

開削による地盤および既設トンネル のリバウンドに関する予測手法

岡田 仁¹・中村益美²・笠井靖浩³・栗原美津雄⁴・山本 稔⁵

¹正会員 工修 東京電力(株) 工務部(東電設計(株)出向) (〒100-0011 東京都千代田区内幸町1丁目1番3号)

²正会員 東京都 下水道局 建設部(〒163-8001 東京都新宿区西新宿2丁目8番1号 都庁第二本庁舎)

³正会員 工修 東京電力(株) 業務管理部 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町1丁目1番3号)

⁴正会員 東電設計(株) 第二土木本部 公共施設部(〒110-0015 東京都台東区東上野3丁目3番3号)

⁵正会員 工博 東京都立大学 名誉教授(〒194-0041 東京都町田市玉川学園1丁目15番2号)

開削工事に伴う地盤のリバウンド現象ならびにこれによる既設トンネルへの影響について簡易的に事前予測する手法を提案した。地盤のリバウンド量の予測については、スタインブレナー式を用いて地盤の変形係数のひずみ依存性を考慮できる手法を提案した。また、既設トンネルへの影響予測については、地盤をばね・既設トンネルを梁とした二次元フレームモデルを用いて同トンネルの変位・応力を予測する手法を提案した。これらの手法による予測値と三次元 FEM 解析値ならびに実測値との比較を行って、本手法の妥当性を検証した。さらに、施工期間中における既設トンネルへの影響について、変位計測値にもとづいた既設トンネルの応力をリアルタイムに予測して同トンネルの安全確認を行う計測監視手法を提案し、三次元 FEM 解析値との比較を行ってその妥当性を検証した。

Key Words : *prediction of influence, open cut, ground heave, existing tunnel, simplified numerical method the strain level-dependency, section force, monitoring*

1. まえがき

都心部における地下では、地下鉄やライフライン等の地下構造物が輻輳化しており、地下鉄駅舎等の大規模な地下構造物を道路下に建設する場合、既設地下構造物を掘削範囲内に残して開削工事を行うことが避けられない状況にある。これらの建設では、開削工事に伴い地盤のリバウンド現象が発生するため、リバウンドによる既設地下構造物への影響を事前に予測し、必要に応じ、適切な対策工ならびに構造物の安全監視方法を選定することが要求される。そのためには、開削工事による地盤変位の発生範囲と変位量を正確に推定し、そのうえで、既設構造物に発生する変位や断面力を精度良く予測する必要がある。

開削工事に伴う地盤のリバウンド現象については、これまで建築基礎工事^{1)~4)}や大規模開削工事^{5)~6)}等で種々の報告がなされているが、掘削範囲内に既設地下構造物が存在する場合において、地盤のリバウンド現象による既設構造物自体の変位および断面力を事前に予測する手法についての報告例は少ないのが実状である。また、地盤のリバウンド量を予測する手法としては上記報告ならびに日本鉄道技術協会の「深い掘削土留工設計法」⁷⁾に

おいて、FEM 解析ならびに Steinbrenner (スタインブレナー) 式等による予測事例が紹介されているが、これら事例のほとんどはリバウンド実測値のシミュレーション結果および各種試験結果にもとづく地盤の変形係数を用いて予測を行っており、開削に伴う地盤のひずみ量に応じた地盤の変形係数が的確に設定されていないという問題点がある。

一方、施工中における既設構造物の安全監視方法については、これまで、沈下計や傾斜計等により変位量を計測し、変位量の管理基準値との比較により行っていた⁸⁾⁹⁾。このような方法は、設備の機能維持(例えば鉄道走行上の軌道の許容相対変位)を重要視して安全監視する場合には良いが、構造物自体の安全性を監視する場合には、安全率と変位量は必ずしも比例関係にないため、適切に評価できているとは言い難い状況にある。

そこで、筆者らは、地下鉄 12 号線(現大江戸線)駅舎掘削工事に伴う既設地中送電線用トンネルの安全性評価を目的とした事前・事後検討の結果ならびに工事中の現場計測結果を踏まえて、地盤のリバウンド現象に伴う既設トンネルの変位・変形(以後、既設トンネルのリバウンド現象と呼ぶ)に関する簡易予測手法ならびに計測監視手法について提案を行った。なお、本報告では、掘

削による応力解放とほぼ同時に起こる弾性的な即時変形を「地盤のリバウンド」として取り扱った。

簡易予測手法の提案にあたっては、まず、現場計測結果にもとづく既設トンネルのリバウンド挙動を把握した。そして、従来法による予測の現状と課題を踏まえ、地盤のリバウンド量予測にはスタインプレナー式を適用した。また、これによるリバウンド量予測値と応答変位法の考え方を組み合わせて既設トンネルの断面力および変位を簡易的に予測する手法を提案した。次に、現場計測を行った現大江戸線駅舎構築のための大規模掘削工事例をモデルとして、三次元 FEM 解析法による地盤および構造物の挙動予測を実施し、その予測結果と簡易予測手法との比較を行うことにより、その有効性を検証した。更に、計測現場を対象として、スタインプレナー式に地盤の変形係数のひずみ依存性を考慮した予測および同考慮無しとの予測を行い、現場計測結果との比較を行って、その妥当性を検討した。

計測監視方法の提案にあたっては、開削工事期間中における既設トンネル構造自体の安全性をリアルタイムに応力監視するため、トンネル軸方向に対しては、弾性床上の梁モデルを構造モデルとする逆解析手法を適用し、沈下量計測値にもとづく同トンネルの断面力を推定できるようにした。一方、横断方向については二次元 FEM 解析による内空変位の事前予測結果が余弦曲線に近似できることに着目し、内空変位計測値にもとづく断面力を推定できるようにした。そして、三次元 FEM 解析結果との比較を行って推定手法の妥当性を検証した。

2. 既設シールドトンネルのリバウンド挙動に関する現場計測概要

(1) 現場概要

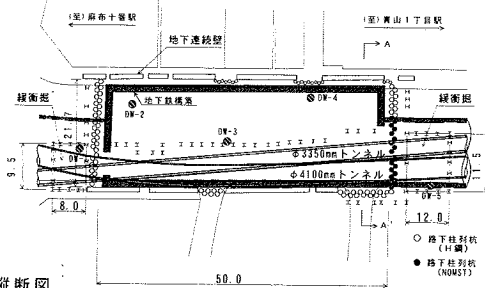
当該現場は現大江戸線の六本木駅建設工事であり、掘削幅=22m、掘削長さ=50m、掘削深さ=45mの大規模な掘削が行われた。土留め壁は地下連続壁（泥土固化壁、厚さ=800mm）であり、既設トンネルおよび他の支障埋設物付近では柱列式地下連続壁（場所打ち杭壁）が採用された。六本木駅舎建設工事の平面図、縦断面ならびに地質柱状図を併記した横断面を図-1に示す。

現場は地表から、N値=2~8の表土および関東ローム層（Lm, Lc）、N値=12~50の東京層細砂層（Tos）、N値=4~14の東京層粘性土層（Toc）、N値=32~50以上の東京層砂層（Tos）および砂礫層（Tog）、N値=50以上の江戸川層砂層（Eds）および上総層群砂質泥岩層（Kam）が堆積し、比較的良質な地盤条件にある。同駅舎掘削範囲内には、超高圧（275kV, 154kV）送電用ケーブルが収容された2つの既設トンネル（表-1参照）が近接している。

表-1 既設トンネルの構造諸元

トンネル種別 土被り	セグメント諸元
外径φ3350mm 土被りD.P=8m	鋼製セグメント、桁高=125mm 二次覆工有り（厚さ=200mm）
外径φ4100mm 土被りD.P=17m	R/Cセグメント、厚さ=300mm 二次覆工無し

平面図



横断面図

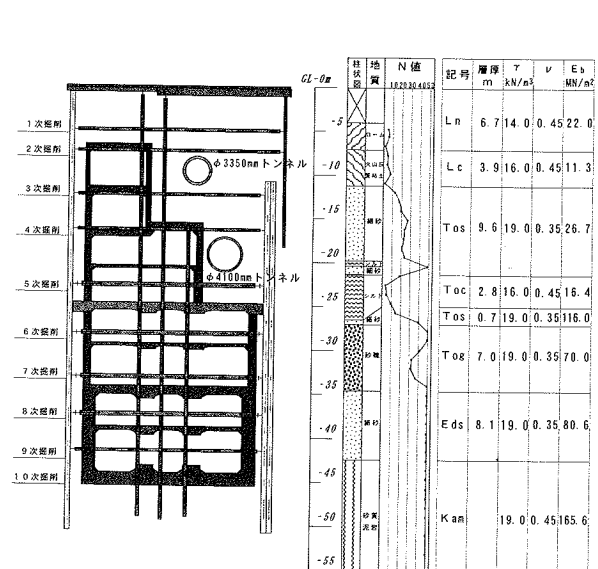


図-1 現場概要図

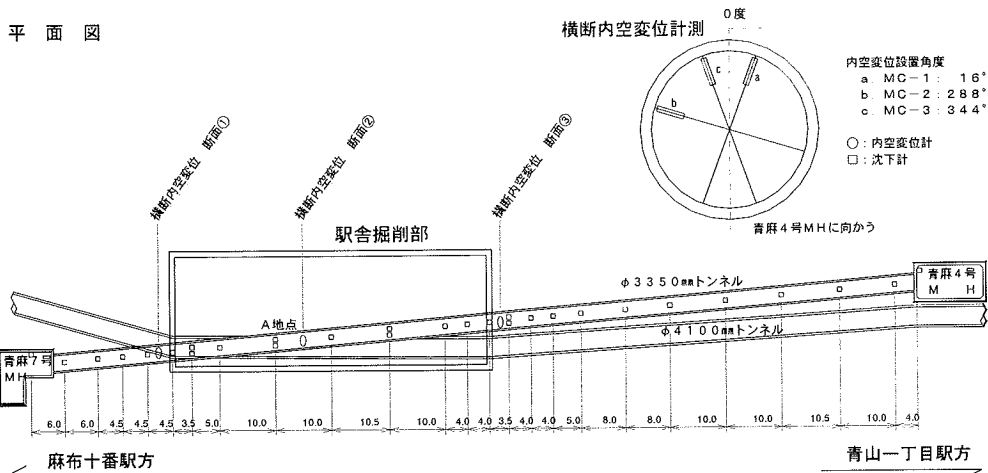


図-2 φ3350mm トンネルにおける計測器配置図

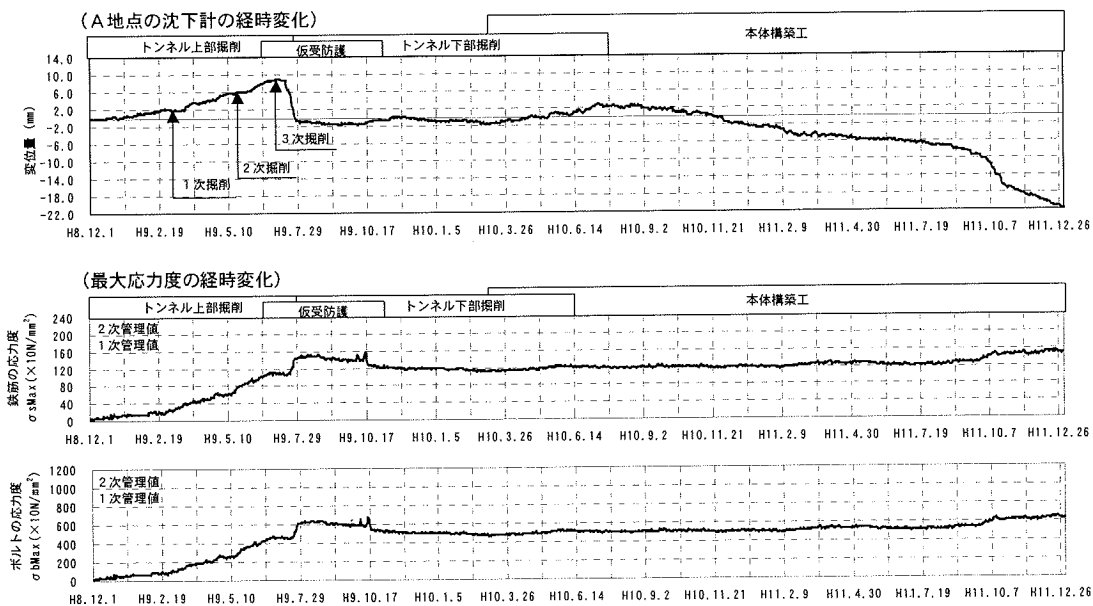


図-3 φ3350mm トンネルの中央部の変位および最大応力度の経時変化図

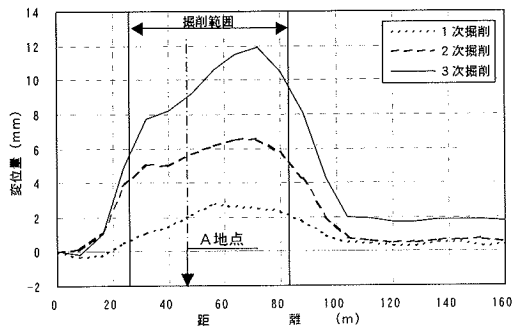


図-4 φ3350mm トンネルの軸方向変位分布の実測値

そのため、これらのトンネルが駅舎掘削によって露出されるまでの期間においては、トンネルは上載荷重除去に伴う地盤のリバウンドの影響を受ける。また、トンネル露出直後にトンネルを仮受けして防護するが、その後の掘削の進行時においても、土留め壁背面部分での沈下ならびに露出部分での仮受け支持杭根入れ部地盤のリバウンドあるいは沈下により、トンネルが影響を受けることが懸念された。そこで、これらの影響を緩和するため、麻布十番駅側には幅9.5m、長さ8.0m、深さ6.0m、青山一丁目駅側には幅11.5m、長さ12.0m、深さ8.0mの緩衝掘削が、それぞれ行われた。

(2) 計測概要

当該現場においては、駅舎掘削に伴う既設トンネルへの影響を考慮し、2つの既設トンネルに対して、安全監視を目的とした計測を後述する手法に従って実施した。これら既設トンネルを代表させて、 $\phi 3350\text{mm}$ トンネルにおける計測器配置図を図-2に示すが、地盤のリバウンドおよび沈下に伴う既設トンネルの軸方向への影響を監視するため、トンネル内の25箇所にて水盛式沈下計を配置した。同沈下計の配置にあたっては、既設トンネルの変位の曲率が大きくなると想定される土留め壁付近においては配置を密にし、それ以外で配置を粗くした。また、同付近ではトンネル横断面の変形も懸念されることから、トンネル内の3箇所にてマイクロクリーブメータによる内空変位計測を行った。

(3) 計測結果

駅舎掘削範囲内における中央部付近（図-2のA地点）で計測された $\phi 3350\text{mm}$ トンネルの変位量ならびに後述する計測監視方法によるトンネル軸方向の最大応力度（ σ_s ：セグメント本体の鉄筋応力度、 σ_b ：セグメント継ぎ手ボルトの応力度）の推定値について、駅舎掘削開始から本体構築完了までの期間における経時変化図を図-3に示す。トンネル上部掘削時においてはトンネルは徐々に隆起し、仮受け防護開始時すなわちトンネル露出時に最大約9mmの隆起が観測され、これに追従してトンネルの最大応力度も増加した。その後、仮受け防護時に、吊り桁のたわみおよび受け材に使用したゴムの収縮等により約10mmの沈下が発生するが、最大応力度は変位とは反対に増加する結果となった。その後、変位および最大応力度はトンネル下部掘削終了まではほぼ平衡状態を保ち、本体構築時には、仮受け構造支持杭の根入れ地盤が本体構築重量の作用等により徐々に沈下し、最大約22mmの沈下が観測されたが、最大応力度はほぼ平衡状態を保った。このように、発生変位量とトンネル本体の応力度は必ずしも追従していないことがわかる。

次に、 $\phi 3350\text{mm}$ トンネルにおける既設トンネル軸方向に沿った変位量分布について、図-3に示す1次掘削～3次掘削時の現場計測結果を図-4に示す。なお、同図はトンネルが掘削により露出するまでの掘削ステップ（掘削深度：13.2m）の計測値を対象としている。掘削の進行に伴って、既設トンネルが徐々に隆起し、最大12mmの隆起が観測された。また、掘削土留め壁から20m程度背面側の位置から、急激に既設トンネルが隆起し、掘削範囲内において最大となる分布を示した。

以上のように、掘削底面下にある既設トンネルにおいては、掘削部分の土砂を除去することで、鉛直上向きに変位するリバウンド現象が生じ、特に土留め壁境界付近ではトンネル軸方向に沿って比較的大きな変形が生じる

ことがわかった。また、トンネル周辺地盤の応力状態の変化に伴ってトンネル横断面の変形が生ずるなどの影響も発生した。

3. 地盤のリバウンド挙動の予測手法

(1) 従来用いられている予測手法と問題点

開削工事に伴う地盤のリバウンド量予測手法には種々の方法が提案されているが、大別すると①経験式による方法、②FEMによる方法、③弾性理論等にもとづく理論予測式による方法の3つの方法がある¹⁰⁾。

経験式による方法は、過去の実測値にもとづくリバウンド量と掘削排土荷重との関係式を用いてリバウンド量を予測するもので、地盤条件や掘削形状等を適切にモデル化できないため、使用範囲が限定されるとともに、本論文で取り扱うような任意の平面位置および深度におけるリバウンド量を予測する必要がある場合には適さない。一方、FEMによる方法および理論予測式による方法については、リバウンドを地盤の弾性範囲内における即時的な挙動とみなし、変形係数を種々の試験結果および実測値にもとづく補正係数を用いて求め、地層構成や掘削形状および掘削深度を考慮して任意の着目点におけるリバウンド量を推定する手法である。このうち、FEM解析を用いて本論文で対象とするような地盤挙動を予測する場合には、二次元よりも三次元解析が有効であるが、解析に要するコストおよび時間が多くかかることなどから、三次元解析を採用することは少ないのが実状である。一方、理論予測式による代表的な方法には、Boussinesq解を基本として、これを多層地盤に適用したスタインプレナーの多層近似解法による手法がある。同手法は三次元的な広がりやを考慮した評価ができるうえ、任意の深度、位置における変形および応力を評価できることから、多層地盤におけるリバウンド量を簡易的に予測する上で有効な方法であり、いくつかの論文で適用されている^{11), 12)}。しかしながら、同手法は地盤を等方的な半無限弾性体と仮定し、表面に鉛直荷重が作用した場合の鉛直変位および鉛直応力を推定する手法であり、大規模開削工事に伴う地盤のリバウンド量予測への適用性について確認された報告はないようである。

また、FEMおよび理論予測式のいずれの手法においても、地盤の変形係数がひずみ量に依存して大きく変化し、地盤の平面位置・深度によって異なることから、その設定如何によって、予測値が大きく左右されるという問題点がある。

(2) 提案するリバウンド簡易予測手法

本論文で提案する簡易予測手法は、スタインプレナー式を用いて、着目する平面位置、深度、地層毎に地盤のひずみ量を算出し、同ひずみ量に応じた変形係数を設定し、地盤のリバウンド量および応力を予測するもので、以下に予測手法の概要を示す。

すなわち、開削工事に伴う地盤のリバウンド現象は、図-5に示すように、掘削床付面上に作用する掘削相当外力（上載土重量）の解放に伴う即時的な地盤応力伝播の問題と考え、掘削床付面での地盤のリバウンド量 δ は、スタインプレナーの多層近似解法¹³⁾により、土層上下端（掘削面からの深さ zu 、 zl ）のリバウンド量の計算値 δzu 、 δzl を用いて、各層毎のリバウンド量を求め、各層毎のリバウンド量の和として式(1)により求められる。

$$\delta = \sum(\delta zu - \delta zl) \quad (1)$$

なお、 δzu 、 δzl は式(2)により求められる半無限弾性体の表面に長方形等分布荷重が作用した場合における長方形隅角部の深さ z での鉛直変位である。また、地盤内応力 σ_z も式(3)により求めることができる。

また、地盤のひずみ量に応じた変形係数を深度方向に対してきめ細かく設定できるようにするため、任意点直下において深度方向に1m程度の間隔で要素分割し、各要素毎の鉛直ひずみ量(ε_{vn})を式(4)により求め、ひずみ量に応じた変形係数を設定して、リバウンド量を予測できるようにした。

$$\delta_z = -\frac{aP_0(1-\nu^2)}{2\pi E} \cdot \left[\log_e \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+m}{\sqrt{1+m^2+n^2}-m} \right) + m \cdot \log_e \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+1}{\sqrt{1+m^2+n^2}-1} \right) - \frac{1-2\nu}{1-\nu} n \tan^{-1} \frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} \right] \quad (2)$$

$$\sigma_z = \frac{P_0}{2\pi} \left[\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \cdot \frac{1+m^2+2n^2}{(m^2+n^2)(1+n^2)} + \sin^{-1} \frac{m}{\sqrt{m^2+n^2}\sqrt{1+n^2}} \right] \quad (3)$$

$$\varepsilon_{vn} = (\delta zu - \delta zl) / (zl - zu) \quad (4)$$

- | | | | |
|--------|------------|-------|-----------------|
| a, b | : 長方形荷重の辺長 | P_0 | : 等分布荷重(掘削相当外力) |
| m | : b/a | n | : z/a |
| E | : 地盤の変形係数 | ν | : ポアソン比 |

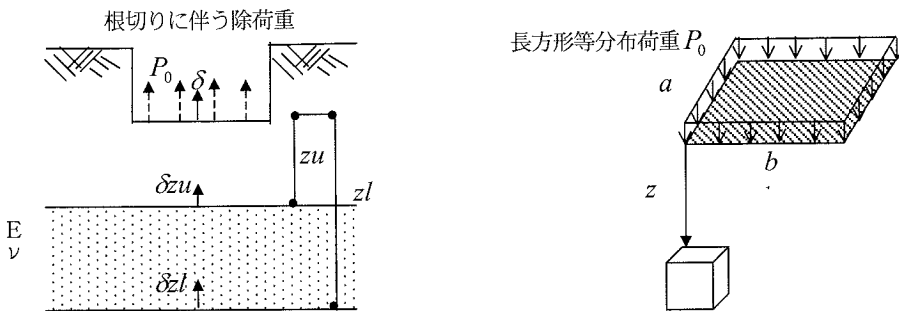


図-5 スタインプレナー式による地盤内変位算定の模式図

すなわち、軸ひずみ量 (ε) と変形係数 (E) の関係については、せん断剛性 (G) の非線形特性として一般的に用いられている図-6 に示す $G/G_0 \sim \gamma$ の関係図¹⁴⁾ を適用し、 $E/E_0 \sim \varepsilon$ の関係を設定した。ここで、せん断剛性 (G) およびせん断ひずみ (γ) は非排水三軸試験等により求められるが、この試験条件下で一軸状態を仮定した場合には、 E および ε は式(5)、式(6)¹⁵⁾ で与えられることから、 $G/G_0 \sim \gamma$ の関係を用いて $E/E_0 \sim \varepsilon$ の関係を設定できる。なお、 G_0 、 E_0 は微小ひずみ (10^{-6}) レベルでのせん断剛性、変形係数を表す。

$$\varepsilon = \gamma / (1 + \nu) \quad (5)$$

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad (6)$$

以上のことから、本予測においてはリバウンド現象を非排水状態における即時的かつ一軸状態の応力解放による弾性変形と考え、図-7 に示すように、変形係数の初期設定値 (E_1) を用いて式(2)により要素毎の変位量 δzu 、 δzl を求め、さらに式(6)による鉛直ひずみ量 ε_{vn} に応じた変形係数 (E'_n) を式(5)、式(6)および図-6 を用いて設定するものとした。そして、 $(E'_{n-1} - E'_n) / E'_n \leq 0.001$ となるまで繰り返し計算を行い、収束時の変形係数を用いてリバウンド量を計算できるようにした。ここで、変形係数の初期設定値については任意の数値を与えても同一の予測結果が得られるが、本報告では後述する Eb を採用した。

(3) 三次元地盤 FEM 解析による簡易予測手法の検証

計測現場の既設トンネル ($\phi 3350\text{mm}$, $\phi 4100\text{mm}$) をモデルケースとして、大規模開削工事に伴う地盤のリバウンド現象について、地盤のみをソリッドにモデル化した三次元 FEM 解析 (以下、三次元地盤 FEM 解析と呼ぶ) を行った。そして、地盤の三次元的なリバウンド挙動を把握するとともに、スタインプレナー式による地盤の変位および応力の予測値と三次元地盤 FEM 解析結果を比較し、リバウンド量予測手法としての同式の適用性について確認した。なお、リバウンドを地盤の弾性範囲内における非排水状態での即時的な挙動とみなし、三次元 FEM 解析法およびスタインプレナー法ともに、地盤を線形弾性体として扱った。

ここで、スタインプレナー式の計算モデルにおける下方領域については、その予測結果に与える影響を極力少なくするためには、可能な限り大きな領域を確保する必要がある。そこで、掘削深さを基準として数ケースの下方領域を設定してパラメータスタディを行い、その結果を踏まえ、リバウンド予測結果に与える影響が少ない領域として、Kam 層上面から最終掘削深さの 2 倍の深さを確保するものとした。

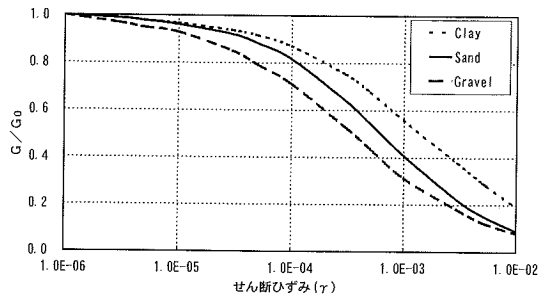


図-6 地盤の変形係数のひずみ依存特性

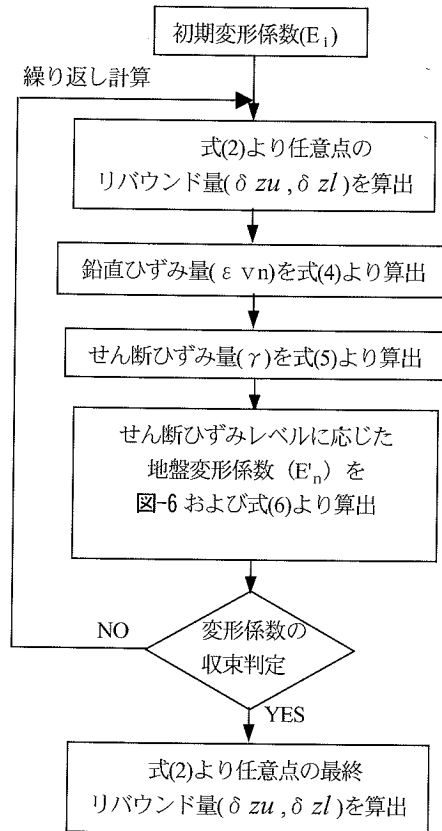


図-7 地盤のひずみ量に応じた変形係数の設定手順

a) 解析断面、掘削条件、地盤条件

前記の図-1 の六本木駅舎において、掘削部長手方向に沿った中心線を対称軸とした断面でモデル化した。また、既設トンネル部が露出する直前の掘削状態すなわち 2 次掘削時 (深度: $GL-5.6\text{m}$) を対象とした。

土層区分および土質定数は図-1 に示すとおりで、リバウンド量の予測にあたって重要となる地盤の変形係数については、粘性土地盤では $4 \times E_{50}$ (E_{50} : 一軸圧縮試験による変形係数)、砂質土地盤では $4 \times 70N$ (N : 地盤の

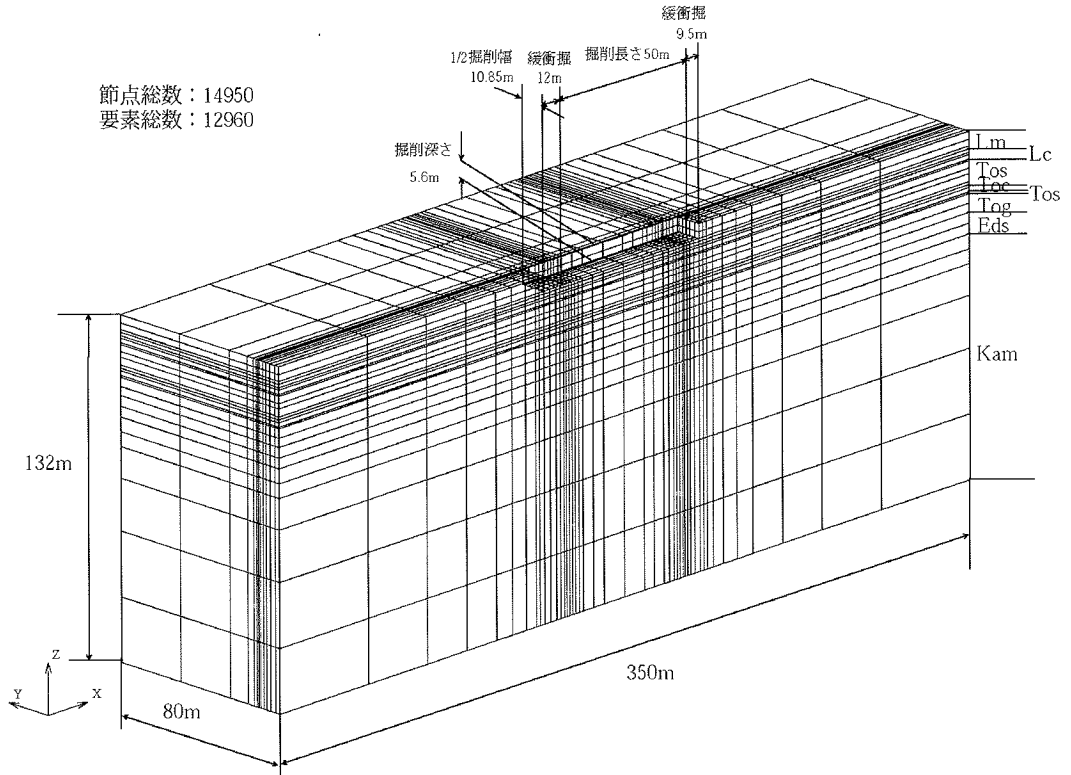


図-8 三次元地盤 FEM 解析のモデル

N 値)を採用した。上記 E_{50} および 70N (原位置孔内水平載荷試験などによる変形係数と N 値を関連づけた推定式)¹⁶⁾ はいずれも載荷時の値であるが、リバウンド現象は除荷時の挙動であること、Chang の実験結果¹⁷⁾ によると除荷時の変形係数は載荷時のほぼ 3~5 倍となることが報告されていることから、試験値および推定値(以下、両者をいずれも変形係数の基本設定値: E_b と呼ぶ)の 4 倍の値を採用した。

b) 三次元地盤 FEM 解析のモデル

三次元地盤 FEM 解析のモデル図は図-8 に示すように、駅舎掘削部長手方向に沿った中心線を対象軸とした掘削幅方向 1/2 のモデルとした。解析領域は掘削幅方向には掘削幅の約 3.5 倍、同長さ方向には掘削長さの 7 倍の側方領域を確保した。ここで、下方領域についてはその大きさの取り方によって地盤のリバウンド量が異なること、本解析が簡易予測手法の適用性検証を目的としていることから、同手法と同じ最終掘削深さの約 2 倍の領域を確保した。また、境界条件は、モデル底面では完全固定条件、同側部では鉛直方向スライド条件とした。なお、土留め壁に関しては、スタインプレナー式の計算モデルとの整合を図るという観点から同壁をモデル化せず、土留め壁と掘削部分の境界部では水平方向の応力は解放しないものとして鉛直スライド条件とした。ここで、掘削解

放力については駅舎掘削部掘削前の全応力を解放した。

c) 地盤の変位・応力の予測値の比較

掘削面、トンネル ($\phi 3350\text{mm}$, $\phi 4100\text{mm}$) の下面とほぼ同一深度にある Tos 層上面、Toc 層上面深度において、三次元地盤 FEM 解析と簡易予測手法による地盤の変位の予測結果を比較して図-9 に示す。なお、同図は、土留め境界付近および掘削幅中心位置に着目して、各位置における変位の予測値を比較したものである。三次元地盤 FEM 解析および簡易予測手法による地盤変位予測値はともに、土留め壁背面約 20m 程度の位置から隆起し始め、掘削長さ中心位置 (距離 0m) で最大となる変位モードを示し、いずれの深度および着目位置においても、両者は良く整合した。

一方、地盤応力の予測値の比較結果について見ると、図-10 に示すように、地盤変位の予測結果と同様に、各深度および各着目位置における両方の予測値は分布形状、絶対値ともに良く整合した。ここで、 $\phi 3350\text{mm}$ トンネルの下端深度に位置する Tos 層上面における地盤の最大変位量および最大応力について、両方の予測値を比較して表-2 に示すが、両方の最大変位量および応力の差は、土留め壁境界付近の応力では約 6% 程度の差がみられるが、これ以外では約 1~2% 程度であった。

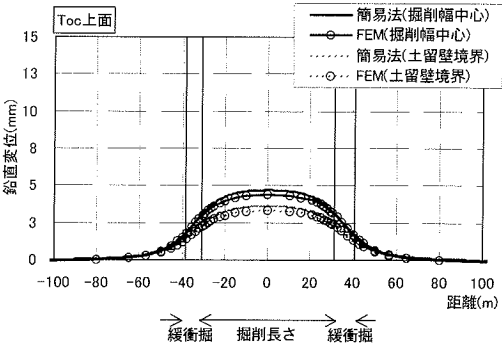
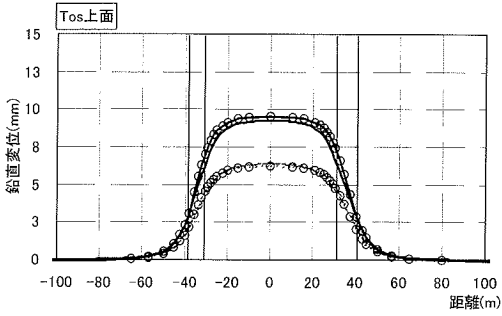
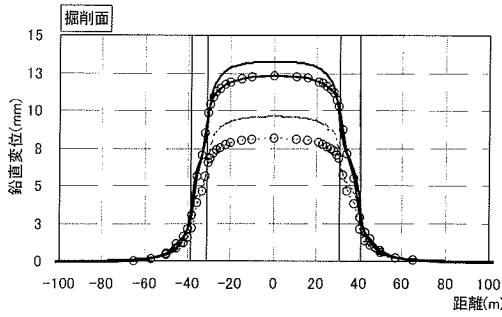


図-9 三次元地盤FEM解析と簡易予測手法の地盤変位の比較

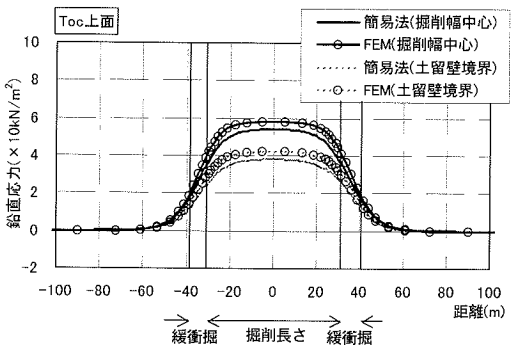
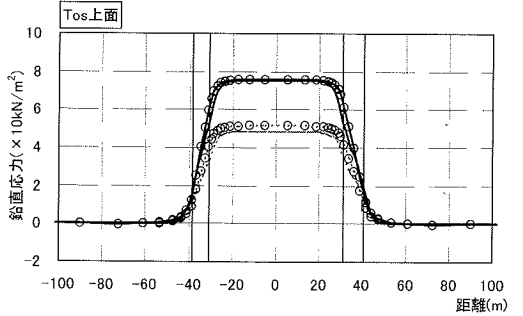
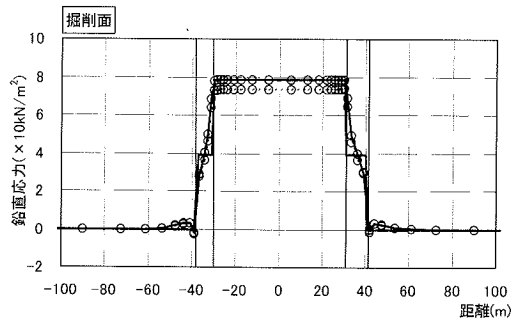


図-10 三次元地盤FEM解析と簡易予測手法の地中内応力の比較

表-2 地盤の最大変位および応力の比較

	着目位置	簡易予測手法	三次元地盤FEM解析
最大変位 (mm)	掘削幅中心	9.3	9.5
	土留壁境界	6.4	6.3
最大応力 (kN/m²)	掘削幅中心	75.6	76.1
	土留壁境界	48.7	51.7

以上のことから、スタインプレナー式は前記3.(1)に示すように、地盤を等方的な半無限弾性体と仮定した近似解法ではあるが、三次元FEM解析による地盤の変位および応力を十分な精度で予測することができ、同式は大規模開削工事における地盤のリバウンド現象を予測する簡易手法として適用できることを確認した。

(4) 実測値との比較による簡易予測手法の有効性

まず、前記駅舎掘削現場のφ3350mmトンネルを対象として、地盤の変形係数のひずみ依存性を考慮した場合ならびに同考慮しない場合による簡易予測値と実測値を比較し、これらの整合性について検証を行った。その結果を比較して図-11に示すが、前者の場合には各層の 10^{-6} ひずみレベルにおける変形係数(E_0)として、 $E_0=9.0E_b$ (E_b :各層の変形係数の基本設定値)を採用し、着目点直下の地盤要素毎のひずみ量に応じた変形係数を設定してリバウンド量を予測することにより、実測値に最もよく整合した。ここで、 E_b を求める一つの方法である孔内横方向載荷試験のひずみレベルは 10^{-2} 程度であり、図-6による 10^{-2} レベルの $1/(G/G_0)$ は5~10となることを考えあわせると、上記 E_0 の採用値は妥当な結果を与

えているものと判断できる。一方、後者の場合には、平面位置、地層、地盤の深度に関係なく、全ての地層に対して、 $E=5.5E_b$ の変形係数を採用することにより、実測値と整合した。なお、三次元地盤 FEM 解析における予測結果も併記して示すが、この場合には、 $E=6.0E_b$ とすることにより、実測値に整合した。

次に、前記現場の $\phi 4100\text{mm}$ トンネルならびに他の 2 現場におけるリバウンド実測値に対して、各現場の E_b に上記補正係数を考慮した変形係数（ひずみ依存考慮の場合： $E_0=9.0E_b$ 、同考慮しない場合： $E=5.5E_b$ ）を用いてリバウンド量を予測し、実測値との比較を行った。

$\phi 4100\text{mm}$ トンネルにおける地盤ひずみ考慮の予測値は図-12 に示すように、地盤改良の影響を受けた箇所（距離 120m 付近）において実測値との差異が見られるが、全体的に同考慮無しの場合よりも整合性がよい結果を示した。

図-13 は良質地盤における既設 2 連ボックストンネルで計測された現場である。同現場では距離 170m 付近および同 320m 付近において、ディープウェルやトンネル構造変化部の影響を受け、リバウンド分布がトンネル軸方向に沿って大きく変動しているが、地盤ひずみ考慮および同考慮無しの予測値は実測値と比較的に良く整合しているものの、両者には顕著な差が見られなかった。

図-14 は良質地盤における既設 1 連ボックストンネルで計測された現場である。地盤ひずみ考慮の予測値は同考慮無しに比べて、実測値に良く整合する結果となった。

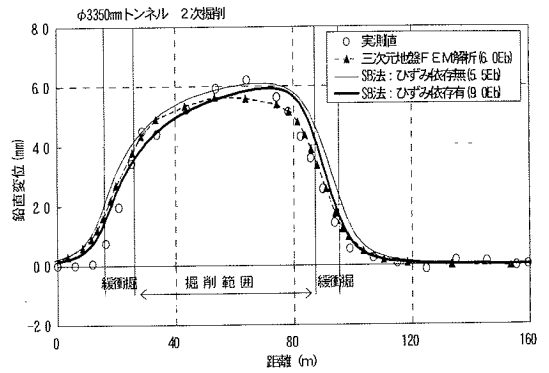


図-11 前記計測現場の $\phi 3350\text{mm}$ トンネルにおける予測値と実測値の比較

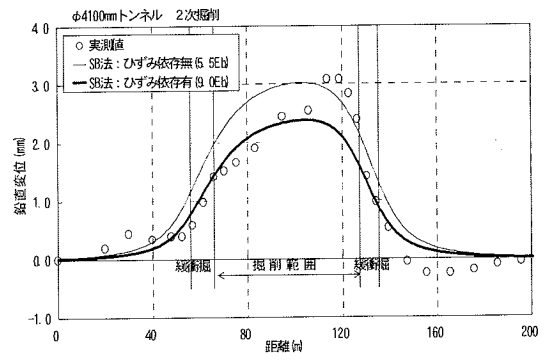


図-12 前記計測現場の $\phi 4100\text{mm}$ トンネルにおける予測値と実測値の比較

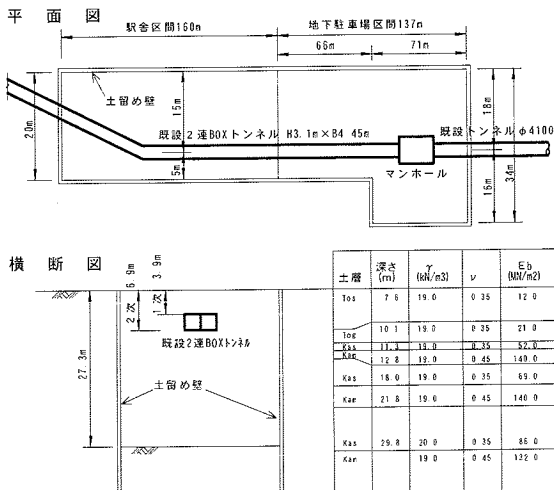
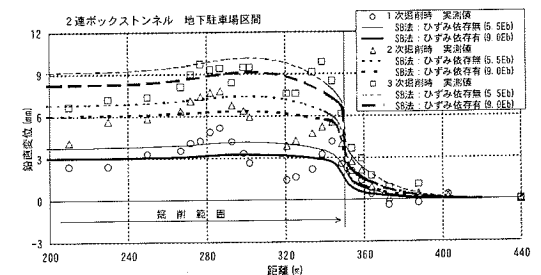
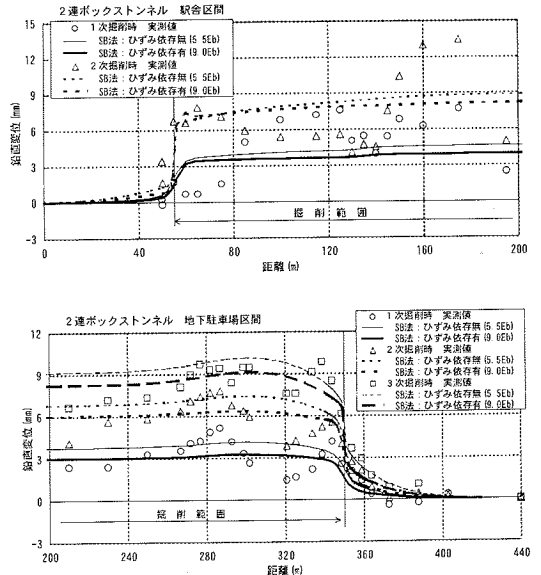


図-13 良質地盤における 2 連ボックストンネルの簡易予測値と実測値の比較



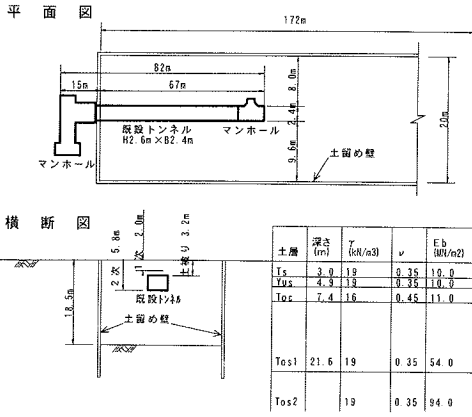


図-14 良質地盤における1連ボックストンネルにおける予測値と実測値の比較

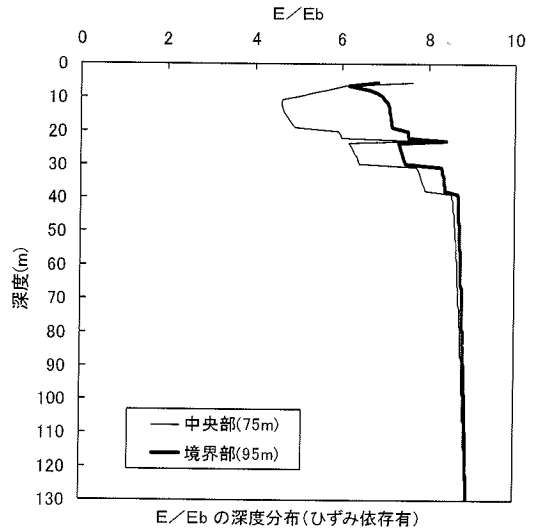
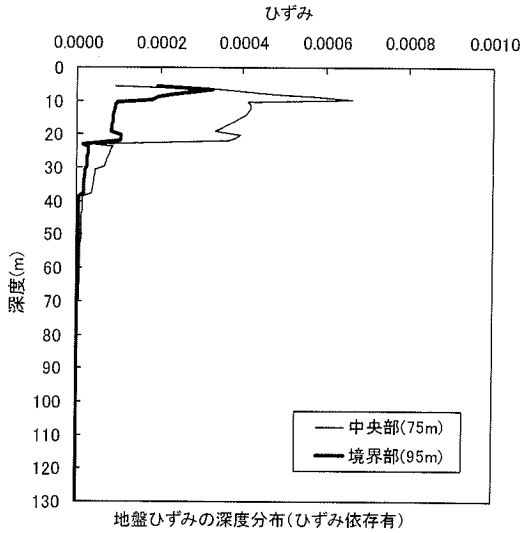
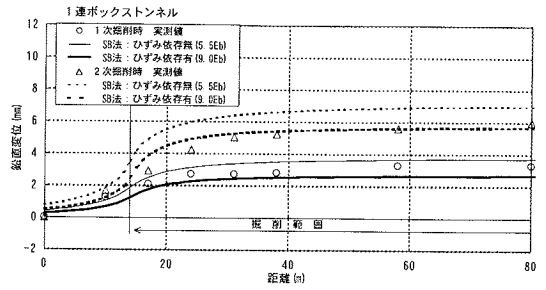


図-15 前記計測現場の地盤ひずみおよび変形係数比の深度分布

以上のことから、上記の地盤の変形係数を採用し、スタインプレナー式による本提案手法を用いることにより、地盤のリバウンド量を十分な精度で予測することができた。また、地盤の変形係数にひずみ依存性を考慮した場合と、同考慮無しのリバウンド量予測値の比較においては大きな差は見られなかったが、図-15に示すように、駅舎掘削中央部および土留め境界部付近における地盤ひずみ量の深度方向分布を見ると、掘削面直下においては大きなひずみ量が発生し、かつ深度方向に急激な変化を示している。更に、中央部と境界部ではひずみ量の大きさが大きく異なり、このひずみ量に応じた地盤の変形係数は中央部では(4.5~9.0)Eb、境界部では(6.0~9.0)Ebと異なっている。そのため、地盤の変形係数のひずみ依存性を考慮しない方法では、掘削条件(平面規模、深さ)、地盤条件、着目する平面位置、地盤深度によって変化するひずみ量の大きさに対応した変形係数を正確に設

定できないため、現場条件によっては、補正係数の採用値如何によってリバウンド量の事前予測は大きく異なる可能性がある。したがって、地盤のひずみ量に応じた変形係数を設定可能な本提案手法は同考慮無しよりも有効な手段であると考えられる。

4. 既設トンネルの変位および断面力の予測法

(1) 従来用いられている予測手法と問題点

地盤のリバウンドによる既設トンネルの影響を精度良く予測する手法としては三次元FEM解析があげられるが、解析に要するコストおよび時間がかかることから、慣用的な方法として図-16に示すような方法(以下、土被り荷重法と呼ぶ)を採用することが多い。

土被り荷重法は、地盤のはねで支持された既設トンネ

ルを弾性体としてモデル化し、掘削前の土被り荷重（掘削解放力相当）を既設トンネルに载荷し、軸方向の変位および断面力を計算する手法である。この手法は周辺地盤の変位とは無関係に既設トンネルの変形が求まり、地盤変位との整合が図れないこと、三次元的な掘削形状の影響を考慮しにくいことなどから、実挙動を十分精度良く予測できない可能性がある。また、これに代わる手法として、今回提案するような応答変位法を用いて、地盤のリバウンドによるトンネルの縦断および横断方向に対する影響を評価する方法があるが^{18)~20)}、いずれの手法においてもその適用性について明らかにしている報告例はなく、妥当性を検証する必要がある。

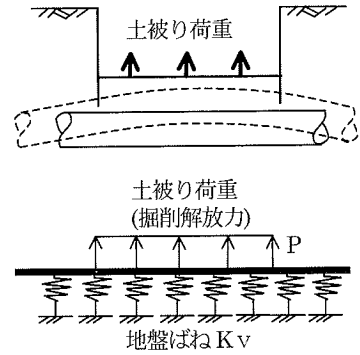


図-16 土被り荷重法の概念図

(2) 提案する変位および断面力の予測手法

a) 既設トンネル軸方向

既設トンネル軸方向の変位および断面力は、スタインプレナー式による地盤変位予測値を用いて、既設トンネルに強制変位を入力することにより求めるものとした。

この方法は、周辺地盤の変位に伴う地下線状構造物の軸方向断面力を予測する際によく用いられる応答変位法と呼ばれるもので、図-17 に示すように、構造物を弾性体フレーム、周辺地盤を地盤ばねでモデル化し、外力として地盤ばねを介して地盤変位を入力する方法である。

地盤ばねについてはトンネル横断方向をモデル化した二次元 FEM 解析を用いて、算出するものとした。

b) 既設トンネル横断方向

トンネル横断方向の断面力は、スタインプレナー式によるトンネル周辺地盤の鉛直応力予測値およびこれに側方係数を乗じて求まる側圧、ならびにトンネル上下端の鉛直相対変位に伴う地盤反力を載荷荷重とし、図-18 に示すようなトンネル横断面フレームモデルを用いて予測するものとした。ここで、地盤ばねについては、前記のトンネル軸方向の地盤反力係数を用いて求めた部材直交方向 ($K_v=K$) のばね、接線方向にはトンネルと地盤の付着を考慮した剪断ばね ($K_s=K_v/3$) をそれぞれ配置した。

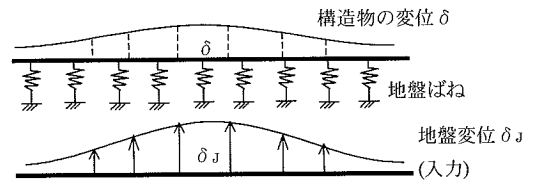


図-17 トンネル軸方向のモデル図

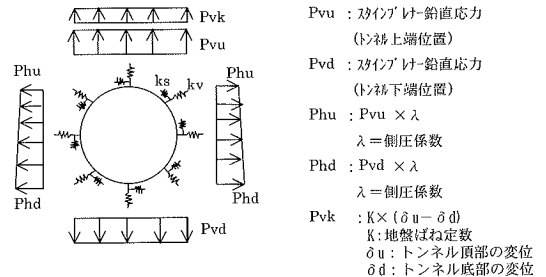


図-18 トンネル横断方向のモデル図

行った。

a) 三次元シェル FEM 解析モデル

図-19 に示すように、解析モデルは掘削幅方向および下方については前記と同じ解析領域としたが、掘削長さ方向については前記の 1/2 すなわち 1/4 モデルで解析を行った。なお、掘削条件、掘削解放力ならびに境界条件は前記と同じとした。

また、既設トンネルの覆工は鋼製セグメントと無筋の二次巻きコンクリートで構成されているが、通常、二次巻きコンクリートは構造部材と見なさないことから、その断面性能にはスチールセグメントのみを考慮して、セグメントを構成する主桁 (=継手板)、スキンプレート、縦リブの各断面性能ならびに軸方向曲げ剛性有効率 (ここでは $\eta=0.3$ ²⁰⁾ として) をもとに、等価厚さ $t=11\text{mm}$ の鋼板としてモデル化した。なお、シェル要素のヤング係数 $E_s=210\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比は $\nu=0.3$ とした。

(3) 三次元シェル FEM 解析との比較による有効性の検証

既設トンネルをシェル要素、地盤をソリッドにモデル化した三次元 FEM 解析 (以下、三次元シェル FEM 解析と呼ぶ) により、地盤変位および応力、ならびに既設トンネルの変位および断面力を予測し、リバウンド現象が既設トンネルに与える影響を予測するとともに、今回提案する簡易予測手法との比較を行った。また、既設トンネル軸方向の変位および断面力を予測する方法として、従来、慣用的に用いられている土被り荷重法との比較も

ここで、既設トンネルの軸方向断面力は三次元シェル FEM 解析により得られるシェル要素の断面力 (8 成分: $N_x, N_y, N_{xy}, Q_x, Q_y, M_x, M_y, M_{xy}$) を用いて算出した。²¹⁾

断面力算出のモデル図を図-20 に、算出式を式(7)、式(8)に示す。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{xi} \cdot A_i \cdot l_i \quad (7)$$

$$Q = \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot A_i \quad (8)$$

ここに、

M : 軸方向曲げモーメント

Q : 軸方向せん断力

σ_{xi} : i 要素の軸方向応力

τ_i : i 要素のせん断応力

A_i : i 要素の面積

l_i : 中立軸位置から i 要素中心位置までの距離

b) 既設トンネルの軸方向断面力・変位予測値の比較

三次元シェル FEM 解析による既設トンネル軸方向に沿った変形図を図-21 に示すが、トンネルは掘削範囲の境界付近で急激に変形し、掘削長さ中央付近で最大変位が生じるモードを示している。これをトンネル軸方向に沿った断面力および変位で比較したものが図-22 である。なお、同図には、土被り荷重法による予測結果も併記した。また、最大曲げモーメントおよび最大せん断力について、三者の比較結果を表-3 に示す。

まず、既設トンネル軸方向の曲げモーメントについてみると、簡易予測手法による予測値は三次元シェル FEM 解析による予測値と、分布および絶対値ともに、良く整合する結果を示したのに対して、土被り荷重法による最大値は三次元シェル FEM 解析の約半分程度であるとともに、最大値発生位置のずれや曲げモーメントの発生範囲が狭いなどの相違がみられた。

次に、せん断力についてみると、簡易予測手法および土被り荷重法はともに、三次元シェル FEM 解析よりも小さな予測値を与える結果となったが、前者の方が後者よりも三次元 FEM に近い分布形を示した。

さらに、変位分布についてみると、簡易予測手法は三次元シェル FEM 解析と高い精度で整合するが、土被り荷重法はかなり小さな予測値を与える結果となった。

以上のことから、スタインプレナー法および応答変位法を基本とした簡易予測手法を採用することにより、トンネル軸方向の曲げモーメントおよび変位については、三次元シェル FEM 解析値を十分に予測可能であり、その有効性が確認できた。

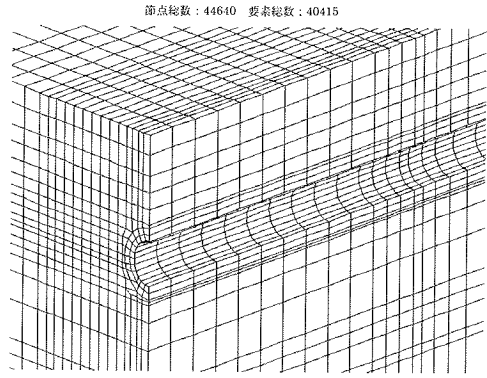


図-19 トンネル付近の三次元 FEM モデル

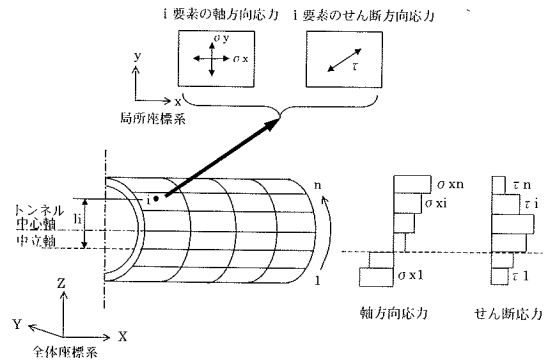


図-20 シェル要素の応力からトンネル軸方向断面力算出の概念図

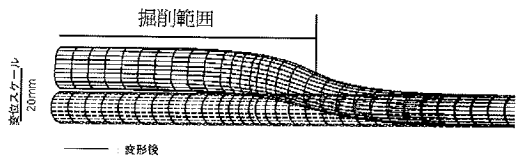


図-21 トンネルの変形図

表-3 最大曲げモーメントおよびせん断力の比較

手 法	最大曲げモーメント (kN・m)	最大せん断力 (kN)
簡易予測手法	218	60
三次元シェル FEM 解析	190	95
土被り荷重法	100	60

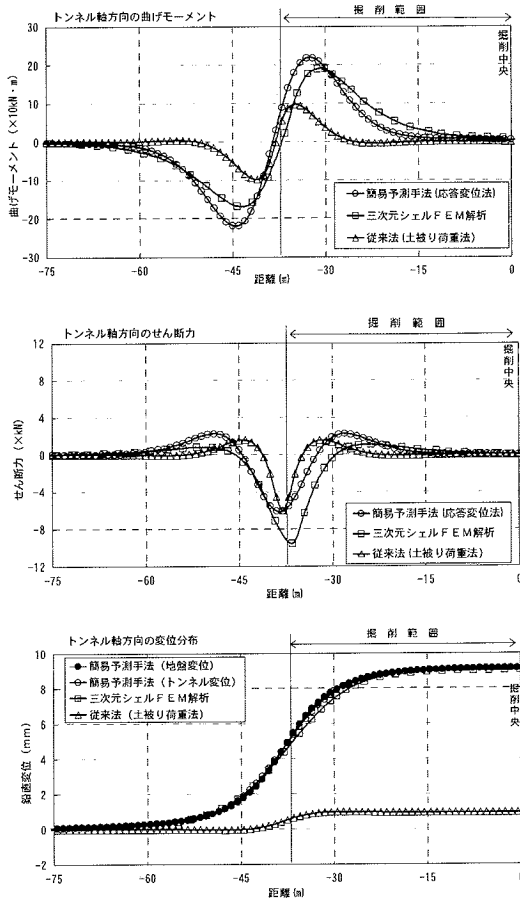


図-22 トンネル軸方向の断面力および変位の比較

c) 既設トンネルの横断方向断面力の比較

掘削長さ中心位置において、簡易予測手法による既設トンネル横断方向の断面力を予測した結果と、三次元シェルFEM解析による予測値を比較して図-23に示す。ここで、簡易予測手法においては、トンネル上下端部に、スタインプレナー式にもとづく同部周辺地盤の鉛直応力予測値 ($P_{svu}=78.1\text{kN/m}^2$, $P_{svd}=74.9\text{kN/m}^2$) および同上下端部の変位差による地盤反力、ならびに上記鉛直応力に側圧係数を乗じた水平方向荷重を載荷させた。

その結果、軸力の簡易予測値は地盤のリバウンド現象に伴い、全断面引張力が作用し、トンネル上下端位置よりも側部で最大となる分布を示した。また、簡易予測値は三次元シェルFEM解析値とほぼ同じ分布形かつ安全側の値を与え、両者は良く整合したが、トンネル下端部の180°位置では、軸力の簡易予測値は三次元シェルFEM解析値よりも、約40kN程度、大きくなる結果となった。この理由としては、簡易予測手法では地盤の鉛直土圧の減少分のみを考慮して水平土圧を求めているが、三次元シェルFEM解析ではトンネル下端付近の地盤が

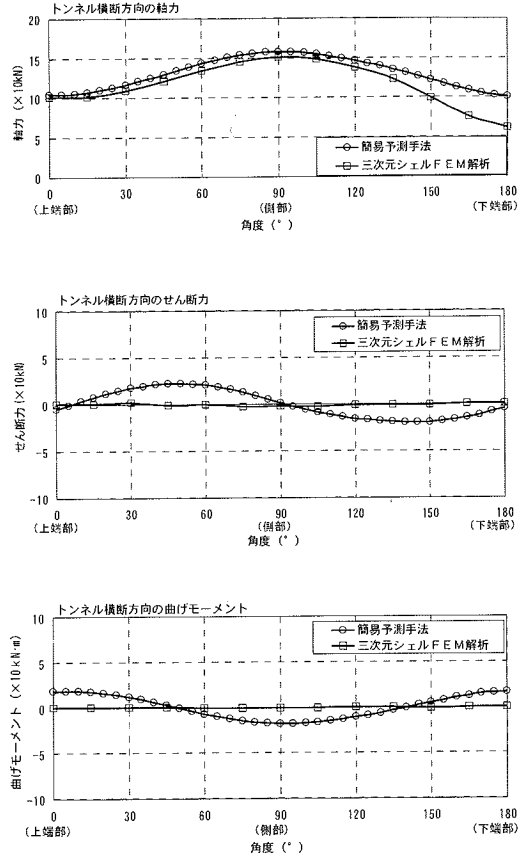


図-23 トンネル横断方向の断面力の比較

トンネルに追従して引っ張られることにより、水平方向土圧が地盤の伸張に伴って減少したためと考えられる。

一方、曲げモーメントおよびせん断力については、三次元シェルFEM解析はほとんど生じないが、簡易予測値は三次元シェルFEM解析値よりもやや大きめ(安全側)の値を与える結果となった。しかし、その大きさはトンネルに与える影響としては極めて小さなものと判断される。

以上より、既設トンネル横断方向断面力の簡易予測値は三次元シェルFEM解析と比較して、曲げモーメントおよびせん断力については若干異なるものの、その絶対値は安全側評価が得られ、簡易予測手法によるトンネル横断方向の断面力予測法の有効性が確認できた。

5. 計測値にもとづく既設トンネルの計測監視方法

開削工事中における既設トンネルへの影響について、より正確に推定し、安全監視することを目的として、リ

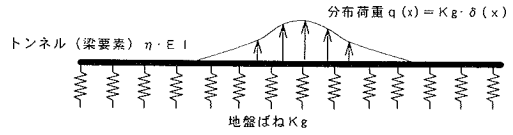
アルタイムに得られる変位量の計測値から断面力を推定し、トンネルの安全性を確認する計測監視手法を提案した。そして、前記の三次元シェル FEM 解析によるトンネルの変位および断面力の予測結果を用いて、本提案手法の妥当性を検証した。

(1) 提案する計測監視方法

a) 沈下計測値を用いたトンネル軸方向断面力の推定

トンネル軸方向の断面力は、ある間隔をもって設置された複数の測点における変位計測値にもとづき、トンネル軸方向の任意の位置での変位量ならびに断面力について、弾性床土上の梁モデルを用いた逆解析により推定することとした（以下、逆解析法と呼ぶ）。なお、逆解析手法として高次関数等を用いて計測値にフィッティングさせる方法があるが、この方法ではトンネルの変形挙動すなわち力学モデルを表現できないことから、本提案では、事前予測と同じ弾性床土梁モデルを採用するのが適切であると判断した。

トンネル軸方向の解析モデルの概念図を図-24 に示す。トンネル軸方向を曲げ剛性一様の梁要素に、周辺地盤を一樣な地盤ばね要素でモデル化し、外力は応答変位法にもとづき、地盤変位が地盤ばねを介して作用するものとした。



η : 曲げ剛性の低減率 E : 弾性係数
 I : 断面二次モーメント $q(x)$: 分布荷重
 Kg : 地盤ばね定数 $\delta(x)$: 地盤変位

図-24 トンネル軸方向の解析モデル概念図

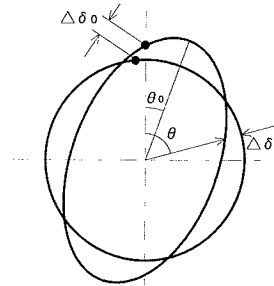


図-25 トンネル横断方向のモデル概念図

$$\Delta \delta = \Delta \delta_0 \cdot \cos(2\theta + \theta_0) \quad (10)$$

$$\Delta M = 3 \cdot EI \cdot \Delta \delta / r^2 \quad (11)$$

ここに、 $\Delta \delta$: 増分内空変位量

$\Delta \delta_0$: $\theta = 0$ での増分内空変位量

θ : トンネル天端から時計回り方向の角度

θ_0 : 初期位相角 ΔM : 増分曲げモーメント

EI : 梁の曲げ剛性 r : 円の半径

実際の計測においては、トンネル天端からの時計回りの角度 θ とその方向での増分内空変位量 $\Delta \delta$ が既知量となるので、式(10)中の振幅 $\Delta \delta_0$ および初期の位相角 θ_0 が未知量となる。したがって、任意の角度とその方向の増分内空変位量を 2ヶ所選んで計測値を得ることにより、連立方程式を解いて上記の 2つの未知数を求め、断面力を推定することができる。

ただし、互いに直交する方向の 2測線を選んだ場合、連立方程式は成り立たないため、直交しない 2測線を選定する必要がある。

(2) 三次元シェル FEM 解析との比較による有効性の検証

a) トンネル軸方向

ここでは、計測値を用いて逆解析法により推定した変位分布あるいは曲げモーメントの精度について評価を行った。前記の三次元シェル FEM 解析結果より、トンネ

$$S = \sum (u_0 - u_c)^2 \quad (9)$$

b) 内空変位計測値を用いたトンネル横断方向断面力の推定

トンネル横断方向に対しては、内空変位量の計測値にもとづきトンネル横断方向の変形量ならびに断面力を推定する。具体的には、増分内空変位量 $\Delta \delta$ の分布を余弦曲線で近似した式(10)を用いて内空変位量を推定し、次に、図-25 に示すように円形の梁が楕円状に変形すると仮定し、その理論式(11)により曲げモーメントを求めることとした¹²⁾。

ル軸方向の各節点でのリバウンド量予測値の中からいくつかの節点におけるリバウンド量を抽出し、これを計測値とみなして逆解析法により、トンネルの曲げモーメントを推定した。

逆解析法で用いる地盤ばね定数は、トンネル横断面をモデル化した二次元 FEM の解析結果をもとに、次のとおり設定した。また、トンネル軸方向の曲げ剛性も以下のとおり三次元シェル FEM 解析と同等とした。

鉛直方向地盤ばね: $K_v=24,800 \text{ kN/m}^3$
 (解析領域: 下方 3H, 側方 3H, 土被り 6.83m)
 弾性係数: $E=2.1 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 断面二次モーメント: $I=0.0816 \text{ (m}^4\text{/m)}$
 曲げ剛性の有効率: $\eta=0.3^{20}$

計測点の間隔が逆解析法によるトンネルの変位の推定誤差に与える影響についても評価するため、計測点の間隔を 3 とおり変化させて逆解析法により推定したリバウンド量分布と三次元シェル FEM 解析によるリバウンド量分布との差の二乗和を調べた。その結果は表-4 に示すとおりで、計測点の間隔が大きくなるほどフィッティング精度が悪くなる傾向にあり、特に最小間隔 10m としたケース 3 では急激に二乗和が大きくなった。しかしながら、計測の最小間隔を 1~2m としているケース 1 と、計測の最小間隔を 3~5m としているケース 2 では差が小さく、ケース 2 でも十分な精度で、トンネルのリバウンド量分布を予測できることがわかった。

次に、ケース 2 における逆解析法による曲げモーメント推定結果と三次元シェル FEM 解析結果の比較結果について、最大曲げモーメントの比較表を表-5 に、曲げモーメント分布の比較図を図-26 に示すが、トンネルの変位量すなわち計測変位を用いて逆解析を行うことにより十分な精度 (5%以内) で、曲げモーメントを推定でき、本提案手法の有効性を確認できた。

上記の結果は、言い換えると、計測器配置の最小間隔としては 3~5m としなければ、十分な精度で曲げモーメントを予測できないことを意味する。そこで、変位勾配が大きい範囲すなわち図-26 に示す距離 20~60m 範囲の区間については最小間隔を 3~5m とし残りの区間は 10m 間隔として、リバウンド量および曲げモーメントの推定誤差を調べた結果、上記ケース 2 とほとんど差がないことを確認した。したがって、計測器の配置間隔は事前のリバウンド量予測結果などから、変位勾配が大きい範囲では 3~5m, 同小さい範囲では約 10m 間隔で配置すれば、逆解析法を用いて、トンネルの曲げモーメントを十分な精度で予測できることがわかった。

b) トンネル横断方向

前記三次元シェル FEM 解析で得られた各節点の内空

表-4 変位差の二乗和の算定結果

	二乗和 S (mm ²)
ケース 1 (最小間隔 1~2m)	0.002
ケース 2 (最小間隔 3~5m)	0.003
ケース 3 (最小間隔 10m)	0.024

表-5 最大曲げモーメントの比較

	最大曲げモーメント (kN・m)	
	正	負
三次元シェル FEM 解析	190.2	-167.1
ケース 2 (最小間隔 3~5m)	185.5 (97.5)	-167.5 (100.2)

※ () 内は三次元シェル FEM 解析との比 (%) を表す。

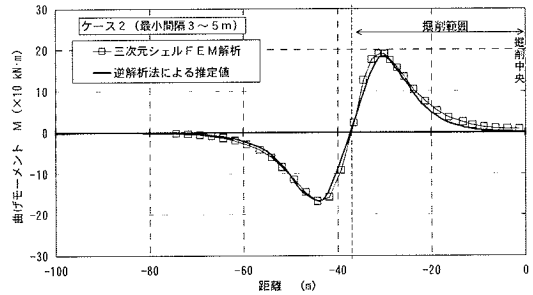


図-26 曲げモーメントのフィッティング結果

変位量の中から 2 測線のデータを抽出し、上記 (1), b) に示した方法で内空変位量の分布および曲げモーメントを推定した。抽出位置は 30° と 45° の測線、30° と 60° の測線、ならびに 30° と 90° の測線の 3 とおりとした。

内空変位量の分布および曲げモーメントについて比較結果を図-27~28 に示す。ここで、図中の推定値①~③は次の計算結果を表すものである。

- 推定値①: 30° と 45° 測線のデータによる推定値
- 推定値②: 30° と 60° 測線のデータによる推定値
- 推定値③: 30° と 90° 測線のデータによる推定値

比較結果より、いずれの推定値も三次元シェル FEM 解析結果に対し、比較的精度良く内空変位量および曲げモーメントを推定可能であり、その中でも 2 測線の角度差が小さい推定値①における推定誤差が最も小さいことがわかった。なお、三次元シェル FEM 解析における $\theta=60^\circ$, 300° 付近の曲げモーメントは地層境界の影響を受けて特異点を示したため、推定精度の評価から除外した。

以上より、2 測線の内空変位量の計測値を用いて、本提案手法によりトンネル横断方向の断面力を予測できることを検証できた。

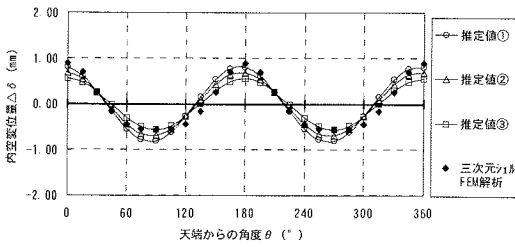


図-27 内空変位量の比較

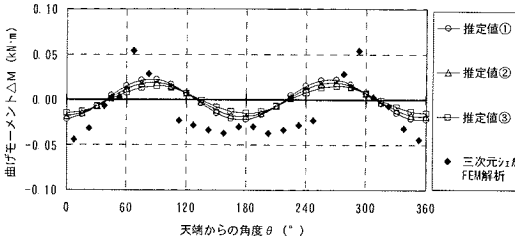


図-28 曲げモーメントの比較

6. まとめ

本論文では、大規模開削工事に伴う地盤および既設トンネルのリバウンド現象について、現場計測結果にもとづく挙動を分析し、実用的な簡易予測手法を提案するとともに、三次元 FEM 解析および現場計測結果との比較により提案手法の妥当性を検証した。

これにより、スタインプレナー式から地盤の変位および応力を予測し、その結果を取り入れて応答変位法により既設トンネル軸方向および横断方向の断面力を計算する本提案手法は、以下のことから実用に供するうえで十分な精度で予測できることが確認できた。

- ① 大規模開削工事に伴う地盤変位および応力の予測手法として、スタインプレナー式の多層近似解法は、三次元地盤 FEM 解析とほぼ一致しており、施工条件（掘削の形状、深度等）や地盤条件（地層構成、地盤の単位体積重量、変形係数等）を正確に把握することにより、地盤挙動を表現できることが確認できた。
- ② 現場計測結果との比較から、地盤のひずみ量に応じた変形係数をきめ細かく設定できる本手法は、実測値との整合性も比較的良く、地盤のリバウンド量を十分な精度で予測できることが確認できた。
- ③ トンネル軸方向および横断方向の断面力の簡易予測手法（スタインプレナー式+応答変位法）は、トンネルをシェルにモデル化した三次元 FEM 解析と良く整合し、今後、同種の検討を行う上で、トンネル軸方向および横断方向の断面力を十分な精度で予測で

きることを確認した。

- ④ 逆解析法を用いて変位の観測値からトンネルの軸方向および横断方向の断面力を推定し、開削工事期間中におけるトンネルの安全性を的確に監視することが可能であることを確認した。

本論文で提案した開削工事に伴う地盤変位および既設トンネルのリバウンド現象を予測する手法は、従来の土被り荷重法および高度な FEM 解析法に代わって、有用な手法であると考えられる。また、提案する逆解析法を用いた計測監視手法は従来の方法に比べて、より精度良くトンネルの安全性を監視することが可能であることが確認できた。しかしながら、今回、対象とした地盤は硬質砂質土地盤であることから、今後、軟弱地盤での現場計測結果や非線形の三次元 FEM 解析との比較検証を行って、一般的な手法として発展させていく必要がある。

参考文献

- 1) 秋野矩之：地盤の剛性評価と建物の沈下予測—建築物の即時沈下予測方法（その1）、日本建築学会構造系論文報告集第412号、pp.109～119、1990.6.
- 2) 秋野矩之：開削に伴う地盤変状の予測と対策 建設工事の地盤変状解析—リバウンドと沈下—、基礎工、VOL.25、NO.4、pp.23～30、1997.4.
- 3) 寺田邦雄、花島晃、清孝好、荒井三武郎：大規模構造物のリバウンド・セットに関する観測施工例、土と基礎、No.1973、pp.19～24、1989.11.
- 4) 玉野富雄、福井聡、村上仁、門田俊一：土留め掘削底部地盤におけるリバウンドの力学挙動解析、土木学会論文集、第418号/Ⅲ—13、pp.221～230、1990.6.
- 5) 田嶋仁志、川田成彦、深山大介、山地齊、黒川敏広：大規模開削に伴うリバウンドによる地下鉄シールドの挙動、トンネル工学研究発表会論文・報告集、pp.331～334、2000.11.
- 6) 国井一史、角田浩、小西由人、金倉隆志、岡井春樹：大規模開削工事に伴う地下鉄シールドのリバウンド対策と実挙動、トンネル工学研究発表会論文・報告集、pp.577～582、2002.11.
- 7) 社団法人日本鉄道技術協会：深い掘削土留工設計法、1998.6.
- 8) 栢田秀一、和田淳、原田晋二：地下駐車場建設における情報化施工（その1：事前検討と計測計画）、地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1701～1702、1999.6.
- 9) 有村史朗、今井田善光、藤田俊弥：地下駐車場建設における情報化施工（その2：計測結果と考察）、地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1703～1704、1999.6.
- 10) 社団法人地盤工学会：根切り・山留め設計・施工に関するシンポジウム、pp.80～84、1998.
- 11) 辰巳洋治郎・柴田東：地下掘削に伴うリバウンド量の予測と実測値について、第20回土質工学研究発表会、pp.1255

- ～1256, 1985.6.
- 12) 新津強, 小林紘治, 河村隆, 小室真一: 地下鉄開削工事に近接する既設洞道の計測監視, トンネルと地下, pp.43～50, 1996.12.
- 13) 例えば, 最上武雄編著: 土質力学, 技報堂, pp.240～243, 1969.6.
- 14) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.123～142, 2001.10.
- 15) 社団法人土質工学会: わかりやすい土質力学原論, pp.170, 1987.7.
- 16) 土質工学会: 土質調査試験結果の解釈と適用例—第1回改訂版
- 17) Chang: Analysis of soil movement around a deep excavation, ASCE SM5, 1970.
- 18) 土質工学会: 近接施工 土質工学会編, 1989.
- 19) 社団法人 日本トンネル技術協会 地中構造物の建設に伴う近接施工指針 1999.2.
- 20) 社団法人 日本溶接協会: 地下・基礎構造物—設計法の現状と展望, 1989.11.
- 21) 社団法人 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計指針, JEAG4601-1987 (その1)

(2003. 6. 5 受付)

PREDICTION FOR BEHAVIOR OF GROUND HEAVE AND EXISTING TUNNEL DUE TO OPEN CUT

Hitoshi OKADA, Masumi NAKAMURA, Yasuhiro KASAI,
Mitsuo KURIHARA and Minoru YAMAMOTO

This paper presents the simplified numerical method for predicting the behavior of ground heave and existing tunnel due to open cut. This method uses Steinbrenner's form considering the strain level-dependency of deformation modulus of ground to calculate the ground deformation and stress, and the beam model supported by ground springs to calculate the deformation and section forces of the tunnel. These calculations are verified by comparing with 3-dimensional finite element analysis and field measurements. Regarding monitoring of existing tunnel during open cut, this paper shows that the numerical method for calculating the real-time section forces of the tunnel is verified by comparing with shell finite element analysis.