

I 期線トンネルを考慮した II 期線施工時における影響予測法の提案

青木宏一¹・岩井勝彦²・嵯峨正信³・進士正人⁴・中川浩二⁵

¹学生会員 修(工) 山口大学大学院 理工学研究科 博士後期課程 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

²正会員 Ph.D 財団法人高速道路技術センター 上席参与 (〒100-0013 東京都千代田区霞が関 3-7-2)

³正会員 日本道路公団 四国支社 高松技術事務所 技術指導課 (〒760-0065 香川県高松市朝日町 4-1-3)

⁴正会員 学博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

⁵フェロ-会員 工博 山口大学教授 臨床トンネル工学研究所 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

II 期線トンネルの施工における重要な留意点は、隣接する既設の I 期線トンネルに影響を最小限に抑えつつ合理的な施工を行うことである。多くの事例では数値解析により影響予測は行われているが、手間とコストの面でトンネル全線にわたり連続的に評価することは難しい。本研究では、I・II 期線トンネル施工による塑性領域の大きさを理論解により簡便に推定し、両者の塑性領域の接近度を指標とした影響予測手法を提案する。過去の事例に本手法を採用した結果、問題箇所の発生をうまく予測することができた。また、II 期線設計段階において、I 期線トンネルへの影響を配慮した II 期線トンネルの支保設計・施工法の検証や管理基準値の設定を行う際の目安にもなりうることがわかった。

Key Words : parallel tunnels, influence prediction, plasticity boundary, tunnel support pattern, informational procedure

1. はじめに

高速道路における暫定 2 車線トンネルに隣接して、新たに 2 車線の道路トンネルを建設する「4 車線化工事」では、新設 II 期線トンネル自身の安定性のみでなく、供用中の I 期線トンネルの安全確保にも配慮した合理的な II 期線設計・施工が求められている。

経験的に双設トンネルにおける 2 本のトンネルの中心間距離は、静的な影響がないとされている 3D 程度 (D: トンネル径) で計画され、施工が行われている¹⁾。しかし、このガイドラインに沿って施工された事例のなかには、II 期線施工による影響が既設の I 期線トンネルに及んだ事例も数多く存在している。また、今後は用地取得上の問題により、相互影響を受けないだけの十分な中心間距離の確保が困難な事例も生じてくることが十分予想され、相互影響を考慮した双設トンネルの建設を行わざるを得ない事例も増えてくるものと思われる。そのため、II 期線施工前には、II 期線施工に伴う I 期線トンネルへの影響度合いを十分に把握し、II 期線の施工法の見直し、必要であれば対策工を準備しておくことが大切である。

本研究では、I・II 期線トンネルそれぞれの掘削によって生じる塑性領域の大きさに着目し、トンネル全線にわたる両者の塑性領域の接近度あるいは干渉の程度を指標とした影響予測手法を提案する。そして、過去の施工事例に適用した際、II 期線トンネルの施工が I 期線トンネルに影響を与えた箇所をうまく予測することができることを示す。

2. 影響予測の現状と問題点

双設トンネルの相互影響に関する研究は、模型実験²⁾⁻⁶⁾や数値解析^{4),5),7)}、理論解析⁸⁾などにより、相互影響を生じないような最適なトンネル中心間距離の把握を目的に検討がなされている。これらの研究では、相互影響は土被りや地山強度、トンネル径などにより異なるとされているが、中心間距離のみに着目すると 1.5~2.0D (壁間距離 0.5D~1.0D) 以上確保することで、相互影響がないとの見解が得られている。

II 期線設計時における I 期線トンネル覆工への影響

予測として主流となっている数値解析^{9),10)}では、I期線の施工データを用いることで、トンネルやその周辺地山の挙動などを予測することができる反面、地山のモデル化と解析手法により解析結果が異なるという側面もある。また、I期線の施工データが存在する全ての断面で数値解析による検討を行うことは、時間的な面から困難であることから、現状では代表的な断面や特殊な断面のみで解析を実施し、その結果を全線にわたって準用する方法が用いられる。そのため、II期線設計時には、連続的に得られているI期線施工データを活用し、I期線の施工状況を評価し、II期線トンネルを設計する手法の提案が望まれている。

3. 新しい影響予測手法の提案

トンネルを掘削すると、トンネル周辺には応力再配分が起り、塑性化する地山領域がトンネル周辺にできるという考えがある。図-1に示すように、この考え方に従えば、双設トンネルにおいて既設I期線トンネルに隣接し新設II期線トンネルが建設される場合、それぞれの施工による塑性領域が重なり合うことが考えられる。その場合、それまでの安定していた地山の応力バランスが過度に崩れ、既設I期線トンネル周辺地山に内在すると考えられるグランドアーチが損なわれると同時に、I期線トンネルは新設II期線側へ引っ張られる挙動を示し、覆工に新たな変状が生じると考えられる。

本研究では、I・II期線トンネルそれぞれの掘削により発生する塑性領域の大きさに着目し、両者の塑性領域の接近度あるいは干渉の程度を指標とした影響予測手法を提案する。すなわち、双方の塑性領域が干渉しない場合、両トンネルの独立性は保たれており、II期線施工時におけるI期線トンネルへの影響を生じる可能性が少ないことを意味する。逆に干渉する場合には、II期線施工時においてI期線トンネルへの影響が生じる可能性が高いことを示している。

本手法の特徴を以下に示す。

- ① I・II期線両者の塑性領域をトンネル延長に沿って連続して簡便に比較することが可能であり、その影響度合いを連続的に推定できる。
- ② I期線トンネルの支保構造や施工法の評価を取り入れることができる。
- ③ II期線施工という特徴を生かすとともに、I期線トンネルの施工データを用いることにより、新設II期線トンネルの影響領域をトンネル全線にわたり連続的に想定できる。

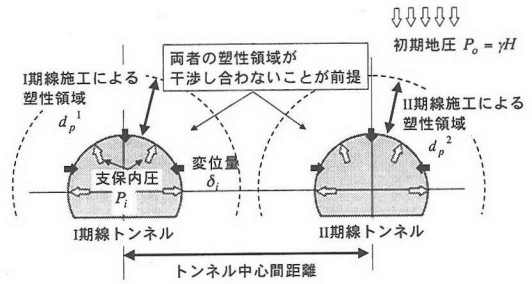


図-1 双設トンネルにおける相互影響の概念図

- ④ II期線の設計支保パターンや施工法の検討が可能である。また、施工時における管理基準値の設定の目安も得ることが可能である。

本手法の基礎となる塑性領域の推定については、実際に計測でそれを把握することは極めて困難であるとされており、Terzaghiの理論解や数値解析など、様々な方法により推定が行われている¹¹⁾。これらのなかで本研究では、Hoekらの理論解^{12),13)}を用いて塑性領域の推定を行うことにした。

4. 塑性領域の推定と検証

(1) Hoekらによる塑性領域の推定方法

Hoekらは、土被りが大きく、不均質な軟弱岩盤においてトンネルのスキージング問題が発生する可能性を予測する方法¹³⁾を提案している。

$$\sigma_{cm} = (0.0034m_i^{0.8})\sigma_{ci} \left\{ 1.029 + 0.025e^{(-0.1m_i)} \right\}^{GSI} \quad (1)$$

$$\frac{d_p}{d_o} = (1.25 - 0.625 \frac{P_i}{P_o}) \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \left(\frac{P_i}{P_o} \right)^{(2.4 - 0.57)} \quad (2)$$

$$\frac{\delta_i}{d_o} = (0.002 - 0.0025 \frac{P_i}{P_o}) \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \left(\frac{P_i}{P_o} \right)^{(2.4 \frac{P_i}{P_o} - 2)} \quad (3)$$

ここに、 m_i : 岩石により定まる力学定数

P_o : 初期地圧 (MPa)

P_i : 支保内圧 (MPa)

d_o : トンネル直径 (m)

式から明らかなように、まず現地踏査やボーリングコア資料による室内試験などより、新鮮な岩石の一軸圧縮強度(σ_{ci})、地質強度指数(GSI)、定数(m_i)を推定し、式(1)を用い、地山の一軸圧縮強度(σ_{cm})を算出する。さらに、式(2)、(3)を用いて、この算出された一軸圧縮強度より、弾塑性境界(d_p)と変位量(δ_i)の推定を行う。この方法は、最終的なトンネルの施工

表-1 各支保パターンの推定支保内圧の一例

日本道路公団・新標準支保パターン							
支保パターン	B-a	CI-a	CII-a	CII-b	DI-a	DI-b	DII-a
標準掘進長 (m)	2.0	1.5	1.2	1.2	1.0	1.0	1.0
ロックボルト	長さ (m)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	4.0
	施工間隔 (m) (掘進方向)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2
	打設範囲	180	180	240	240	240	240
	支保内圧 (MPa)	0.06	0.08	0.10	0.10	0.15	0.15
鋼製支保工	上半	-	-	-	H-125	H-125	H-125
	下半	-	-	-	-	H-125	H-125
	支保内圧 (MPa)	-	-	-	0.12	0.15	0.15
吹付けコンクリート	吹付け厚 (cm)	5	10	10	10	15	15
	支保内圧 (MPa)	0.18	0.36	0.36	0.36	0.53	0.53
総支保内圧 (MPa)	0.24	0.44	0.46	0.58	0.83	0.83	1.05

表-2 補助工法採用による増加支保内圧

補助工法	増加支保内圧
フォアボーリング	+0.1MPa
増ボルト	
ボルトの長尺化	
仮インバート	+0.2MPa

法や支保設計を決定するためのものではなく、押出し性地山の問題の生じそうな区間を事前に推定することを目的に提案されており、そのために用いるには、十分信頼性のあるものとされている。

(2) 本手法における塑性領域の推定方法

II期線設計時においては、I期線施工データが存在するという利点がある。このI期線施工データを活用し、より精度の高い塑性領域の推定を行うことが可能となる。すなわち、弾塑性境界の推定には、室内試験からではなく、既知量である内空変位を式(3)に入力することで地山の一軸圧縮強度を逆解析的に推定した。そして、この値より弾塑性境界を求めた。なお、本手法が対象とする地山は、側圧係数 $K_0 \approx 1$ とみなせる土被り 75m 以上を対象とする¹⁴⁾。

以下に示すような条件のケースを例にとりながら、その手順を示す。

(検討条件) 土被り：120m、トンネル直径：10m
 支保パターン：CII-a
 補助工法：増しボルト、仮インバート
 内空変位 (計測値)：71mm

① 支保内圧(P_s)の算定

ここで用いる式において、各支保パターンは支保内圧として取り扱われている。一般に、これらの式については種々の方法が提案されている。ここでは、今田らが用いた方法¹¹⁾により、吹付けコンクリート・鋼

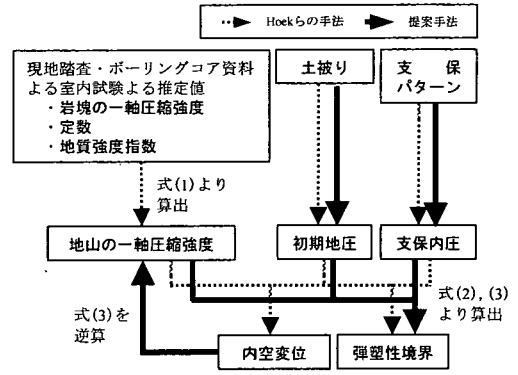


図-2 弾塑性境界の推定までの計算の流れ

製支保工・ロックボルトの各部材ごとに支保内圧を求め、合計値をその支保パターンの支保内圧とした。一例として、日本道路公団の新標準支保パターンの場合の支保内圧を表-1に示す。また、補助工法の効果を数量的に評価し、支保内圧として換算することは現時点では難しいと思われるが、式(2)、(3)に補助工法の効果を含めた支保内圧を考慮するためには、表-2に示すように便宜上支保内圧が増加するものと仮定することとした。なお、補助工法の採用により増加する支保内圧は、既往の研究¹³⁾や表-1の各支保部材より算定した総支保内圧との関係をみながら、著者らの過去の経験に基づいて設定している。以下に、各支保部材の支保内圧の算定式を示す。

吹付けコンクリートの支保内圧 (P_x)

$$P_x = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{cc} \left[1 - \left(\frac{r_i - t_c}{r_i} \right)^2 \right] \approx \sigma_{cc} \frac{t_c}{r_i} \quad (4)$$

ここに、 σ_{cc} ：吹付けの一軸圧縮強度 (MPa)
 t_c ：吹付け厚さ (m)
 r_i ：トンネルの半径 (m)

鋼製支保工の支保内圧 (P_{ss})

$$P_{ss} = \frac{\sigma_{ss} \cdot A_s}{S \cdot r_i} \quad (5)$$

ここに、 σ_{ss} ：鋼製支保工の降伏強度 (MPa)
 A_s ：鋼製支保工の断面積 (m²)
 S ：支保工の設置間隔 (m)

ロックボルトの支保内圧 (P_{sb})

$$P_{sb} = \frac{T_{bf}}{S_c \cdot S_l} \quad (6)$$

ここに、 T_{bf} ：ロックボルトの引抜耐力 (N)
 S_c ：トンネル円周方向の設置間隔 (m)
 S_l ：トンネル軸方向の設置間隔 (m)

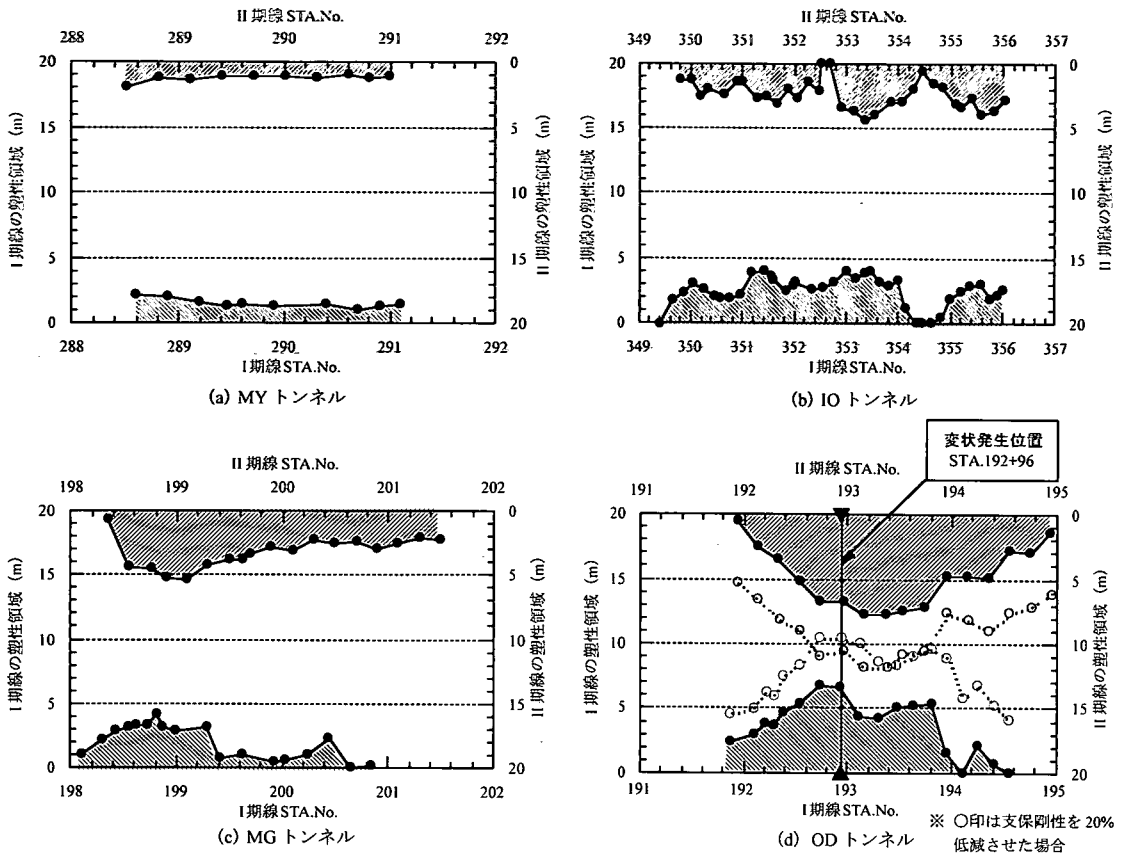


図-3 I・II期線トンネル施工による塑性領域の分布

計算例では、支保パターンは「CII-a」であるから、表-1により総支保内圧0.46MPa、補助工法は「増ボルト」と「仮インバート」が採用されていることから、表-2により支保内圧は+0.3MPaとなり、この測点における支保内圧の合計は0.76MPaになる。

② 地山の一軸圧縮強度(σ_{cm})の算出

図-2に示すように、I期線の内空変位と支保内圧を入力値とし、式(3)を逆算して、地山の一軸圧縮強度を求める。なお、入力する内空変位は、計測開始前の先行変位量を含む全変位量を用いることとする。その先行変位量は、既往の研究^{14),16)}などを参考とし、一般的に考えられている全変位量の40%であると仮定した。したがって、計測された内空変位量が71mmである計算例では、先行変位40%を考慮すると、全変位量 $\delta_t=118\text{mm}$ となる。また、初期地圧 $P_0=25\text{kN/m}^3 \times 120\text{m}=3.0\text{MPa}$ となる。以上の結果を式(3)に代入すると、地山の一軸圧縮強度 $\sigma_{cm}=0.64\text{MPa}$ が求まる。

③ I期線トンネルの塑性領域(d_p')の算出

式(2)より、I期線の施工による塑性領域を算出す

ると、計算例では $d_p'=2.95\text{m}$ となる。

④ II期線トンネルの塑性領域(d_p'')の算出

II期線施工による塑性領域の推定もI期線と同様に、内空変位と支保内圧より地山の一軸圧縮強度を推定し、塑性領域を算出する。

I・II期線で推定された塑性領域の接近度あるいは干渉の程度により相互影響を評価し、II期線の施工法や支保パターンなどの検討を行う。

5. 既往のデータによる提案手法の検証

既に施工が完了している4トンネルを対象に、I・II期線トンネルの施工データを用いて、それぞれのトンネルの塑性領域を算出し、提案手法の有用性について検証する。

各トンネルのI・II期線トンネルの塑性領域の分布を図-3に示す。II期線施工時にI期線トンネルへの影響がみられなかったMY、IO、MGの3トンネルは、I・

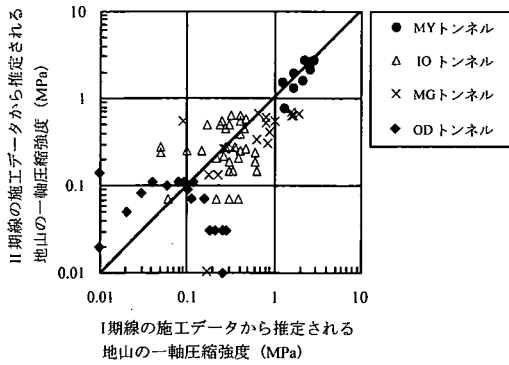


図-4 I・II期線の地山の軸圧縮強度の比較

II期線それぞれにおいて生じたと考えられる塑性領域が5m前後であり、塑性領域が重なっていないものと判断できる。この結果では、これらの3トンネルでは、トンネル間隔距離を短くする、もしくは支保ランクを軽くすることで、用地取得費などのさらなる合理的（経済的）な施工も可能であったといえる。

一方、ODトンネルは、STA.192+96付近においてII期線施工時にI期線トンネルに変状が生じたと思われるトンネルである。変状区間周辺では、I・II期線の塑性領域が重なっていないものの、両者の塑性領域は5mを超えており他のトンネルに比べ大きく、また同トンネル中の変状がみられなかった区間と比べても、両者の塑性領域が非常に接近していることがうかがえる。

ここで、仮にODトンネルの支保内圧を所定の値から20%低減（およそ1ランク軽い側の支保内圧に相当）させると、I・II期線それぞれの塑性領域は重なる結果となる。図-3(d)に○印として、その結果を示す。このトンネルでは、脚部沈下など何らかの原因により、表-1に示す適切な支保内圧が確保できずに、塑性領域が拡大し、II期線施工によるI期線トンネルへの変状が生じたものと想定しうる。すなわち、この区間においては、I・II期線トンネルの塑性領域が重なり合う可能性を強く有しており、現実にも変状が生じたことを考え合わせると、ここで提案する手法を用いて、II期線施工時の問題箇所への予測が可能であることを表している。

また、I・II期線の施工データより算出した地山の軸圧縮強度の比較を図-4に示す。この図より、4トンネル全てでI・II期線の地山の軸圧縮強度は、比較的近い値が得られている。加えて筆者らは先に、I・II期線トンネルの施工データを比較した結果、両者の地山条件は、ほぼ同様であることを示しており¹⁾、II期線の設計段階においては、I期線施工データが存在

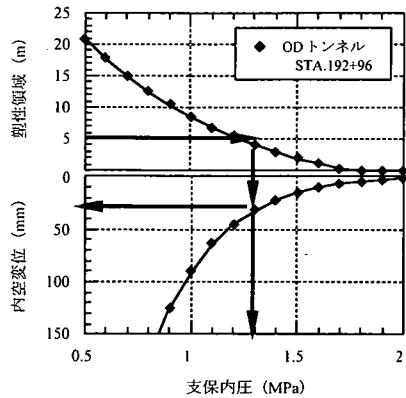


図-5 支保内圧と塑性領域、内空変位の関係

するというII期線施工という特徴を生かし、I期線施工データより求めた地山の軸圧縮強度とII期線設計支保より算定した支保内圧を式(2)に代入してII期線の塑性領域を推定することも差し支えないものとする。

次に、II期線施工によりI期線トンネルへ変状が生じたODトンネルのSTA.192+96に対し、II期線トンネルの支保内圧とその時の塑性領域、内空変位の関係を式(2)、(3)から求めた結果を図-5に示す。図中の実線の矢印で示すように、塑性領域を5m未満に抑えるためには、支保内圧は1.3MPa以上、内空変位30mm未満で施工する必要があると読み取ることができる。

このように本手法を用いることにより、II期線の設計段階において、図-5に示すようなグラフを作成し、I期線トンネルへの影響を最小限に抑えることを目的に、II期線トンネルに必要な支保内圧、すなわち支保パターンや施工法、およびその時の管理基準値について、現実的な値を探ることが可能となる。

6. おわりに

本研究では、簡便な理論解を用いて、I期線トンネルへの影響を評価したII期線トンネルの支保設計を行うための方法と管理基準値の設定を行う際の影響予測式とその考え方の提案を行った。この手法は、II期線トンネル施工という特徴を生かし、I期線施工データを連続的に逆解析することにより、I・II期線トンネルそれぞれの施工による塑性領域を推定し、II期線施工時の影響予測を行うものである。使用するI期線施工データも土被り厚、支保パターン、内空変位であり、データを入手することが比較的簡単であり、トンネル全線にわたり得ることができる。この手法により過去の施工データを用いて検証を行った

ところ、I・II期線トンネルの塑性領域が干渉しない、あるいは極度に接近しない場合は、I期線トンネルへの影響が生じないと推定された。

しかし、この手法によるII期線トンネルの管理基準値は、言うまでもなくII期線トンネル設計段階での基礎データとしての活用を考えるべきものであり、施工中の計測などで設定値が妥当であるかどうか、現実的なものであるかどうかの検証は、必ず行う必要がある。また、通常程度の支保パターンで楽々この基準値をクリアできるような箇所については、この基準値にあえて従う必要はなく、それぞれのトンネルに適する基準値的なものを考えればよい。その意味で、この基準値は、最大許容内空変位的な意味合いのものであると解釈し、使用することが望ましいと考える。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領 第三集 トンネル本体工 保全編（近接施工），1998.10.
- 2) 壺内達也，後藤有志，西岡哲：近接した双設トンネルの模型実験について，第21回土質工学研究発表会講演論文集，pp.1673-1674，1986.
- 3) 桜井春輔，丸岡巧，チャールズアカユリ，芥川真一：双設トンネルの挙動と中壁部に作用する土圧に関する研究，トンネル工学研究論文・報告書，第6巻，pp.83-88，1996.11.
- 4) 蔣宇静，江崎哲郎，末松史朗，阿部浩二，大久保達也：双設トンネルの相互影響の評価について，トンネル工学研究論文・報告書，第6巻，pp.1-8，1996.11.
- 5) 小坂寛巳，今田徹，小笠原政文，津野和宏，藤井義文，平井卓：水平に近接した2本の円形セグメントに作用するゆるみ土圧，土木学会論文集，No.596/III-43，pp.65-79，1998.6.
- 6) 菊本統，朴時玄，足立紀尚，木村亮，岸田潔：成層傾斜地盤における双設トンネル掘削を模擬した2次元降下床実験，土木学会第55回年次学術講演会論文集，III-B72，pp.144-145，2000.9.
- 7) 土屋敬，田原昇二：NATMにおける双設トンネルの隣隔距離に関する研究，第22回土質工学研究発表会講演論文集，pp.396-400，1990.
- 8) 杉本光隆，松本嘉司，西岡隆：エネルギー論に基づく双設トンネルの安定解析，土木学会論文報告集，第308号，pp.185-194，1989.
- 9) 高速道路技術センター：北陸自動車道・上越～朝日間（II期線）総合検討 総括報告書，1995.3.
- 10) 石原基嗣，清田康明，栗田猛志，川島優幸：情報化施工で既設トンネルへの影響を読む，山形自動車道 青野トンネル，トンネルと地下，第32巻7号，pp.15-25，2001.7.
- 11) 今田徹，岡林信行，野間正治：最新山岳トンネルの施工，鹿島出版会，pp.26-32，1996.9.
- 12) Hoek, E. and Marinos, P.: PREDICTING SQUEEZE part1, Tunnels & Tunneling international, pp.45-52, 2000.11.
- 13) Hoek, E. and Marinos, P.: PREDICTING SQUEEZE part2, Tunnels & Tunneling international, pp.33-36, 2000.12.
- 14) 日本道路公団試験研究所：トンネル数値解析マニュアル，1998.10.
- 15) 桜井春輔：都市トンネルの実際，鹿島出版会，pp.123-135，1998.3.
- 16) 桜井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおけるNATM，鹿島出版会，pp.190-191，1988.12.
- 17) 青木宏一，嵯峨正信，中川浩二：II期線トンネル設計・施工のためのI・II期線の施工データの比較，トンネル工学研究論文・報告集，第11巻，pp.57-62，2001.11.

(2002. 8. 23 受付)

A PROPOSAL OF INFLUENCE ASSESSMENTS OF GROUND BY SECOND TUNNEL EXCAVATION BASED ON FIRST TUNNEL EXCAVATION DATA

Koichi AOKI, Katsuhiko IWAI, Masanobu SAGA, Masato SHINJI and Koji NAKAGAWA

It is necessary to prevent the first stage tunnel to be at minimum level of the influence when the adjoined second stage tunnel is being excavated. Although many examples of the prediction of the influence have been performed by numerical analyses, it is still difficult to evaluate the whole tunnels in respect of time and cost. A method for obtaining the size of plastic zone surrounding the two tunnels was presented in this paper. The safety of the tunnel construction may be judged by the occurrence of the plastic zone created at each stage of the tunnel construction. Moreover, construction method, support system, and management system for the second excavated tunnel can be designed by considering the plastic zone influence of the first excavated tunnel.