割を更新することなく、トンネル掘削を表現することができる。また、鋼製支保工と吹付けコンクリートの設定については、地山とは逆に、あらかじめ剛性がゼロの状態でのトンネル壁面箇所に埋め込んでおき、掘削の進行と共に剛性を所定の値へと戻すことで表現する。なお、その際に建て込み直後における地山との接触力がゼロとなる様に節点力を加えておく。

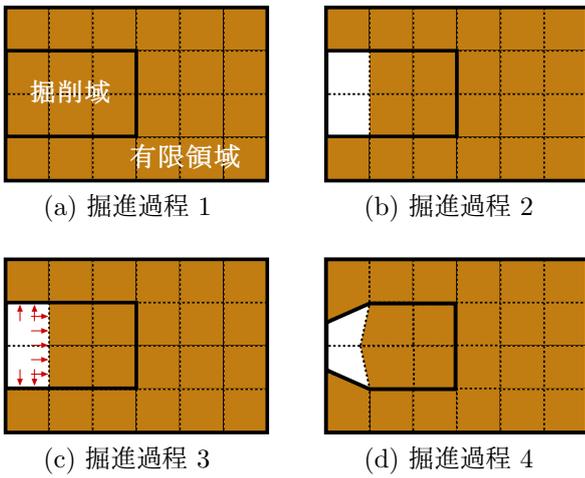


図-1 掘削解析の手順

3 地山物性値の推定手法

3.1 目的関数

推定の検討で用いる目的関数 J は次の誤差二乗和で設定した。

$$J = \|\hat{\mathbf{u}} - \mathbf{u}\|^2 \quad (2)$$

ここで、 $\hat{\mathbf{u}}$ は各測定点における相対変位測定値からなるベクトル、 \mathbf{u} はそれに対する順解析値ベクトルである。ここでの相対変位とは、ある基準点から見た測定点における変位の相対量である。

3.2 勾配法に基づく推定

本手法は勾配法によって地山弾性パラメータ（ヤング率 E ，ポアソン比 ν ）を推定する。推定値は、目的関数 J が最小値へと到達した際の E と ν とする。そのため、目的関数 J の値を減少させる方向に E ， ν を複数回修正する必要がある。そこで、オーダーの異なる E と ν を次式のように表しておく。

$$E = E_0\alpha_E, \quad \nu = \nu_0\alpha_\nu \quad (3)$$

ここで、 E_0 はヤング率の初期値、 ν_0 はポアソン比の初期値、 α_E と α_ν はヤング率およびポアソン比の初期値に対する比であり、これを直接の推定対象とする。よって、 E と ν への修正は、媒介変数 α_E ， α_ν に後述する修正量 $\Delta\alpha_E$ ， $\Delta\alpha_\nu$ を加えることで、間接的になされる。また、 α_E ， α_ν はどちらも初期値は 1.0 である。

式 (3) より勾配成分 $\partial J/\partial\alpha_E$ ， $\partial J/\partial\alpha_\nu$ は次式で与えられる。

$$\frac{\partial J}{\partial\alpha_E} = \frac{\partial J}{\partial E}E_0, \quad \frac{\partial J}{\partial\alpha_\nu} = \frac{\partial J}{\partial\nu}\nu_0 \quad (4)$$

ここでの $\partial J/\partial E$ と $\partial J/\partial\nu$ は差分近似によって評価する。

また、式 (4) より、修正量 $\Delta\alpha$ を次式で与える。

$$\Delta\alpha_E = -\beta\frac{\partial J}{\partial E}E_0, \quad \Delta\alpha_\nu = -\beta\frac{\partial J}{\partial\nu}\nu_0 \quad (5)$$

ここで、 β は正の係数であり、最初に得られる目的関数 J と α_E との勾配 $(\partial J/\partial\alpha_E)_{ini}$ を用いて次式のように設定した。

$$\beta = \frac{0.1}{\left|(\frac{\partial J}{\partial\alpha_E})_{ini}\right|} \quad (6)$$

以上より、 E と ν は本来、全く異なるオーダーの値をとるが、 α_E ， α_ν を介することで、 $\Delta\alpha_E$ と $\Delta\alpha_\nu$ の算出時に勾配修正係数 β を統一して用いることができる。

4 解析結果

4.1 解析モデル

解析モデル 1 を図-2 に示す。トンネル壁面は楕円形で与え、底部は水平面とした。解析領域外部は無限弾性場を表現するため、領域境界に境界要素を結合させた。測定点は切羽面から 1 要素後方 ($-x$ 方向) に位置する節点を基準点とし、要素長刻みでその後方へ設定した。測定に用いる変位の方向は、検討の結果、推定に有効な天端鉛直方向 (図-2: 赤矢印) と側面水平方向 (青矢印) の 2 方向とした。吹付けコンクリートはシェル要素、鋼製支保工は梁要素でモデル化した。吹付けコンクリートおよび鋼製支保工は地山の有限要素を基に自動生成されるように設定したため、それぞれの設置間隔はトンネル長手 (x) 方向の要素長に依存する。なお、以降で示す対象地山の 1 掘進長は一般的に 1~1.2m である³⁾。そのため、図-2 に示すとおり、メッシュを 1m 間隔で x 方向に 20 分割した。20m 以降は精度確認の上、要素長を大きく設定した。

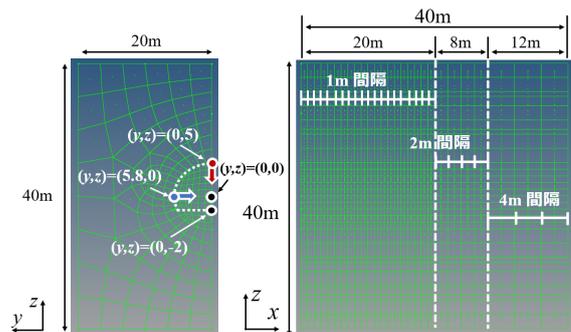


図-2 解析モデル 1

4.2 推定条件

表-1 は推定パターンを推定対象である地山弾性パラメータ (E , ν) に基づき整理したものである。推定対象の地山は CII 級, DI 級, DII 級地山の 3 つとした。地山等級は地山の安定性を基準として区分されており, CII 級地山は比較的安定な地山, DII 級地山はトンネルの安定性が問題となりやすい不安定な地山である。DI 級地山はその間に区分される地山である。地山物性値は本来, 各地山等級ごとにある範囲で分布している。今回は, 参考文献^{4),5)}を基に, 各地山等級を代表する典型的な物性値を用いて解析を行った。以降はこれらを CII, DI, DII 地山とそれぞれ呼び, 推定の正解値とする。また, 地山弾性パラメータの異なる初期値を 2 つ設定し, それぞれ初期値 1, 初期値 2 と呼ぶことにする。便宜上, 後述の「4.3. 推定結果」において, 初期値を初期値 1 とした際の CII, DI 地山の推定をそれぞれ Case 1, Case 2, 初期値を初期値 2 とした際の DI, DII 地山の推定をそれぞれ Case 3, Case 4 と呼ぶことにする。なお推定では, 地山弾性パラメータを初期値 1 または初期値 2 に設定し, それ以外の入力値は推定対象の地山と同じ値にする。また, 初期の荷重条件はトンネルに作用する初期地山応力 σ_0 で表記する。

測定データ \hat{u} は, 推定対象の地山にて得られた順解析値 u に, 標準偏差 1mm のランダムなノイズを加えることで模擬的に生成した。また, 手法の妥当性を確認するため, 各 Case につき 3 回, 異なるノイズで推定を行った。なお, 推定に際し要求精度を設定した。得られた推定値により概ね適切な支保構造や工法等の検討ができるか否かを基準とし, ヤング率 E は正解値 $\pm 10\%$ 以内, ポアソン比 ν は正解値 ± 0.025 以内を要求精度の範囲とした。以上を前提として, 全 Case を対象に測定点数を変化させて得られた推定精度に基づき, 本手法による早期推定の可能性を検討する。

4.3 推定結果

最初に, Case 1 の推定結果に基づき, CII 地山の早期推定可能性を検討した。この時の初期地山応力 σ_0 は 2300kN/m^2 である。CII 地山は地山が硬く, トンネル測点の変位が小さいため, 測定誤差の測定データに対する比が比較的大きくなる。そのため, Case 1 は最も推定が困難なケースとなる。試行の結果, 推定値が 3 回とも要求精度内に収まるためには最低 11 点必

表-1 推定対象地山と初期値の関係

	E [MPa]	ν
CII 地山	1000	0.30
↑ Case 1		
初期値 1	700	0.325
↓ Case 2		
DI 地山	500	0.35
↑ Case 3		
初期値 2	300	0.375
↓ Case 4		
DII 地山	150	0.40

要となった。このことから, 切羽先端から 11m 地点までの測定データが必要となることが分かった。なお, 以降はこの時の点数を最低測定点数と記述する。

次に, Case 2 と Case 3 の推定結果に基づき, DI 地山の早期推定可能性を検討した。図-3 (Case 2) と図-4 (Case 3) は, どちらも初期地山応力 $\sigma_0=2200\text{kN/m}^2$, 測定点数 5 点における地山弾性パラメータの推定過程を示したものである。Case 2 と Case 3 の推定対象は同じ DI 地山であるが, 初期値が異なるため, 図-3 と図-4 は異なる推定経路を辿っている。図-3 の初期値には DI 地山よりも硬い地山の代表値が設定されている。そのため, 図-3 の推定経路は高剛性側から要求精度 (水色枠) 内へ接近するようなものとなっている。一方, 図-4 は DI 地山よりも軟らかい地山の物性値で初期値が設定されているため, その推定経路は低剛性側から要求精度内へ接近したのものとなっている。Case 2 と Case 3 の最低測定点数について検討した結果, 図-3 と図-4 に示すとおり, 両 Case 共に 5m

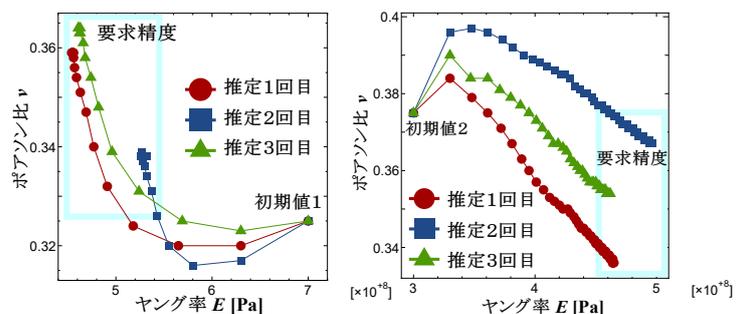


図-3 Case 2 の推定過程 ($\sigma_0=2200\text{kN/m}^2$, 測定点数 5 点)

図-4 Case 3 の推定過程 ($\sigma_0=2200\text{kN/m}^2$, 測定点数 5 点)

までの測定データで推定可能であった。また図-3は、3回の修正過程における平均が17回であるのに対し、図-4の3回平均は52回となっており、Case 3はCase 2に比べ、3倍以上の修正回数を要していることが分かる。このことから、地山弾性パラメータの初期値を対象地山のそれよりも高剛性側に設定した方が、短時間で推定し得ることが分かった。

最後に、Case 4の推定結果に基づき、DII地山の早期推定可能性を検討した。この時の初期地山応力 σ_0 は2100kN/m²である。なお、DII地山はDIやCII地山よりも軟弱な地山であり、トンネル測点の変位が大きくなる傾向にある。そのため、計測誤差が推定精度に及ぼす影響が相対的に小さくなり、最も推定が容易なケースとなる。しかし、検討の結果、Case 4の最低測定点数は6点となった。これは推定対象の地山が低剛性である程、ヤング率の要求精度の範囲が狭まり、より高精度なヤング率の推定値が求められたためだと考えられる。

以上より、表-1のいずれの地山を推定対象として用いた場合でも、地山弾性パラメータは切羽面から10m程度までの測定データより推定可能であり、本手法の有効性を確認できた。

5 現場データへの適用

5.1 現場条件を踏まえた本手法への適用について

岐阜県内で施工中のトンネルにおける測定データを利用して、本手法の現場への適用可能性について検討する。推定対象はCII級地山である。入力値については、参考文献^{4),5)}を基に設定した。現場の鋼製支保建て込み間隔が1.2mであるため、 x 方向の要素長を1.2mとする解析モデル2を作成した(図-5)。測定点数は「4.3. 推定結果」の検討結果より、先端10m程度までの変位データから推定可能と考え、8点に設定した。なお、トンネル長手(x)方向の要素長が1.2mであるため、8点目は9.6m地点(=8点×1.2m)となる。また、得られた現場の測定データは、元々従来法(二次元平面ひずみ場に基づいた逆解析)への適用を目的として取得されたものである。そのため、切羽面近傍からその後方約50mまでの測定データが得られている反面、測点間隔が広く、切羽面近傍のデータ数が不足しているという問題があった。そこで、現場で得られた全測定データを補間して切羽面近傍の測定

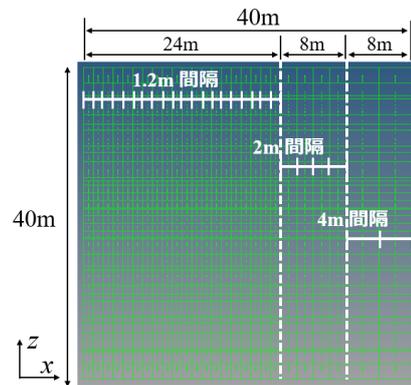


図-5 解析モデル2 (xz 面)

表-2 推定結果の比較

	E [MPa]	ν
本手法	4642	0.351
従来法	2816	0.392

データ \hat{u} を擬似的に作成した。

5.2 現場の測定データを用いた推定結果

表-2は、本手法と従来法との推定結果をまとめたものである。表-2に示すとおり、本手法で得られる推定値は、CII級地山の物性値として比較的標準的な値である。また、従来法の推定結果と比較すると、同オーダーのヤング率が推定されていることから、両推定結果に大きな乖離は認められない。

6 おわりに

今後は、他の現場測定データを用いて、本手法の現場への適用可能性をさらに検討する予定である。

参考文献

- 1) 竹内 新: トンネル構造を考慮した弾性変位に基づく地山物性推定法, 新潟大学大学院自然科学研究科, 令和2年度修士論文, 2021.
- 2) 滝沢壮太, 阿部和久, 若月和人, 紅露一寛: 地山の弾塑性履歴を考慮したトンネル掘削過程の定常解析, 令和3年度土木学会全国大会第76回年次学術講演会, V I-459, 2021.
- 3) 社団法人日本道路協会: 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説, 丸善(株), p.126, 2003.
- 4) 土木学会: トンネルライブラリー第16号, 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, 丸善(株), pp.152-164, 2006.
- 5) 土木学会: トンネルライブラリー第24号, 実務者のための山岳トンネルにおける地表面沈下の予測評価と合理的対策工の選定, 丸善(株), p.113, 2012.