

トンネル掘削における地山物性値の早期推定法に関する検討

STUDY ON AN EARLY ESTIMATION METHOD FOR ELASTIC PARAMETERS OF
SURROUNDING ROCK NEAR THE TUNNEL FACE滝沢 壮太¹⁾, 阿部 和久²⁾, 若月 和人³⁾, 椎谷 成孝⁴⁾, 紅露 一寛⁵⁾

Souta TAKIZAWA, Kazuhisa ABE, Kazuhito WAKATSUKI, Shigeyuki SHIYA and Kazuhiro KORO

- 1) 新潟大学大学院 (〒 950-2181 新潟市西区五十嵐 2 の町 8050 番地, E-mail:f21e036g@mail.cc.niigata-u.ac.jp)
 2) 新潟大学工学部 (〒 950-2181 新潟市西区五十嵐 2 の町 8050 番地, E-mail:abe@eng.niigata-u.ac.jp)
 3) 株式会社福田組 (〒 951-8668 新潟市中央区一番堀通町 3-10, E-mail:wakatuki1950@dws.fkd.co.jp)
 4) 株式会社福田組 (〒 951-8668 新潟市中央区一番堀通町 3-10, E-mail:siiya3070@dws.fkd.co.jp)
 5) 新潟大学工学部 (〒 950-2181 新潟市西区五十嵐 2 の町 8050 番地, E-mail:kouro@eng.niigata-u.ac.jp)

This paper presents an early estimation method for elastic parameters of surrounding rock by setting measurement points near the tunnel face. The method is incorporated into an efficient algorithm which expresses the excavation process by controlling the density of elements in the excavation zone. Moreover, boundary element method is combined with the finite element region in order to express infinite domain. Elastic parameters are estimated by the aid of the gradient method. Thorough numerical examples, feasibility of the developed method is validated. In addition, application to measurement data is attempted. It is concluded that the proposed method is effective for early estimation.

Key Words: Tunnel Displacement, Elasto-Plastic Analysis, Inverse Problem

1. はじめに

トンネル工事では地山の状態を常に把握し、適切な支保構造や工法等を検討することが重要である。そのため、トンネル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、トンネル掘削面（切羽面：Tunnel face）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じ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⁽¹⁾や坂井ら⁽²⁾の研究では、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。

トンネル掘削過程を対象とした地山の弾塑性解析は過去にも多く行われている。しかしそれらの解析では、弾塑性解が定常解に至るまで逐次的にトンネル切羽面前方の要素を除去して掘進過程を解析する必要がある^(3, 4)。そのため、有限要素分割をその都度更新しながら掘削解析を進める必要

があり、手間がかかるという問題点があった。そこで先行研究⁽⁵⁾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

対象とする問題とそのモデル化の概要を Fig.1 に示す。Fig.1（左上）のように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

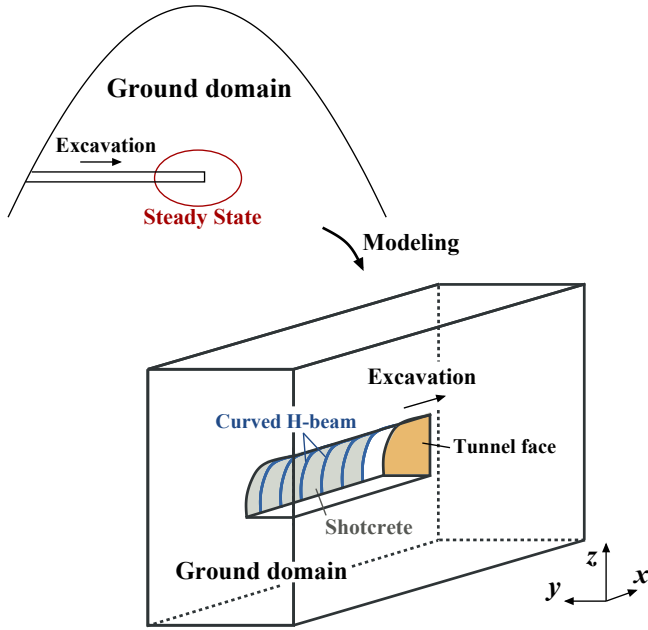


Fig. 1 Schematic diagram of present problem

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. モデル化の説明

先行研究⁽⁵⁾では前述の通り，有限要素内の力学状態を隣接要素へとシフト（コピー）することで掘進を表現した．しかし，解析領域境界を変位拘束したこともあり，境界付近における要素内応力は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の影響は低減できるものの，十分な領域サイズの基準が曖昧であるという問題点があった．そこで本研究では領域境界に境界要素を結合させ，外部無限弾性場を表現する．

解析モデルは対称条件を考慮し，Fig.2 の様に全体の 1/4 に設定した．具体的には x_0 , y_0 面は対称面，それ以外の境界面である x_1 , y_1 , z_0 , z_1 面は境界要素結合面とした．この場合， x_0 面より x 方向と $-x$ 方向に同時にトンネル掘削する問題として近似したこととなる．ただし，本モデルは掘進距離が短い場合，対称面 (x_0 面) の影響を受け，推定精度が低下する．そのため，後述の掘進法では，その影響が小さくなる距離まで最低限掘進するように設定した．なお，境界要素方程式の境界積分は鏡像条件を考慮しつつ，全周囲で評価した．

Fig.1 (右下) は解析モデルの模式図である．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．地山の弾塑性モデルは Mohr-Coulomb の降伏基準を基本とし，降伏曲面上の任意点で微分可能となる様に修正したものをを用いた⁽⁶⁾．

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 Fig.3(a) の様にトンネル空洞となる部分（掘削域）も含めて

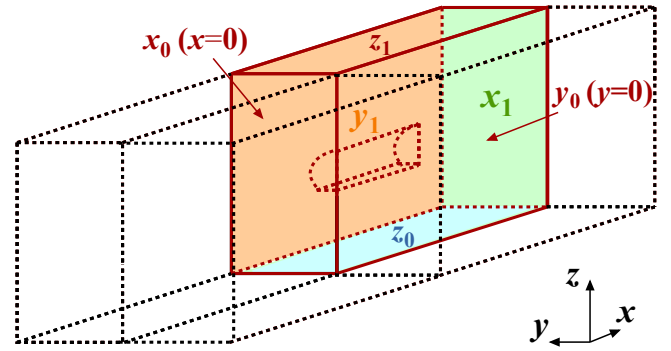


Fig. 2 Schematic diagram showing symmetry surfaces and boundary element surfaces of analysis model (x_0 , y_0 surfaces: Symmetry surfaces. x_1 , y_1 , z_0 , z_1 surfaces: Boundary element surfaces.)

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 (Fig.3(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 (Fig.3(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 (Fig.3(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 4) 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．なお，等価節点力は 5 ステップに分割して解放し，各ステップで応力状態が十分収束したことを確認してから次のステップへと移行するようにした．ステップ数を増やしてもほぼ同じ結果が得られることを事前に確認した上で，必要最小限の 5 ステップに設定した．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．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拘束力を加えておく．

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 は次の誤差二乗ノルムで設定した．

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

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

本手法で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

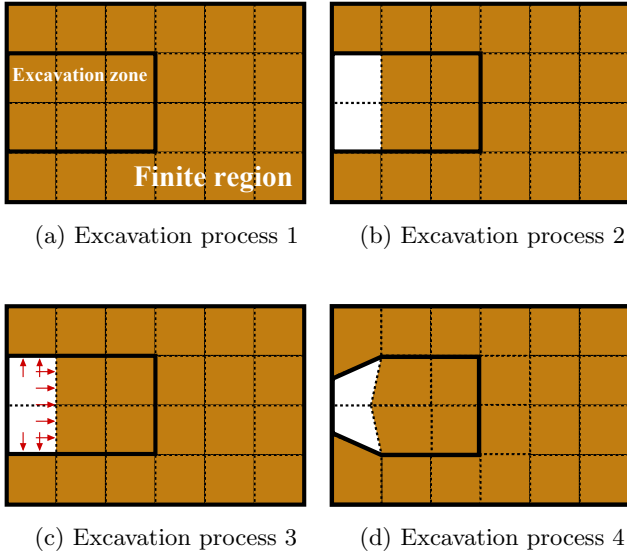


Fig. 3 Illustration of the analysis procedure of the excavation process

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 $\partial J / \partial \alpha_E$ 、 $\partial J / \partial \alpha_\nu$ を次式で与える。

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

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、初期値に対して得られる目的関数 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。

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

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。

3.3. 勾配法における収束判定について

勾配法の収束は地山弾性パラメータ (E 、 ν) の推移に基づいて判定する。ヤング率 E とポアソン比 ν とで個々に収束判定値を設定するが、評価方法は同じである。そのため、ヤング率のみを例に評価方法を説明する。

修正回数 n 回目におけるヤング率の収束度合いを表す指標 E_{esp_n} を次式のように設定した。

$$E_{esp_n} = |\bar{E}_n - \bar{E}_{n-1}| \quad (7)$$

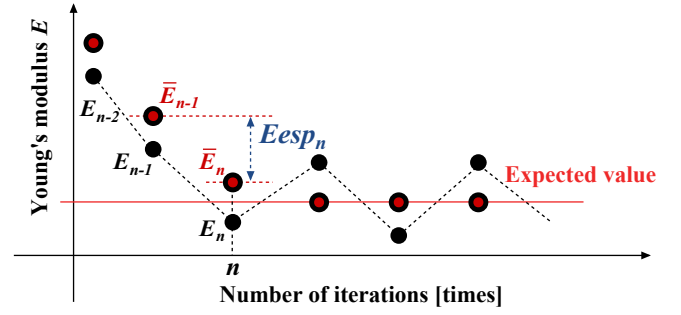


Fig. 4 Schematic diagram of E_{esp}

ここでの \bar{E}_n は、修正回数 n 回目におけるヤング率と修正回数 $n-1$ 回目におけるヤング率との平均であり、次式により与えられる。

$$\bar{E}_n = \frac{E_n + E_{n-1}}{2} \quad (8)$$

式 (7)、(8) の関係を Fig.4 に示す。Fig.4 より、 E_{esp} は \bar{E} の変化量を与える。また、これは E_n と 2 つ手前の E_{n-2} との変化量に対応しており、正解値付近における振動の影響を排除できる。以上より、本収束判定法は正解値付近で振動解を得た際でも、その平均値 \bar{E} が一定値をとる性質を用いて、勾配法の収束性を評価可能である。なお、収束判定値については、検討の結果、ヤング率は 1.0MPa、ポアソン比については 1.0×10^{-4} にそれぞれ設定した。勾配法による修正過程の終了は、 E_{esp_n} と ν_{esp_n} の両者とも収束判定値を下回った時とする。

4. 解析結果

4.1. 解析モデル 1

解析モデル 1 を yz 面、 xz 面から見た図を Fig.5、Fig.6 にそれぞれ示す。有限要素は 8 節点 6 面体要素を用い、節点数は 5348、要素数は 4536 である。トンネル壁面形状は楕円で与え、底部は水平で与えた。測定点は切羽面から 1 要素後方 ($-x$ 方向) に位置する節点を相対変位基準点とし、要素長刻みでその後方に設定する。測定に用いる変位方向は、検討の

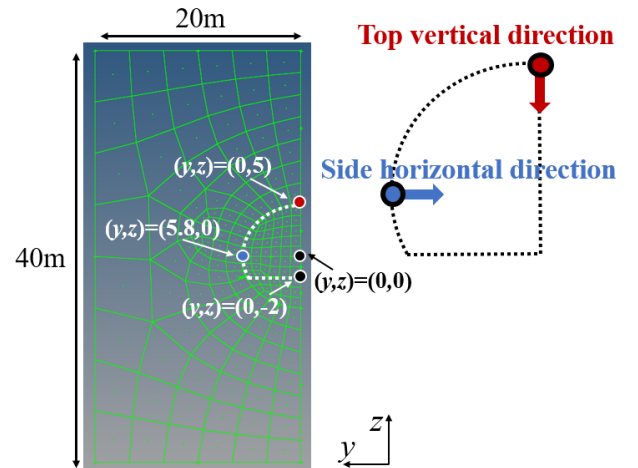


Fig. 5 Analysis model 1 (yz plane)

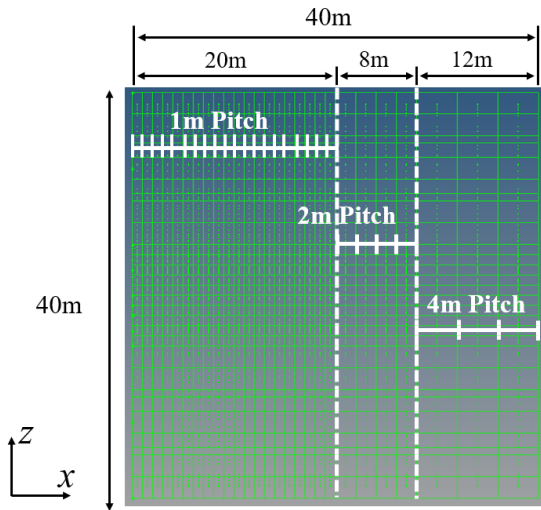


Fig. 6 Analysis model 1 (xz plane)

結果，推定に有効な天端鉛直方向と側面水平方向の2方向とした．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．本解析では1掘進長を1mと設定した⁽⁷⁾．そのため，トンネル掘削域を含む解析領域中央までのメッシュを1m間隔で20分割した．20m以降は精度確認の上，Fig.6の様に要素長を大きく設定した．

4.2. 定常状態の妥当性と評価基準に関する検討

本推定法にて得られる変位解は，トンネル周辺地山が掘進過程で定常状態にあることを前提とするため，本来はトンネルを十分前方まで掘進させる必要がある．しかし，解析領域は有限であるため，掘進回数も有限となる．そのため，限られた掘進回数の下で定常状態に至っているか否かについて検討する必要がある．

そこでまず，定常状態の度合いを示す指標 S を次式のように設定する．

$$S = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |u_i - u'_i| \quad (9)$$

ここで， u_i (u'_i) は現掘進回数時（1つ前の掘進回数時）において，切羽面から後方（ $-x$ 方向）へ i 要素長分離れた節点にて得られる相対変位を表している．評価する変位方向は天端鉛直方向 u_z と側面水平方向 u_y の2方向とし，前述の測定点を切羽面に近い方から順にそれぞれ N 点ずつ用いる．なお，本解析では $N=5$ 点とする．

地山等級別に順解析を行い，指標 S を求めた．Fig.7はその結果を掘進回数と指標 S との関係で整理したものである．対象地山はCII級，DI級，DII級地山の3つとし，Table 1に設定値の詳細を示した．なお，地山等級は地山の安定性を基準に区分されており，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級地山はその中間に区分される地山である．また地山物性値は本来，地山等級ごとにある範囲の値をとる．

今回は，参考文献^(8,9)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（ground）とそれぞれ呼ぶことにする．地表からトンネルまでの深さ（土被り）は100mと200mの2パターンで解析を行った．その結果，土被り200mの方が100mよりも指標 S が大きくなる（定常状態から遠ざかる）傾向を確認した．そのため，Fig.7では土被り200mの結果のみ示す．

Fig.7より，どの地山等級においても15回程度の掘進で指標 S が赤線に示す0.1mmのラインを下回ることが確認できる．なお，DII地山（側面水平方向）では掘進回数10回目で指標 S の値が微増しているが，これは収束に向かう過程で変位の変化率が大きくなったためである．また，実際の施工現場にて得られる測定データの計測誤差は最大2mm～3mm程度である．そのため，指標 S が0.1mmの場合，非定常状態起因の誤差は計測誤差の1/30～1/20程度となり，計測誤差が支配的となる．以上より， S が0.1mm以下であれば，非定常状態起因の誤差の影響は微小となるため，本モデルにて定常状態を再現することができていると考えられる．なお，指標 S が基準値を下回った場合は，その掘進回数にて変位解を算出して次の計算へと移行するように設定した．これにより，計算時間の短縮を図ることができる．ただし，掘進回数が少ない場合，変位解は対称面である左端境界（Fig.2： x_0 面）の影響を受ける可能性がある．そのため，最低12回は掘進するように設定した．

4.3. 推定条件

Table 2は推定パターンを対象とした地山弾性パラメータ（ E ， ν ）に基づき整理したものである．Table 2に示すCII～DII地山はTable 1と同じ入力値を用いており，それをここでは推定解析の正解値として設定した．また，弾性パラメータの異なる初期値を2つ設定した．それぞれ，初期値1（Initial value 1），初期値2（Initial value 2）と呼ぶことにする．便宜上，後述の「4.4. 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，

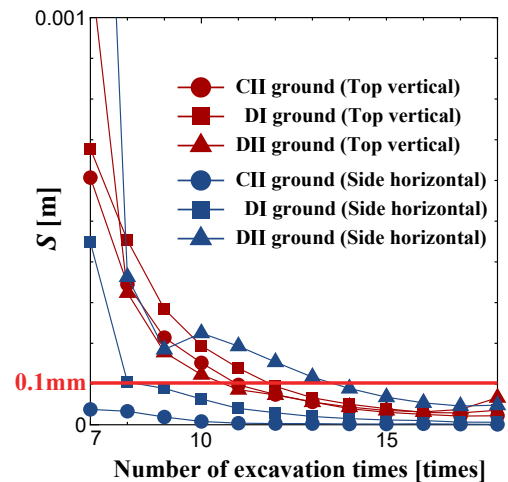


Fig. 7 Relationship between the number of excavation times and index of steady state S

Table 1 Input data of each ground grade used for analysis

Ground grade	CII	DI	DII
Ground properties			
Young's modulus E [MPa]	1000	500	150
Poisson's ratio ν	0.30	0.35	0.40
Cohesion [MPa]	1.0	0.4	0.2
Internal friction angle $[\circ]$	40	35	30
Unit weight γ_t [kN/m ³]	23	22	21
Shotcrete			
Young's modulus [MPa]	4000		
Poisson's ratio	0.2		
Thickness [mm]	100	150	200
Curved H-beam			
Axial stiffness [MN]	525	630	833
Bending stiffness [kN m ²]	1470	1760	3400
Pitch [m]	1.0		

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, Case 2 と Case 3 は同じ DI 地山を正解値としているが, 初期値に違いがある. Case 2 は DI 地山の正解値よりも硬い地山を弾性パラメータの初期値とし, Case 3 は正解値よりも軟らかい地山を初期値として設定している. なお, Table 1 における粘着力 (Cohesion) と内部摩擦角 (Internal friction angle) から成る塑性パラメータはトンネル測点の変位への影響度が低く, 地山等級毎の代表値に設定しさえすれば, 弾性パラメータの推定精度は低下しないことを確認している. そのため推定では, 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, 土被りは 100m と 200m の 2 パターンで解析を行った. ただし, Table 1 より, 地山等級ごとに単位体積重量 γ_t が異なるため, 土被りの違いだけでは定量的な比較検討ができない. そのため, トンネルに作用する初期の荷重条件は単位体積重量 γ_t と土被りとの積で決定される初期地山応力 σ_0 で表記する.

測定データ $\hat{\mathbf{u}}$ は実際の施工現場における計測誤差を考慮する必要がある. そのため, 推定対象の地山にて得られた順解析値 \mathbf{u} に, 標準偏差 1mm のランダムなノイズを加えることで測定データを模擬的に生成した. また, 本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

Table 2 Estimation targets and initial values

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

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. 以上の条件の下, 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.

4.4. 推定結果

最初に, Case 1 の推定結果に基づき, CII 地山の推定可能性を検討する. 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. Fig.8 はその Case 1 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. この時の測定点数は 11 点, 初期地山応力 σ_0 は 2.3MPa である. 試行の結果, Fig.8 より, 推定値が 3 回とも要求精度内 (水色枠内) に収まるためには最低 11 点必要となった. このことから, 当該の地山条件では, 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, 以降はこの様に最低限必要となる測定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 地山の推定可能性を検討する. Fig.9 (Case 2) と Fig.10 (Case 3) は, どちらも測定点数 5 点, 初期地山応力 $\sigma_0=2.2\text{MPa}$ の条件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, Fig.9 と Fig.10 は異なる推定経路をたどっている. Fig.9 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, Fig.9 の推定経路は高剛性側から要求精度内へ接近するようなものとなっている. 一方, Fig.10 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ものとなっている. なお, Case 2 と Case 3 の最低測定点数について検討した結果, Fig.9 と Fig.10 に示すとおり, 両 Case 共に 5m までの測定データで推定可能であった. ただし, Fig.9 と Fig.10 では, 収束に至るまでの修

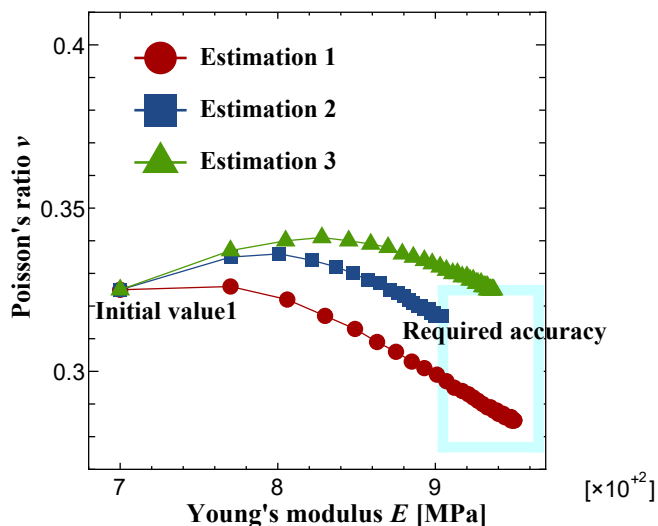


Fig. 8 Estimation process for Case 1 ($\sigma_0=2.3\text{MPa}$, 11 points)

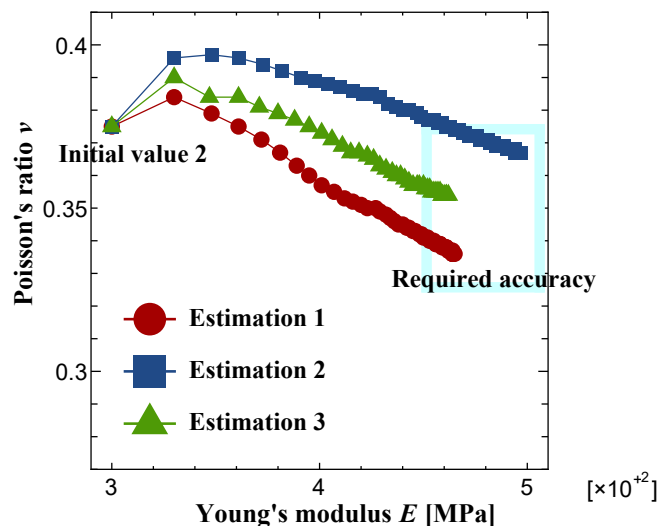


Fig. 10 Estimation process for Case 3 ($\sigma_0=2.2\text{MPa}$, 5 points)

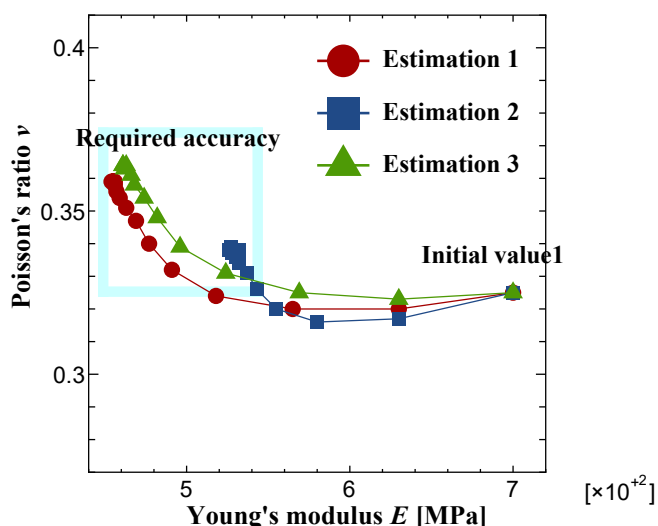


Fig. 9 Estimation process for Case 2 ($\sigma_0=2.2\text{MPa}$, 5 points)

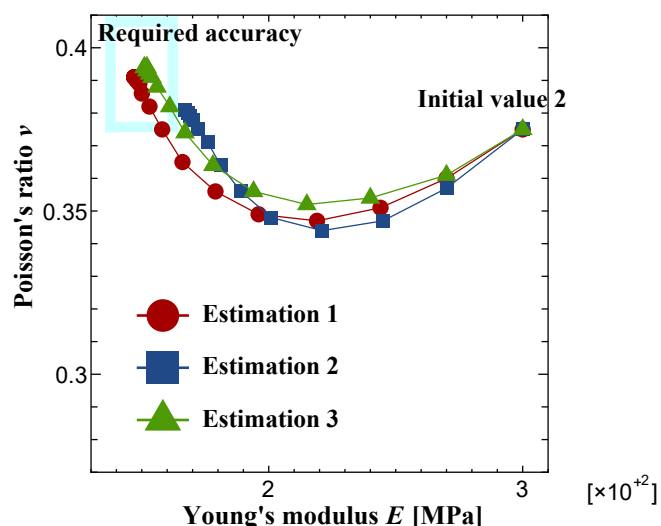


Fig. 11 Estimation process for Case 4 ($\sigma_0=2.1\text{MPa}$, 5 points)

正回数が異なる。Fig.9は、3回の修正過程における平均が17回であるのに対し、Fig.10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。さらにCase 3の様に、低剛性側の地山弾性パラメータを初期値に設定すると、切羽面近傍の塑性域が広く分布することとなるため、弾塑性解析の収束計算に時間を要する。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地山の推定可能性を検討する。Fig.11 (Case 4)は測定点数5点、初期地山応力 $\sigma_0=2.1\text{MPa}$ の条件における、地山弾性パラメータの推定過程を示したものである。Fig.11より、3回の推定過程とも同様の経路をたどり、他の3Caseに比べて推定過程が安定していることが確認できる。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、推定過程が安定化したものと考えられる。ただし、Fig.11では、2回目の推定時にヤング率の推定値が要求精度をわずかに外れている。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。なお、検討の結果、本ケースで必要となる最低測定点数は6点であった。

以上の検討は全て土被り100mに対するものである。そこで、土被りを200mとし、Case 1～Case 4まで同様の検討を行った。その結果、ほとんどのケースで土被り100mの場合よりも少ない測定点数で推定可能ながことが分かった。推定精度が向上する理由として、土被りが大きくなるほど、トンネル壁面に作用する初期地山応力 σ_0 が増加し、トンネル測点の変位が大きくなるためだと考えられる。

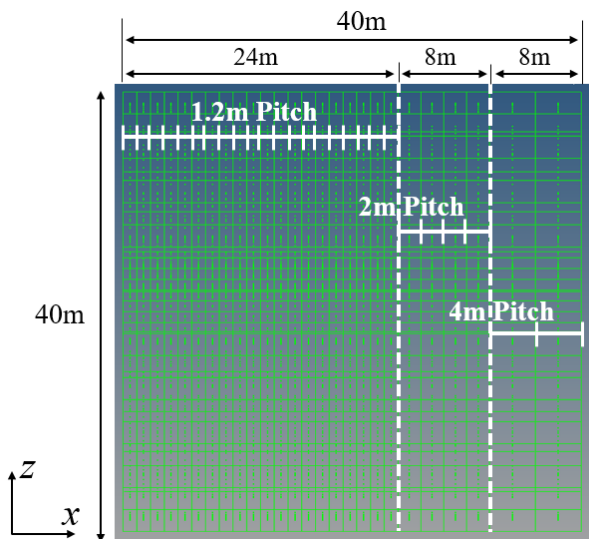


Fig. 12 Analysis model 2 (xz plane)

以上より、Table 2 のいずれの地山を推定対象とした場合でも、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った。それに対し、従来法は準二次元的な状態となる切羽面から 40～50m 後方の測定データを取得する必要がある。このことから、本手法は従来法よりも遥かに切羽面に近い測定データから地山物性値を推定可能であり、早期推定法として有効であると言える。

5. 現場データへの適用

5.1. 解析モデル 2

岐阜県内で施工中の道路トンネルにおける測定データを対象に、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。推定時の初期物性値は、参考文献^(8,9)を基に CII 地山を代表する値に設定した。Table 3 に地山初期物性値を含めた入力値一覧を示す。Table 3 に示すとおり、鋼製支保工は現場条件に合わせ、建て込み間隔を 1.2m とした。そのため、 x 方向の要素長を 1.2m に設定した (Fig.12)。また解析モデル 1 と同様に、20 分割目以降は要素長を大きく設定した。有限要素領域のサイズは解析モデル 1 と同じとした。節点数は 5454、要素数は 4576 である。「4.4. 推定結果」での検討結果より、先端から 10m 程度までの変位データで推定可能と考え、ここでは 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 \times 1.2m) となる。Fig.13 の右図は解析モデル 2 の yz 面を示したものである。トンネルの断面形状は現場条件に合わせて設定した。測定変位は、天端鉛直方向と側面水平方向の 2 方向である。ただし、Fig.13 の左図に示すように、側面水平方向に対応する現場の測定点は図中 SL から高さ 2.5m の壁面に設置されていた。そのため、本解析モデルにおいても同位置に測定点を設定した。

5.2. 現場の測定データについて

得られた現場の測定データは、元々二次元平面ひずみ場に

Table 3 List of input data for estimation based on measurement data

Ground grade	CII
Ground properties	
Initial young's modulus E_0 [MPa]	8000
Initial poisson's ratio ν_0	0.25
Cohesion [MPa]	1.0
Internal friction angle $[\circ]$	40
Unit weight γ_t [kN/m ³]	23
Overburden [m]	150
Shotcrete	
Young's modulus [MPa]	4000
Poisson's ratio	0.2
Thickness [mm]	100
Curved H-beam	
Axial stiffness [MN]	525
Bending stiffness [kN m ²]	1470
Pitch [m]	1.2

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、切羽面近傍の応力急変部から後方約 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データ $\hat{\mathbf{u}}_{\text{All}}$ を擬似的に作成した。ただし、50m 後方までの広範なデータを用いて補間した場合、切羽近傍の変形特性を適切に反映し得なくなる恐れがある。そのため、その影響が比較的小さい切羽面近傍 (0m, 6m, 10.8m) の 3 地点で得られた現場データから二次曲線近似を求め、それより作成した擬似測定データ $\hat{\mathbf{u}}_{\text{Near}}$ を用いた推定結果についても検討した。

5.3. 現場の測定データを用いた推定結果

Fig.14 は全データ $\hat{\mathbf{u}}_{\text{All}}$ と切羽面近傍データ $\hat{\mathbf{u}}_{\text{Near}}$ をそれぞれ用いた際の地山弾性パラメータの推定過程を示したものである。Fig.14 に示すとおり、2 つのデータは同様の推定経路をたどり、概ね同じ値が推定されていることが分かる。この推定値は CII 級地山の物性値として比較的標準的なものである。Table 4 は、地山弾性パラメータの推定結果をまとめたものである。Table 4 より、全データと切羽面近傍データによるヤング率の推定値に 300MPa 程度の開きが確認できるが、CII 級地山において、この程度の推定値の差は支保構造や工法等の決定にほとんど影響を及ぼさないと考えられ

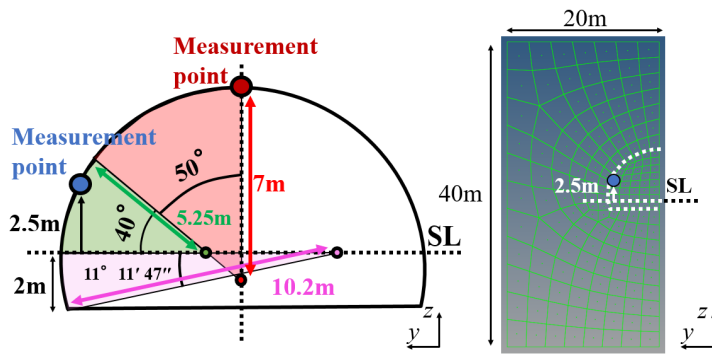


Fig. 13 Analysis model 2 (yz plane)

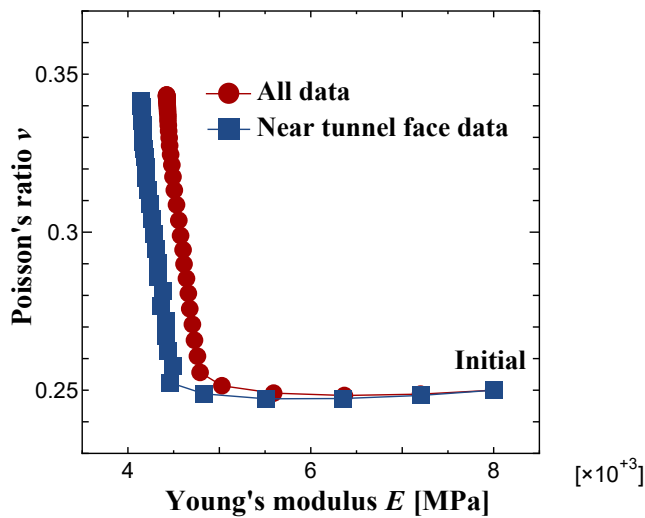


Fig. 14 Estimation process of the elastic parameters based on measurement data

る。また、Table 4 では従来法 (2-D) の推定結果も示した。その結果と比較すると、同オーダーのヤング率が推定されており、両推定結果に大きな乖離は認められない。

Fig.15 は、全データと、それより求めた推定値 (Table 4: $E=4423\text{MPa}$, $\nu=0.343$) の下で得られた変位とを比較したものである。Fig.15 より、2つの変位曲線は概ね一致していることが分かる。これは、現場のトンネル変形と本解析モデルにおけるトンネル変形とが類似していることを意味し、解析モデルと推定結果の妥当性を示している。なお、ここには示していないが、切羽面近傍データと、それによる推定値 (Table 4: $E=4145\text{MPa}$, $\nu=0.341$) の下で得られた変位解との比較においても、概ね良好な一致を得た。また Fig.15 に

Table 4 Comparison of estimation results

Measurement data type	E [MPa]	ν
All data ($\hat{\mathbf{u}}_{\text{All}}$)	4423	0.343
Near tunnel face data ($\hat{\mathbf{u}}_{\text{Near}}$)	4145	0.341
2-D	2816	0.392

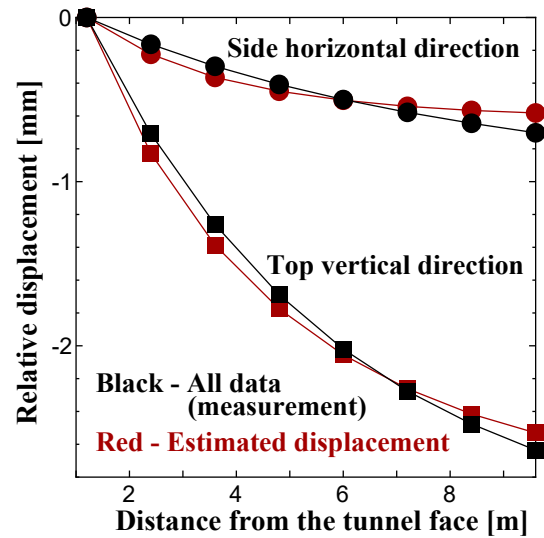


Fig. 15 Comparison of all data ($\hat{\mathbf{u}}_{\text{All}}$) and analysis with estimated values ($E=4423\text{MPa}$, $\nu=0.343$)

示すとおり、切羽面から 10m 程度の距離では準二次元的な収束解へと至っていない。そのため、少なくともこの段階では従来法を適用できないことが分かる。

6. おわりに

本論文では切羽面近傍に変位測定点を設定し、それに基づき地山物性値を早期に推定する手法を提案した。また、掘削域の要素密度を操作することでメッシュの切り替えをせずに掘進過程を表現する手法を提案した。さらに、領域境界に境界要素を結合させ、無限弾性場を表現することで、解析領域設定の曖昧さを排除した。様々な条件下での解析を通し、切羽面から 10m 程度までの測定データより早期推定可能であり、本手法が有効であることを確認した。また、現場の測定データを用いた推定では、当該地山等級に符合する物性値が推定され、本手法の現場への適用可能性を示す結果を得た。

今後は、他の現場の測定データを用いて、本手法の現場への適用性についてさらに検討する予定である。また、実際の現場では施工との兼ね合いや測定点の設置における手間の問題などから、切羽面近傍に多くの測定点を設置できない可能性がある。そのため、切羽面近傍における測定データ点数と推定精度との関係についても検討する必要がある。

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) 坂井一雄, 谷 卓也, 青木智幸, 工藤直矢: トンネル天端の微小な傾斜角度の変化を用いた切羽前方地山予測手法の開発, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.73, No.2, 32-46, 2017.

- (3) 大津宏康, 大西有三, 瀧 治雄, 亀村勝美: 有効応力の概念に基づく掘削解析の問題点に関する一考察, 土木学会論文集, No.481, pp.77-85, 1993.12.
- (4) 小森 博, 堀地紀行, 熊耳哲雄, 大津宏康, 瀧 治雄: NATM における支保構造の三次元効果とその評価について, 土木学会論文集, No.529, pp.57-68, 1995.12.
- (5) 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, VI-459, 2021.
- (6) Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L.: The finite element method for solid and structural mechanics, 6th ed., 4.11, Elsevier, 2005.
- (7) 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.
- (8) 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.
- (9) 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.

