

地山強度比，断面変形率， および地山支保圧力比に関する考察

今西 毅¹・道廣 一利²・吉岡 尚也³

¹ 学生会員 摂南大学大学院 工学研究科 (〒572-8508 寝屋川市池田中町 17-8)

E-mail: 04m202it@edu.setsunan.ac.jp

² 正会員 摂南大学 工学部 (〒572-8508 寝屋川市池田中町 17-8)

³ 正会員 大阪工業大学短期大学部 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

トンネルの安定性を評価する指標として地山強度比，断面変形率などが挙げられる．一方，地山支保圧力比は安定性評価のための指標としてはあまり用いられていない．そこで，これらの相互関係について調べた．その結果，(1)地山支保圧力比と断面変形率との間には，地山が緩み始めるときの断面変形率はベンチ長により異なる傾向が見られる．(2)地山強度比と断面変形率との関係では，地山強度比が 2 以下になると断面変形率が大きくなることがわかった．(3)地山強度比と地山支保圧力比との関係では，地山強度比が 2 以上となる地山では地山支保圧力比の大きさによらず断面変形率が小さくなることがわかった．

Key Words : competence factor, observed deformation, support intensity, 3D FEM

1. はじめに

NATM における支保工の役割は，地山の緩みを抑制し本来地山の持っている支持力の低下を防ぐことである．それが結果として変形量の抑制に寄与しているものと考えられる．しかしながら，支保工に作用する荷重がトンネル掘削による変形とともに変化することを示したものに地山特性曲線がある．この概念によれば，変形量が進むと支保工荷重が小さくなり，ある変形量で支保工荷重が極小値をとることを示している．したがって，支保工の作用効果はトンネルの安定性に大きく影響を与えることがわかる．

支保工の作用効果を評価する方法としては支保工が発揮する内圧（以下，支保圧力と呼ぶ）を利用するのが簡便である．支保圧力への換算方法は Ladanyi¹⁾，Rabcewicz²⁾，Hook & Brown³⁾，岡⁴⁾ によって提案されている．この支保圧力を土かぶり圧で除したのが地山支保圧力比である．従来あまり用いられていない値であるが，支保工の作用効果を評価できるため空洞の安定性評価の指標に用いることができると考える．

一方，トンネル安定性を評価する指標としては，

地山強度比，断面変形率が用いられている．地山強度比は 2 以下になると不安定現象が生じるといわれている⁵⁾．断面変形率については，1.5% 以上になると施工面でいろいろな問題が生じることが指摘されている⁶⁾．また，支保工荷重については断面変形率との関係で定性的に示されている⁶⁾．

したがって，地山強度比・断面変形率・地山支保圧力比の関係を調べることでトンネルの安定性に大きく影響を与える因子を究明できるものと考えられる．

本研究では，岩手トンネル，堀越第二トンネル，竜ヶ岳トンネル，妙口トンネル，太刀野トンネルにおける内空変位計測結果・実施支保パターンと数値解析結果から地山強度比，断面変形率および地山支保圧力比を算出し，これらの相互関係について定量的に考察した．

2. 地山強度比などの算出方法

(1) 地山強度比の算出

地山強度比を求めるには地山の一軸圧縮強度と土かぶり圧が必要となる．しかしながら，多くの施工

事例には一軸圧縮強度は記載されているが、内空変位計測地点ごとの一軸圧縮強度は記載されていない。そのため、ここでは内空変位・天端沈下計測結果から有限要素法により逆解析的に変形係数を推定した。そして、岩石の一軸圧縮強度と変形係数の間に相関性が見られる点に着目し、逆解析的に求めた変形係数 D から一軸圧縮強度 q_u を算出した。主な岩種のおおよその係数比 D/q_u を表-1 に示す^{7), 8)}。

久武ら⁹⁾ は順解析 FEM プログラムを用いて計測変位と解析変位の誤差と弾性係数との間にニュートン・ラフソン法を適用し、繰り返し解析を行うことで弾性係数を推定する手法を提案している。ここでは、久武らの手法に対して、計測変位と解析変位の誤差と地山等級別に設定した入力定数 (D , C , ϕ 等) との間に 2 分法を適用し、順解析 FEM プログラムを用いてトンネル周辺地山の平均的な変形係数を推定した。

順解析を行うに当たり、最初に仮定する地山物性値については地山等級別に設定した表-2 の値を参照した^{11), 12), 13)}。なお、表-2 の値を入力する際、対象地山を地山等級 B の上限値に相当すると仮定した場合、 D , C , ϕ もそれぞれ上限値を用いる。

解析モデルの一例を図-1 に示す。解析領域はトンネル上方、側方、下方ともに 50m とし、軸方向については 100m とした。掘削断面はトンネルによって多少異なるが、およそ掘削幅は 11m、高さは 9m の馬蹄形であり、解析モデルはトンネルの対象性を考慮し半断面としている。また、地山はソリッド要素でモデル化し、完全弾塑性挙動を呈する地山と仮定した。その降伏の判定には Drucker-Prager の降伏基準を用いた。吹付けコンクリートはシェル要素でモデル化した。

境界条件はモデル上面を自由面、他の面はローラー境界とした。鉛直方向応力については土かぶり圧とした。なお、不足する土かぶりについては相当する土かぶり圧をモデル上面に与えた。水平方向応力については、側圧係数によって与えた。

図-2 に解析手順を示す。まず、実線に従い実施支保パターンに基づく地山等級から地山物性値、土かぶりから側圧係数¹⁰⁾を仮定し解析を行う。つぎに、解析結果から解析変位の変位比（内空変位と天端沈下との比）と実測変位の変位比が一致しているかどうかを確認する。一致しなければ側圧係数を仮定しなおし解析を行う。変位比がほぼ一致すれば実測変位（内空変位と天端沈下）と解析変位との誤差

表-1 主な岩種の係数比 (D/q_u)

岩種	砂岩	石灰岩	頁岩	花崗岩	凝灰岩	泥岩
係数比	260	560	150	420	320	100

表-2 解析に用いた主な入力定数

地山等級	D (kN/m^2)	C (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)
B	$2.5 \times 10^6 \sim 1.4 \times 10^7$	300~400	35~45
C I	$1.5 \times 10^6 \sim 2.4 \times 10^6$	200~300	25~35
C II	$5.1 \times 10^5 \sim 9.2 \times 10^5$	150~200	20~25
D I	$3.2 \times 10^5 \sim 4.9 \times 10^5$	100~150	15~20
D II	$7.0 \times 10^4 \sim 1.8 \times 10^5$	75~100	12.5~15
吹付けコンクリートの弾性係数 (kN/m^2)			3.4×10^6

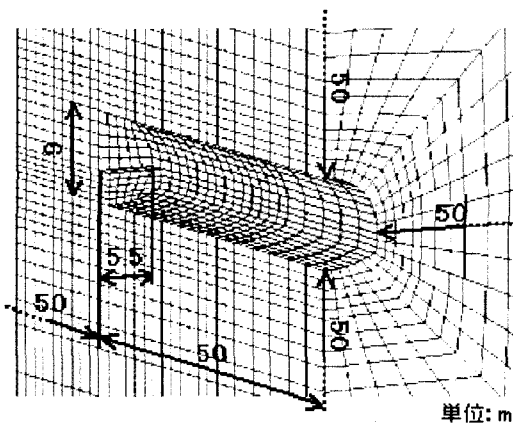


図-1 トンネル近辺の解析モデル

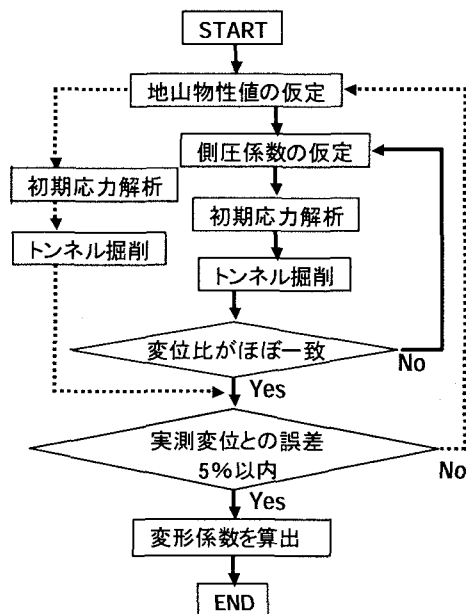


図-2 解析手順

が 5%以内に収まるかどうかを確認する。5%以内に収まらない場合は、以下の手順に従う。

①地山の物性値を仮定しなおし解析する。ただし、ここでの解析変位（変位 A）と変位比が一致したときの解析変位（変位 B）との間に実測変位が収まるように地山の物性値を仮定する。

②実測変位が変位 A, B 間に収まればこれらの解析に用いた入力定数の中間値を次の解析の入力定数として解析する（変位 C）。

③実測変位は変位 C と変位 A, B のどちらかの間に挟まれるので挟んだ 2 つの入力定数の中間値を取り解析する。

④②, ③の手順を誤差が 5%以内に収まるまで繰り返す。

以上の方法で変形係数 D が推定できれば、表-1 の関係を利用して一軸圧縮強度 q_u が求められる。地山強度比は一軸圧縮強度を土かぶり圧で除することによって求められる。求めた地山強度比は 0.1~10 の範囲である。

(2) 断面変形率の算出

断面変形率は計測された内空変位と掘削幅から算出した。なお、断面変形率を用いたのは、掘削幅に対する内空変位を百分率で示すことで道路や鉄道トンネルだけではなく他の大きさの異なるトンネルの内空変位についても相対的に評価できることを意図としている。算出された断面変形率の範囲は 0.1~1.9%である。

(3) 地山支保圧力比の算出

地山支保圧力比を算出するためには支保工の作用効果を支保圧力に換算する必要がある。ここでは、岡の提案している換算式⁴⁾を用いて支保圧力に換算した。この換算式は等方等質岩盤中の円形トンネルにおける地山せん断破壊時の力の釣合い条件から導かれている。実際の岩盤は不均質であり、多くのトンネルの断面形状はほとんど馬蹄形であるため支保圧力を正確に求めることはできないが、支保工の作用効果を数値化することで支保工を定量的に評価する事ができると考えた。

まず、鋼製支保工による支保圧力 $P_{i,ss}$ は、

$$P_{i,ss} = \frac{2F_{ss} \times (\sigma_{ss}/2)}{b \sin \alpha_{ss}} \quad (1)$$

ここに、 F_{ss} : トンネル 1m あたりの鋼製支保工の断

面積、 σ_{ss} : 鋼製支保工の降伏強度、 α_{ss} : 鋼製支保工のせん断角である。 b はせん断すべり線によって形成されるせん断域の幅で、

$$b = 2a \times \cos(45 - \phi/2) \quad (2)$$

ここに、 a : トンネル掘削半径、 ϕ : 地山の内部摩擦角である。ここで、地山の内部摩擦角 ϕ は、逆解析で算出した内部摩擦角を用いた。

つぎに、ロックボルトによる支保圧力 $P_{i,rb}$ は、

$$P_{i,rb} = \frac{F_{rb}}{e \times t} \quad (3)$$

ここに、 F_{rb} : ロックボルトの許容引抜き耐力、 e , t : トンネル周方向、軸方向におけるロックボルトの打設間隔である。

また、吹付けコンクリートによる支保圧力 $P_{i,s}$ は、

$$P_{i,s} = \frac{2T_s \times \tau_s}{b \sin \alpha_s} \quad (4)$$

ここに、 α_s : 吹付けコンクリートのせん断角、 τ_s : 吹付けコンクリートの許容せん断応力、 T_s : 吹付け厚である。 b は、式 (2) の b と同じである。

そして、各支保部材が発揮する支保圧力の合計を P_i として算出した。地山支保圧力比は支保圧力を土かぶり圧で除することで求められる。算出された地山支保圧力比の範囲は 0.1~0.5 である。

3. 各指標の相互関係

(1) 地山強度比と断面変形率

トンネル施工事例における内空変位・天端沈下計測結果、実施支保パターンおよび数値解析結果から各指標を算出した。地山強度比と地山支保圧力比との関係を図-3 に示す。図中において地山支保圧力比 I_s を色で、ベンチ長別にマーカースタイルを変えてプロットしている。すなわち青色の三角でプロットされた点は地山支保圧力比が 0.3~0.4 の範囲内、かつベンチ長が 10m であることを示している。図より、地山強度比が小さくなると断面変形率が大きくなることがわかる。特に地山強度比が 2 以下になると断面変形率が極端に増加する傾向にある。これは仲野⁵⁾が指摘しているように空洞周辺に塑性域が生じ始めることが原因として考えられる。

ここで、日本道路公団の地山分類¹⁴⁾に示された地山強度比を基準として図-3 から断面変形率を読み

取ると両者の関係は表－3 のようになる。表より地山強度比が1以下ではおおよそ0.8%以上の断面変形率となることから変形を抑制できるような施工を行うことが必要であると考え。このように、事前調査およびトンネル施工時における計測結果などから地山強度比を把握することによって、おおよその断面変形率を把握することができる。

また、図－3 より地山支保圧力比 I_s が 0.2～0.3 の範囲では地山強度比が 0.1～10、断面変形率が 0.1～2.0 の間で広範囲に分布している。凡例に示した他の地山支保圧力比についても広範囲に分布していることから現場では地山支保圧力比をあまり意識せずに施工されている傾向が読み取れる。

さらに、地山強度比が 2 以上になる地山では、ベンチ長 2m, 10m, 15m 以上のデータがプロットされており種々なベンチ長が採用されている。その中で、ベンチ長 2m の掘削工法で施工されたケースでは地山支保圧力比が比較的小さいにもかかわらず断面変形率が小さな値となっている。これはベンチ長が短いほうがトンネル断面を早期に閉合することができるため、最小の支保圧力で変形が収束したものと考えられる。一方、地山強度比が 2 以下ではベンチ長 15m 以上の掘削工法が大半を占めている。このことから、比較的良好な地山では急速施工に有利な掘削工法が採用されており、不良地山では地山の変化に

対応しやすい掘削工法が採用されている傾向が見られる。

以上をまとめると、地山強度比が 2 以下となる地山でベンチ長の長い掘削工法を採用する場合には、剛性の高い支保工を選定する必要がある。一方、ベンチ長の短い掘削工法を採用する場合には、剛性の低い支保工を採用しても施工可能であることが考えられる。

(2) 地山支保圧力比と断面変形率

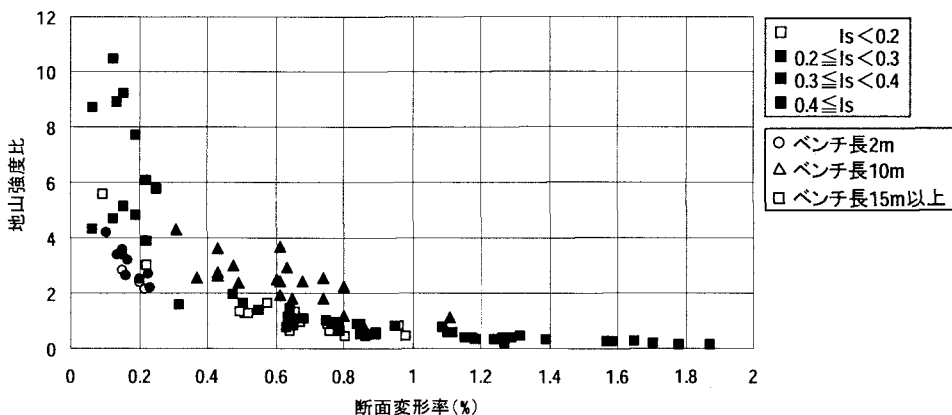
実施支保パターンから地山支保圧力比を算出し、さらに同じ断面で計測された内空変位から断面変形率を求めた。これらの地山支保圧力比と断面変形率との関係を図－4 に示す。図は地山強度比 C_r を色で、ベンチ長はマークスタイルを変えてプロットしている。

図においてベンチ長別にプロットされた点が 2 次曲線で近似できるものと仮定すると、ベンチ長 2m, 10m および 15m 以上についてはそれぞれ①, ②および③で示す特性曲線が描ける。

図より、ベンチ長が 2m の場合、地山強度比が 2.0 以上となる地山であり断面変形率は 0.3% 以内で施工されており、特性曲線で示される地山支保圧力比が極小値を取る断面変形率は 0.2% 付近であることがわかる。一方、ベンチ長が 10m, 15m 以上の場合では、断面変形率がそれぞれ 0.6%, 1.0～1.2% 付近を超えると地山が緩み始める傾向が特性曲線から読み取れる。したがって、ベンチ長が長くなるにつれて地山支保圧力比が極小値を取るときの断面変形率が大きくなることがわかる。これは、ベンチ長の長い掘削工法はベンチ長の短い掘削工法と比較すると

表－3 断面変形率の範囲

地山強度比	断面変形率(%)
4以上	0.3以下
4～2	0.1～0.8
2～1	0.5～0.8
1以下	0.8以上



図－3 地山強度比と断面変形率

断面の閉合が遅れるため、断面変形率が大きな位置で極小値を取るものと考えられる。

また、図よりベンチ長が短くなるにつれて特性曲線の形状がより下に凸になっていることがわかる。これはベンチ長が短いほうが地山支保圧力比の影響が大きいことを示している。

以上より、地山が緩み始めるときの断面変形率、地山支保圧力比の影響はベンチ長により異なることから NATM で施工する際にはベンチ長別に許容変形量を設定することが重要であると考えられる。

(3) 地山支保圧力比と地山強度比

内空変位計測結果から逆解析的に地山強度比を推定し、支保パターンから地山支保圧力比を算出した。算出した地山支保圧力比と地山強度比との関係を図-5に示す。図は断面変形率 $\Delta D/D$ を色で、ベンチ長はマークスタイルを変えプロットしている。

図より、地山強度比が2より大きい地山では地山

支保圧力比の大きさにかかわらず断面変形率は0.8%以下となっている。一方、地山強度比が2以下となる地山では断面変形率は0.8%を超える事例が多く見られ、地山支保圧力比は0.2~0.3付近の比較的小さい箇所にプロットされている。

このことから、地山強度比が2以上となる地山において地山支保圧力比が比較的大きいところにプロットされている箇所については支保工規模をある程度削減できると考える。地山強度比が2以下となる地山では緩みを抑えるために剛性の高い支保工を採用するか、支保工の規模を増やすなど何らかの対策が必要になると考える。

5. おわりに

現場で計測された変形量、施工された支保パターンなどから算出した地山強度比、断面変形率および

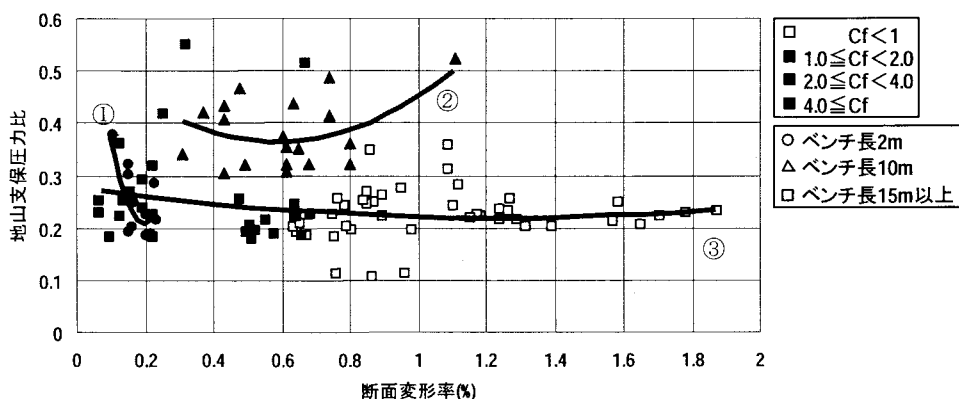


図-4 地山支保圧力比と断面変形率

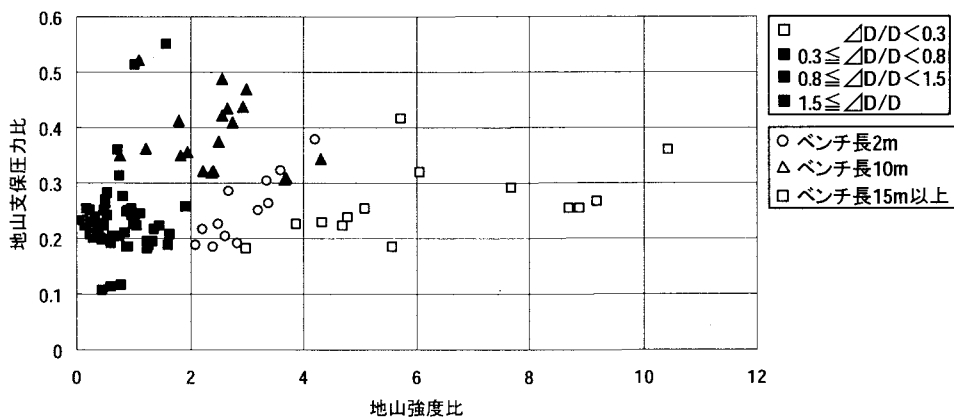


図-5 地山支保圧力比と地山強度比

地山支保圧力比の相互関係について定量的に考察した。まとめると以下ようになる。

- ① 地山強度比が 2 より大きい地山では地山支保圧力比の大きさによらず断面変形率は 0.8%以下となる傾向が見られる。
- ② 地山強度比が 2 以下になると断面変形率は極端に大きくなる傾向が見られる。
- ③ 事前に地山強度比を把握することでおおよその断面変形率を把握することができる。
- ④ 地山が緩み始めるときの断面変形率、地山支保圧力比の影響はベンチ長により異なり、NATM で施工する際にはベンチ長別に許容変形量を設定することが重要となる。
- ⑤ 地山強度比が 2 以下となる地山では緩みを抑制するために、剛な支保工や支保工規模を変更するなど何らかの対策が必要となる。

参考文献

- 1) Ladanyi, B. : Use of the Long-Term Strength Concept in the Determination of Ground Pressure on Tunnel Linings, Prof. 3rd Congr., Int. Soc. Rock Mech., Denver, Vol. 2B, pp. 1150-1156, 1974.
- 2) Rabcewicz, L.V. and Golser, J. : Principles of Dimensioning the Supporting System for the New Austrian Tunneling Method, Water Power, March, pp. 88-93, 1973.
- 3) E. フック, E.T. ブラウン (小野寺透ほか共訳) : 岩盤地下空洞の設計と施工, 土木工学社, pp. 179-191, 1985.
- 4) 岡行俊 : 薄肉理論とその応用 (2), トンネルと地下, 第 7 巻 5 号, pp. 88-93, 1976.
- 5) 仲野良紀 : 膨張性地山の実態, トンネルと地下, Vol. 6, No. 10, pp. 15-25, 1975.
- 6) 谷本親伯, 吉岡尚也 : 山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義, 材料, 第 40 巻第 452 号, pp. 122-128, 1991.
- 7) R.E. グッドマン (大西有三, 谷本親伯訳) : わかりやすい岩盤力学, pp. 124-131, 鹿島出版会, 1984.
- 8) 赤井浩一, 足立紀尚, 新城俊也 : 沖縄, 島尻層泥岩の力学特性, 京大防災研究所年報, 第 16 号, pp. 753-764, 1973.
- 9) 久武勝保, 壺江譲, 山崎康裕 : 地下空洞の三次元逆解析法の開発, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 12 集, pp. 1-8, 2002.
- 10) 三浦克 : 大断面道路トンネルと山岳トンネル工法の現状と課題, 土木学会論文集, No. 516/VI-27, pp. 1-13, 1995.
- 11) 鶴来克俊, 道廣一利, 吉岡尚也 : 原位置試験結果に基づくトンネル挙動解析のための入力定数, 第 39 回地盤工学研究発表会, pp. 1707-1708, 2004.
- 12) E. Hoek, P.K. Kaiser, W.F. Bawden : Support of Underground Excavations in Hard Rock, A.A. Balkema/ROTTERDAM/BROOKFIELD, pp. 27-47, 1995.
- 13) 土屋敬 : トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究, 土木学会論文集, No. 364/III-4, pp. 31-40, 1985.
- 14) 日本道路公団 : 設計要領第三集第 9 編トンネル, pp. 69-74, 1997.

RELATIONS AMONG COMPETENCE FACTOR, OBSERVED DEFORMATION, AND SUPPORT INTENSITY

Tsuyoshi IMANISHI, Kazutoshi MICHIIRO and Hisaya YOSHIOKA

The competence factor, the magnitude of the observed deformation, and support intensity will be an important index for the stability evaluation of the tunnel. In order to make clear the relation of each index, the deformation rate and the support intensity were calculated from the convergence measurement result and the execution support pattern. Moreover, the competence factor was estimated by the three FE analyses of convergence measurement results. As a result, when the competence factor is below 2, the large inward deformations occur. And, the magnitude of tunnel deformations depends on the length of the bench.