

# トンネル掘削に伴う緩み域の推定方法に関する研究

吉岡尚也 畑 浩二  
木梨秀雄 藤原紀夫

## Estimation of Loosened Zone in Tunneling

Hisaya Yoshioka Koji Hata  
Hideo Kinashi Toshio Fujiwara

### Abstract

Convergence measurement can be easily carried out during tunnel construction and provides serial information on deformation of tunnel walls and development of loosened zones.

In this study it is verified that the width of a loosened zone induced by tunnel excavation can be estimated from the converged state of the convergence curve through FEM analysis and in site measurement.

### 概 要

トンネルにおける内空変位計測は、施工中に容易に実施できる方法の一つであり、しかもトンネル掘削壁面の変形量や支保工に作用する荷重の大きさなどについての情報を与えてくれる。

この論文では、空洞周りに形成される緩み域が、内空変位曲線の収束状態から推定できることを FEM 解析と原位置計測を通して実証した。

## 1. 序

ラブセビッチ<sup>1)</sup>は、“新しいオーストリア・トンネル工法”と題し、その概念を発表した。この概念では、トンネル掘削壁面を可能な限り早期に薄層の吹付けコンクリートで閉合することの有効性が強調されている。引き続き、適度な剛性をもった支保を施し、わずかに変形を許すと、比較的短期間で新たな空洞の力学的安定性が得られることを指摘した<sup>2)</sup>。

しかし、1978年にはミュラー<sup>3)</sup>が“いわゆる NATM”と断わり書きをして、NATM が誤解されていることを指摘した。NATM を成功させるためにトンネル周辺の岩盤が最大限に利用されていないという指摘であった。

“トンネル周辺の岩盤を最大限利用する”とか“適度な剛性を有した支保を施し、わずかに変形を許容する”といった NATM の概念を具体的に解釈するために、我が国でも NATM に関する研究が積極的に行われるようになった。

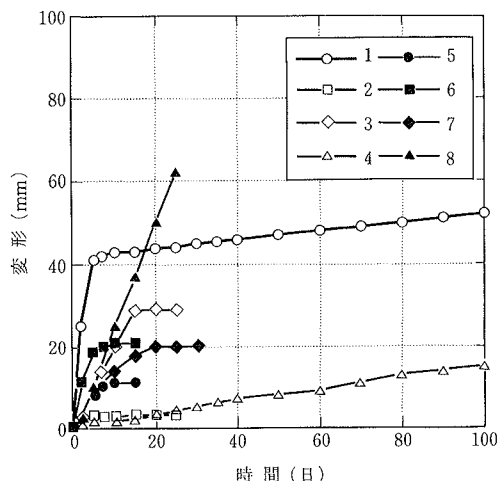
山本<sup>4)</sup>は落し戸の実験からロックボルトによるブロック化効果を見出した。タニモトラ<sup>5)</sup>は、全面接着型ロックボルトに一定の作用効果を持たせるためには、塑性域の

1.5~2.0倍の長さのロックボルトを打設しなければならないことを定性的に提案した。

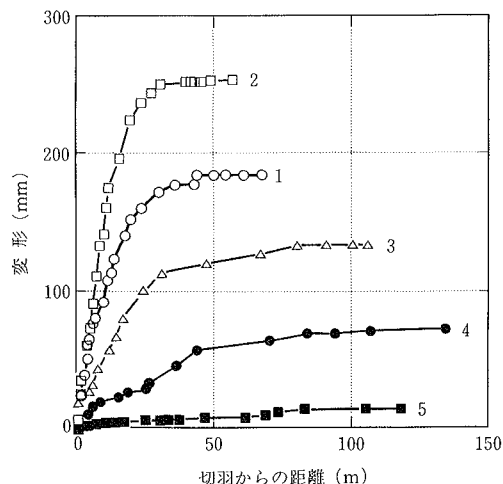
桜井<sup>6)</sup>は、現場計測から得たトンネル周辺地山の変位をひずみに換算し、この結果を破壊時のひずみと比較することによってトンネルの力学的安定性が評価できることを提案した。タニモトラ<sup>7)</sup>は、軟岩地山における内空変位計測事例を解析し、初期の変位速度からトンネル壁面の最終変形量が予測できることを提案した。

谷本<sup>8)</sup>は、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製アーチなどの支保工の作用効果を等価な内圧に置き換えれば、トンネルの力学的安定性を得るための支保の設計が容易になることを示した。今田<sup>9)</sup>は、トンネルの合理的な設計手法の開発に資するため、トンネル周辺地山の応力状態を三次元模型実験によって明らかにした。足立<sup>10)</sup>は、地山を緩ませることなく掘削すれば、きわめて柔らかな支保構造でもトンネルの安定が保たれることを提案した。

本研究では、FEM 解析結果と軟岩地山に掘削された高速自動車道トンネルにおける計測結果から内空変位曲線と塑性域の発達との関係を明らかにした。



図一1 パッハーによる内空変位曲線の例



図一2 日本における内空変位曲線の例

## 2. 種々な地山における内空変位の実体

山岳トンネルとは、岩質地山中に開削されるトンネルを指す。この山岳トンネルの施工において、総括的に述べられる適切な変形あるいは適切な支保工の規模とはどのようなものであろうか。いくつかの事例から変形と支保荷重について調べた。

合理的なトンネルの支保を考察する上で、支保に作用する荷重と周辺地山の変形との関係（特性曲線）が必要となる。しかし、個々のプロジェクトに対し具体的に特性曲線を描き、支保荷重の極小点を決定した報告は少ない。また、トンネル周辺に発達する塑性域がロックボルトや吹付けコンクリートによってどのような支持リングを構成しているかといった課題についての定量的な検討もなされていない。地山は様々な挙動を示すのでわずかなパラメータだけで描いた特性曲線は、ごく定性的な傾向しか示し得ないが、現場計測は種々の未知因子を含みながらも現実的な特性曲線を設定する情報を与えてくれる。

パッハー<sup>11)</sup>は、自分の経験した工事例に基づき、変形速度と支保荷重との関係を図一1のように示している。図一1において、1は調査坑、2は直径10m、雲母片岩、3は直径10m、石英片麻岩、4は直径20m、はんれい岩・石灰岩、5は直径10m、石墨片岩、6は直径10m、メルゲル、7は直径5.5m、メルゲル中の断層、8は直径5.5m、鉱山坑道での事例である。これによれば、掘削後数日間は大きな変形速度を示すが、トンネル周辺に支持リングが形成されれば変形速度は急激に減少し、明瞭な変曲点を示す。この場合、変形速度は切羽の進行速度と地山挙動の時間依存性に影響されるが、パッハーをはじめ一般には、内空変位計測の結果を変形と時間との関係のみで表示していることが多い。しかしながら、谷本ら<sup>8)</sup>やフックら<sup>12)</sup>は、切羽面を有するトンネル縦断面でのア

ーチ作用が大きな意味を持っており、地山の時間依存性よりも半ドーム作用の変化による影響が支配的であることを指摘している。NATMでの最重要因子でありながら、過去の報告では両者が区別されていない。

一方、日本での計測例を変形量と切羽位置との関係でプロットすると図一2のようになる。図一2の1は凝灰角れき岩、2、3は凝灰岩、4は輝緑岩、5は粘板岩での事例である。変形量は、パッハーの示した例に比べると大きな相違がある。この原因としては、トンネル周辺の支持リングがかなり遅れた時期に形成されていること、支保工の規模が不十分で支保荷重極小点に対応する変形量を大きく見積もりすぎていることなどから、いわゆる塑性域あるいは塑性領域を拡げ過ぎていることが懸念され、日本の地質条件に合致した検討が必要となる。

## 3. 数値解析によるトンネル周りの塑性域の形状

地山強度比  $C_r$  (岩盤の一軸圧縮強度と土被り圧との比) が2以下となるような地山にトンネルを掘削した場合、支保工の内圧が不足するとトンネル周辺に塑性域が形成される。ここでは、一例として1.96 MPaの静水圧的初期応力を有する地山に半径5mの円形トンネルが掘削されたものとして、カストナーの理論解<sup>13)</sup>を用いて塑性域の状態を調べた。

図一3は、地山強度比  $C_r$  を0.5としたときの塑性域の幅  $W_p$  と地山の内部まさつ角  $\phi$  との関係を示したものである。図より、地山の内部まさつ角  $\phi$  が小さく、しかも地山・支保圧力比  $I_s$  が小さくなると塑性域の幅が大きくなる。図一4は、地山強度比  $C_r$  を1.0にした場合である。このように地山強度比  $C_r$  が大きくなるとトンネル周辺に形成される塑性域の幅が図一3に比べて急激に減少することもわかる。

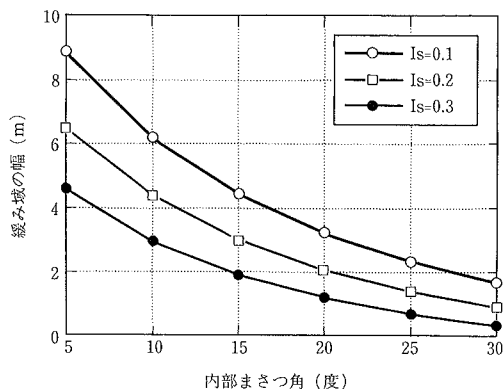


図-3 緩み域の幅と内部まさつ角との関係

つぎに、上述したカストナーの理論解<sup>13)</sup>を用いてトンネル周辺地山の応力状態を調べた。この解析では、地山強度比  $C_r$  が0.5となるような地山に半径5mの円形トンネルが掘削されたとして、トンネル周辺地山の接線方向と半径方向の応力を調べた。解析結果を図-5に示す。地山強度比  $C_r$  が0.5という条件下でも、静水圧的初期応力  $P_0$  (ただし、 $P_0=1.96$  MPaとする)の半分に相当する内圧  $P_i$  のもとでは、地山全体は弾性挙動を示す。しかし、わずかな内圧の変化によって塑性域が増大することがわかる。一方、最大主応力  $\sigma_1$  と最小主応力  $\sigma_3$  に相当する接線方向応力  $\sigma_t$  と半径方向応力  $\sigma_r$  に注目すると、地山が降伏し始める弾性域と塑性域との境界上では応力状態は常に一定で、トンネル壁面に作用する内圧  $P_i$  の程度に応じて塑性域の幅が変化しているだけである。これは、弾性・塑性境界から外側に向かって生じる応力再配分に対し、常に一定の内圧を与えるように塑性域が発達するためである。

さらに、馬蹄形断面を有した高速自動車道トンネルが掘削された時、トンネル周辺にどのような塑性域が形成されるのかをFEM解析によって求めた。解析条件は以下のとおりである。

- ① 地山強度比  $C_r$  を0.5とする。
- ② トンネル掘削前の初期応力状態は、静水圧分布に近いことが松本ら<sup>15)</sup>によって報告されているため、ここでも静水圧的初期応力状態を仮定し、その大きさを1.96 MPaとする。
- ③ 地山の弾性係数  $E$  は、 $E=200 \times \sigma_c$  (ここに、 $\sigma_c$  は地山の軸圧縮強度)より求める。ポアソン比  $\nu$  は0.3を仮定する。
- ④ 地山の内部まさつ角  $\phi$  を20°とし、粘着力  $c$  は  $c=\sigma_c / \{2 \tan(45^\circ + \phi/2)\}$  より求める。
- ⑤ 破壊規準としてDrucker-Pragerの式を用いる。

図-6(a)は、地山・支保圧力比  $I_s$  が0.1、すなわち0.196 MPaの内圧が与えられた場合にトンネル周辺に生じる塑性域を黒く塗って示したものである。トンネル掘削によって生じた塑性域は、トンネル中心線とスプリングラインとの交点(+印)を中心とした同心円上に拡がって

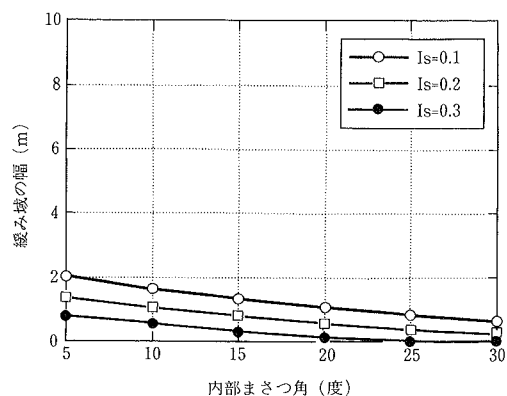


図-4 緩み域の幅と内部まさつ角との関係

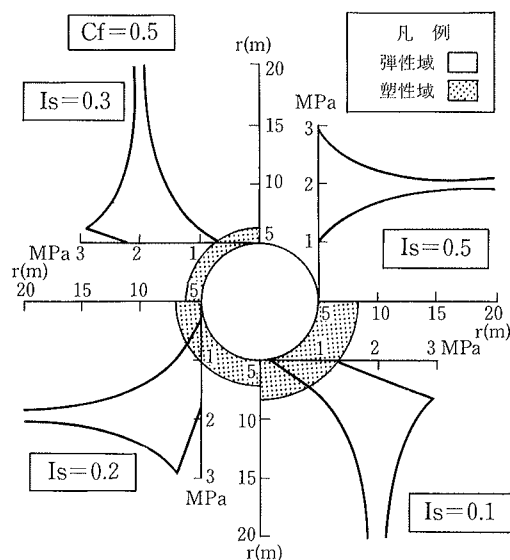


図-5 半径と接線方向の応力分布

いる。図-6(b)と図-6(c)は、それぞれ地山・支保圧力比  $I_s$  が0.2と0.3の場合における塑性域を示したもので、図-6(a)の場合と同じようにほぼ同心円上に塑性域が生じている様子がわかる。

以上より、地山強度比  $C_r$  が0.5前後の地山にトンネルを掘削すれば、トンネル周辺にはほぼ円形形状を有した塑性域が生じるものと考えられる。すなわち、見掛け上は円形断面のトンネルを掘削したときと同じような現象が現われているとも言える。

#### 4. 内空変位曲線と塑性域の発達

一般に、現場計測は二つの目的に大別される。一つは、地山の挙動原理が判別しないため、主要な因子を見つけ出すことを目的として実施されるもので、定性的な把握が主目的となる。試験施工あるいは施工の初期段階に実施される。もう一つは、地山の挙動原理は既知として、変化の上下限を設定し、施工管理として行うモニタリ

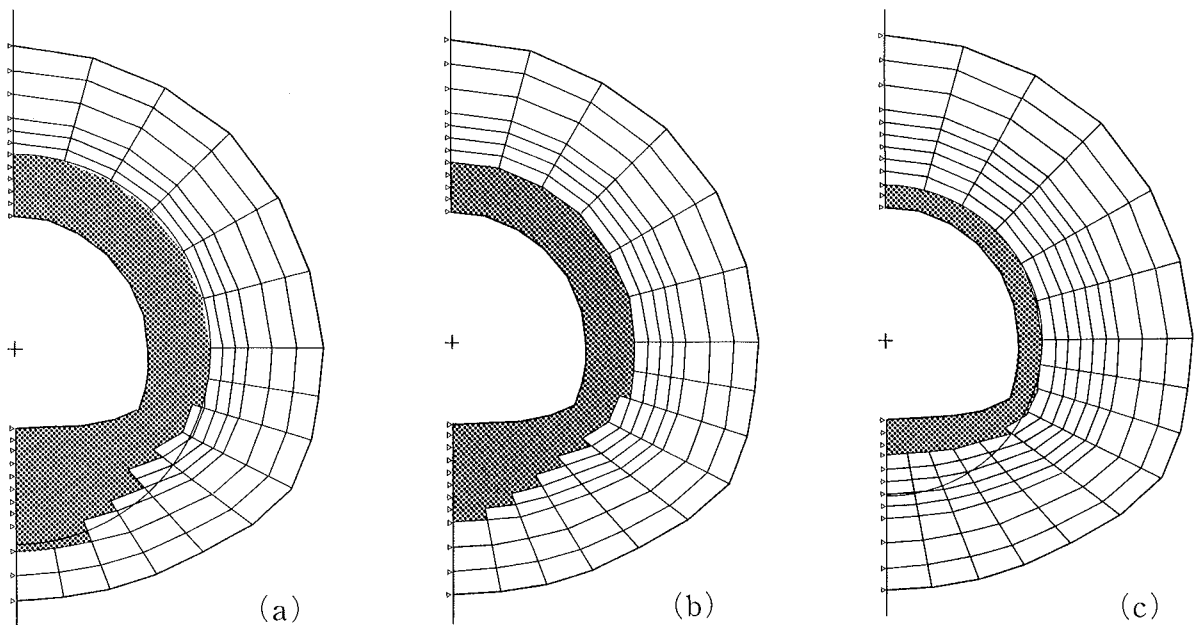


図-6 (a), (b), (c) FEM 解による緩み域

グである。従って、定量的な判断を目的とし、施工期間を通じて実施されるのが普通である。NATM における内空変位計測はこの代表と考えられる。

NATM が標準工法として定着した現在、大部分のトンネル現場において、内空変位計測が実施されている。しかしながら、内空変位計測の結果は示されているが、それをどのように利用したか、支保工の規模の妥当性はどうであったか、施工管理として有用であったかなどという点については十分に評価されていない。

また、トンネル支保の基本的概念として公表した谷本らの論文<sup>8)</sup>では、地山の時間依存性が著しくない限り内空変位曲線は、進行する切羽面との関係で示す方が適切であることが指摘されている。この切羽面との距離と変形量との関係で示された内空変位曲線（以下、特に断わらない限り、内空変位曲線はこの表示に従う）では、地山が弾性的な挙動を示す場合は、掘削径  $D$  を目安としてトンネル進行方向での変化に着目すると、内空変位曲線は  $2D$  なる距離以内で一定の値に収束する。これは、数値解析でも、現場実験でも確認されている<sup>8)</sup>。ところが、実際の施工時に観察された多くの内空変位曲線を解析してみると、 $2D$  なる距離で内空変位が収束した例はほとんどなく、 $2D$  をはるかに越えた距離でないと収束しないことが多い。一般に、全断面掘削ではなく、上部半断面先進式もしくはいわゆるベンチ方式の分割掘削が実施されていることが多く、 $2D$  以内で収束しないのは当然でもある。そこで、切羽の進行に伴う塑性領域の拡大を求めめるため、弾塑性モデルによる FEM 解析を行った。

地山強度比  $C_r$  を 1.5, 1.0, 0.5 と想定し、横軸に切羽面から計測断面までの距離、縦軸にトンネル壁面間の相対変形量をとって両者の関係を図-7(a), (b), (c) に示し

た。なお、地山の内部摩擦角は  $20^\circ$  とした。これらの図は、定性的な傾向を示すために作成したもので、地山・支保圧力比  $I_s=0.1$  なる内空変位曲線は、支保効果を等価な内圧に換算し、これをトンネル壁面に作用させた場合に相当し、 $I_s=0.0$  なる内空変位曲線は無支保の状態に相当している。図-7 より地山強度比が低くなるほど変形量に著しい影響を及ぼすこと、さらに、内空変位曲線の収束する時点での切羽との距離が大きくなっていることがわかる。これらの変形量および収束距離は、トンネル周辺に発達する塑性領域と関連していて、図中に記入した  $W_p$  が壁面から地山深部に拡がる塑性域の幅を示している。例えば、地山強度比  $C_r=0.5$  の場合では、塑性域の幅は  $0.3\sim 0.4D$  となり、高速自動車トンネル ( $D=11\text{ m}$ ) の場合では、 $3.3\sim 4.4\text{ m}$  ぐらいに相当する。

つぎに、地山深部の弾性挙動を示す領域と塑性域との境界（塑性域の外側境界）に着目し、トンネル中心軸からこの境界までの距離を  $r$ 、またトンネル進行方向における距離を  $d$  として表示すると、それぞれの条件下で内空変位曲線が収束する時の  $d$  の値と  $r$  との間には明瞭な関係が認められた。すなわち、この時の  $d$  はすべて  $r$  の 4 倍であった。 $r$  は、トンネル中心軸からとった塑性域の外側境界までの距離であり、塑性域を含めた全体の直径を  $D'$  とすれば、 $D'=2r$  となる。なお、図-7 には、 $D'$  に相当する位置を示しており、 $d=2D'$  なる位置で内空変位曲線が収束していることがわかる。すなわち、トンネル周辺に塑性域が発達する場合の内空変位曲線は、あたかも弾性・塑性域の境界を外径 ( $D'$ ) にもつトンネルを弾性体内で掘削したかのように  $2D'$  なる距離にて一定値に収束する。

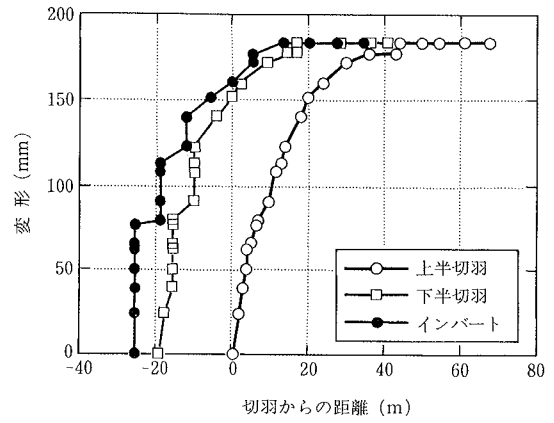
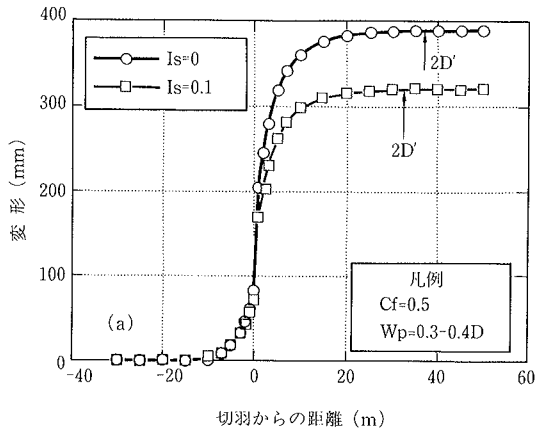


図-8 内空変位曲線の収束事例

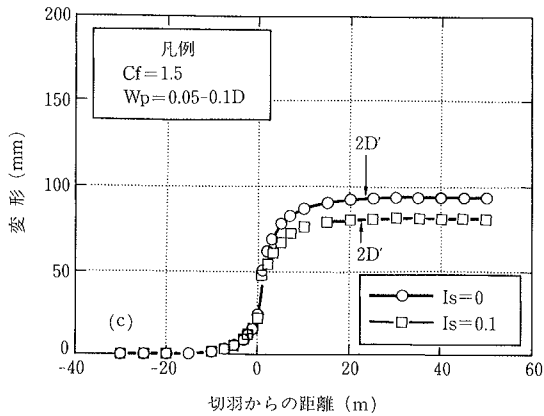
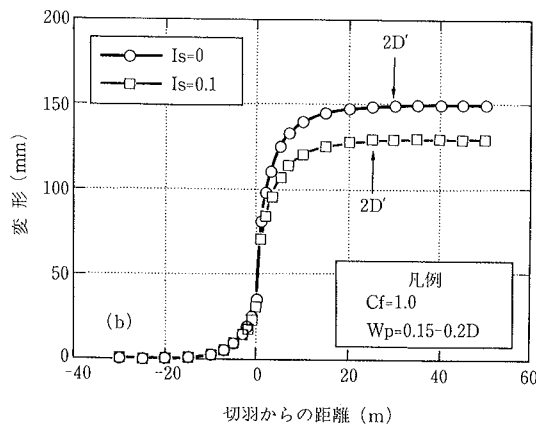


図-7 (a), (b), (c) FEM 解による内空変位曲線

### 5. 内空変位曲線から求めた塑性域の幅

弾性・塑性境界の直径を  $D'$  として、これを新たなトンネル径と見なすと、内空変位曲線は  $2D'$  にて収束することが前節より判明した。従って、新たな直径  $D'$  の概念を導入すると、内空変位曲線が収束した時のトンネル切羽位置がわかればトンネル掘削によって生じた塑性域の幅

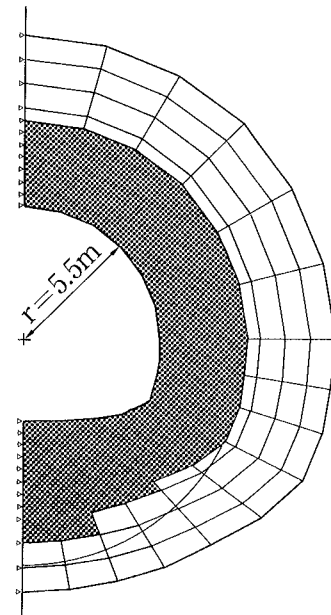


図-9 FEM による緩み域の解析例

がり  $W_p$  は、 $W_p = (D' - D)/2$  から推定できる。以下では、トンネル現場で得られた内空変位曲線の収束状態から塑性域の幅  $W_p$  の推定を試みる。

図-8 は、高速自動車道トンネルプロジェクトでの内空変位計測結果を各切羽面との位置関係で示したものである。この例における内空変位曲線は、インバートの施工が計測断面より 34.5 m 進行した時点で収束している。従って、図-8 の事例における新たなトンネル径  $D'$  は 17.25 m となる。一方、トンネルスプリングラインの掘削幅は 11.2 m であった。従って、図-8 に示した内空変位曲線の収束状態から求めた塑性域の幅  $W_p$  は 3.03 m となる。

一方、原位置試験から取得したデータに基づいて FEM による弾塑性解析を行った。図-9 に FEM 解析

から求めた塑性域の範囲を黒く塗りつぶして示した。内空変位曲線の収束状態から求めた塑性域の範囲とFEM解析結果から求めた塑性域の範囲とはほぼ一致している。このことより、トンネルの切羽位置との関係で描いた内空変位曲線の収束状態から塑性域の範囲を推定できることが明らかとなった。

## 6. 結言

1957年から1965年にかけてオーストリアで発達したNATMは、現場での観察と計測を通してトンネルの安定を得るための支保規模を決定しようというのが根本思想である。しかし、支保設計のために信頼できるデータを提供することは難しい課題の一つである。従って、NATMのように観測的な方法によって支保の規模を決定し、さらにトンネルの力学的安定性を評価しようとする場合には、計測値のもつ意味を具体的に解釈することが重要となる。それゆえ、トンネル施工時における観測手法として最も簡便で実用的な内空変位計測の意義について考察した。まとめると以下ようになる。

① トンネル周辺に塑性域が発達する場合の内空変位曲線は、弾性・塑性域の境界を外径(D')にもつトンネルを弾性体内で掘削したかのように2D'なる距離にて一定値に収束することがわかった。

② ①に述べた性質を利用すると、トンネル周辺に発達する塑性域が推定できることを定性的にも定量的にも明らかにすることができた。

## 参考文献

- 1) Rabcewicz, L. V.: The New Austrian Tunnelling Method, Water power, No. 11, p. 453~515, (1964)
- 2) Rabcewicz, L. V.: The New Austrian Tunnelling Method, Water power, No. 1, p. 19~24, (1965)
- 3) Muller, L.: Removing misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method, Tunnels and Tunnelling, No. 10, p. 29~32, (1978)
- 4) 山本 稔: ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文報告集, Vol. 277, No. 9, p. 95~104, (1978)
- 5) Tanimoto, C., Hata, H., and Kariya, K.: Interaction Between Fully Bonded Bolts and Strain Softening Rock in Tunnelling, Proc. of the 22nd U. S. Sympo. on Rock Mech, p. 341~352, (1981)
- 6) 桜井春輔: トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, Vol. 317, No. 1, p. 93~100, (1982)
- 7) Tanimoto, C., Bohlke, B. M., and Iwasaki, Y.: Allowable Limit of Convergence in Tunnelling, Proc. of the 24th U. S. Sympo. on Rock Mech., No. 6, p. 251~263, (1983)
- 8) 谷本親伯, 畠昭治郎: 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文報告集, Vol. 325, No. 9, p. 93~106, (1982)
- 9) 今田 徹, 猪熊 明, 石村利明: トンネルの力学に関する三次元的模型実験, 土木学会論文報告集, Vol. 322, No. 6, p. 89~100, (1982)
- 10) 足立紀尚, 田村 武, 八嶋 厚: 薄肉柔支保構造(吹付コンクリート, ロックボルト)の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, Vol. 358, No. 6, p. 47~52, (1985)
- 11) Pacher, F.: Deformationsmessungen in Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, Felsmech. u. Ing. Geol., Suppl., 1, p. 149~161, (1964)
- 12) Hoek, E., and Brown, E. T.: Underground Excavations in Rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London, Ch. 8, (1980)
- 13) Kastner, H. (1962): トンネルの力学, 森北出版, Statik des Tunnel and Stollenbaues, Berlin, (金原 弘訳) (1977)