## 地盤沈下に起因する地下鉄開削トンネルの 縦断方向の変状メカニズムについて

伊藤 聡1・小西 真治2・村上 哲哉3・新田 裕樹4・ 阿南 健一5・中川 貴之6・本田 中7・赤木 寛一8

<sup>1</sup>正会員 東京地下鉄株式会社 鉄道本部 改良建設部 (〒110-8614 東京都台東区東上野3-19-6) E-mail: sato.itou@tokyometro.jp

<sup>2</sup>正会員 東京地下鉄株式会社 鉄道本部 工務部 (〒110-8614 東京都台東区東上野3-19-6) E-mail: s.konishi.r4r@tokyometro.jp

<sup>3</sup>正会員 東京地下鉄株式会社 鉄道本部 改良建設部 (〒110-8614 東京都台東区東上野3-19-6) E-mail: te.murakami@tokyometro.jp

<sup>4</sup>正会員 東京地下鉄株式会社 鉄道本部 工務部 (〒110-8614 東京都台東区東上野3-19-6) E-mail: h.nitta.f6t@tokyometro.jp

<sup>5</sup>正会員 東電設計株式会社 土木本部 技術開発部 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12) E-mail: jana@tepsco.co.jp

- <sup>6</sup>正会員 東電設計株式会社 土木本部 技術開発部 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12) E-mail: phim@tepsco.co.jp
- 7正会員 東電設計株式会社 土木本部 技術開発部 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12) E-mail: ataru@tepsco.co.jp

<sup>8</sup>フェロー 早稲田大学教授 理工学術院 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1-58-205) E-mail: akagi@waseda.jp

地下鉄開削トンネルの縦断方向の一部に大きな沈下や沈下に伴うひび割れが多く見られ、その使用にあ たって耐荷性能を精度よく評価することが課題となっていた.そこで、鉄筋ひずみの調査を行ったところ、 トンネルの中立軸位置が設計計算の値と大きく異なることがわかった.この要因として、トンネルにひび 割れが生じることでトンネル縦断方向に伸長する挙動が、両端の変状が起こっていない部分により拘束さ れることにより見かけの軸力が発生するといったメカニズムを想定し、軸力の算定方法を検討した.さら に、この軸力を用いて構造計算を行った結果、見かけの軸力を与え、トンネル形状を再現した疑似3次元 モデルを用いることで、トンネルのひび割れ状況などの変状を精度よく再現できることがわかり、軸力の 発生メカニズムの妥当性が確認できた.

# *Key Words :* maintenance, load resistance capacity, performance verification, cut and cover tunnel, longitudinal direction

## 1. 研究目的

近年,適切な維持管理を必要とする構造物が年々増加 している.地下鉄においては、古い開削トンネルや開発 初期の頃のシールドトンネルの変状が報告されている<sup>1)</sup>. これらの変状の要因は、様々である.しかし、地下鉄の 軌道内における通常の維持管理や工事などの作業は、鉄 道の運行が終了している夜間が主となり、最長でも1日3 時間程度に限定され、施工などの対策費用も高額となる. これより、補強工事などの対策は、作業性が良好な軽構 造であることが望まれ、既設トンネルの変状に対する検 討では、実構造の状況を精度良く再現した構造計算およ び合理的な対策の実施が求められる.

このような状況において、本研究の検討対象とした地 下鉄の開削トンネルでは、竣工後に近接施工の影響によ り、トンネルの縦断方向の一部で非常に大きな変状や多 数のひび割れが確認されていた<sup>2</sup>.

これに対して、 電車の走行安全性等を確保するため、



図-1 検討対象トンネルの概要および近接施工の状況

様々な調査や検討,対策が実施されてきた.調査結果から耐荷性能を評価するため,トンネル縦断方向をはり要素でモデル化した構造計算による検討を行ったが,計算ではせん断耐力を大きく超過する結果となった.しかし,調査の結果,トンネル構造の側壁にはせん断と考えられるひび割れは見られていない.中壁にはせん断と考えられる斜めひび割れが発生していたが,せん断破壊しているような過大なひび割れ状況ではなく,計算結果と検討対象トンネルの状況が一致しないことがわかった<sup>2</sup>.

そこで、本研究は、現場調査結果からトンネル縦断方 向の変状の状況を分析し、沈下に伴うトンネル変状発生 のメカニズムを明らかにすることを目的として実施した.

#### 2. 検討対象トンネルの概要<sup>2)</sup>

#### (1) 検討対象トンネルの構造の概要

検討対象トンネルの概要を図-1に示す.トンネルは, 経年50年程度で,開削工法により施工されている1層2径 間の鉄筋コンクリート構造である.

対象区間の延長は約1kmで、大部分は軟弱な粘性土地 盤(N値0~2、下部有楽町層)に位置し、軟弱粘性土は トンネル下方にも厚く堆積している.軟弱粘性土地盤の 下方は、シルト層(七号地層)、砂レキ層(埋没段丘)、 江戸川層などから構成されている.

トンネル横断方向の寸法は幅8750mm,高さ6400mmであり,各部材の厚さおよび鉄筋量を整理したのが表-1である.鉄筋はすべて丸鋼(SR235)となっている.中壁には,待避や信号設備設置のため,部分的に開口部が設けられている.

検討対象トンネルは、横断面方向の構造をはり部材と し、鉛直方向を全土被り荷重、水平方向を土水一体とす る側方荷重として算定した断面力に対し許容応力度設計 法により、鉄筋量などが設計されていた.本研究で対象 とするトンネル縦断方向断面に対して、設計計算の記録

		部材の配筋の概要			
		上床版	側壁	中壁	下床版
部材の幅	mm	8750	5600	5600	8750
部材の厚さ	mm	360	450	450	440
配筋 <sup>※1</sup>		$\phi$ 16 × 65	$\phi$ 19 × 90	$\phi$ 19 × 30	$\phi$ 16 × 65
鉄筋量	mm <sup>2</sup>	13065	25560	8520	13065
鉄筋比 <sup>※2</sup>	%	0.41	1.01	0.34	0.34

※1:トンネル横断面の配筋

※2:鉄筋比=鉄筋量:・部材の断面積×100%

は確認できなかったが、建設当時の記録から、軟弱地盤 の不等沈下を考慮しトンネル内径を20~35cm増加し、中 央の柱構造を中壁構造に変更し, 配力筋の径ならびに本 数を多少増加した3,との記載が確認された.検討対象 トンネルの設計時に参照されていた土木学会発行の鉄筋 コンクリート標準示方書の一方向版における配力鉄筋は 1mあたりの引張り鉄筋量の1/5以上としなければならな いとされていた4. 検討対象トンネルの配筋状況は、側 壁内面側の中央付近の主鉄筋となる鉛直方向鉄筋がφ 19@250mm, 配力筋となるトンネル縦断方向の鉄筋が φ 16@200mmであった. 同様に中壁では鉛直方向鉄筋が。 16@150mm, トンネル縦断方向鉄筋が φ 16@400mm であ った.これに対して、主鉄筋量の1/5程度の配力筋量を試 算すると、側壁が \phi 13@250mm、中壁が \phi 9@300mmと なる.これより、検討対象構造の配力筋は、主鉄筋量の 1/5程度の鉄筋量に対して、鉄筋径を大きく、鉄筋本数を 多く設定したと考えられる.

#### (2) 検討対象トンネルの変状の状況

検討対象としたトンネルでは、図-1に示すように地点 Aと地点Bの2箇所で大きな沈下が発生していた.計測さ れた沈下量の最大は、地点Bで177mmとなっていた.さ らに、沈下が大きい箇所のトンネル内面には図-2に示す ように、多数のひび割れが確認されている.側壁は、沈 下が大きい箇所を中心とした横断方向のひび割れが多く

横断方向ひび割れ



図-4 検討対象トンネルの沈下量の計測結果および 調査時の沈下量の推定結果

みられる. 中壁は、側壁とは異なり沈下が大きい箇所付 近を中心として左右が対称のような斜め方向のひび割れ がみられる. これらのひび割れ状況と沈下の分布の関係 と、図-3の鉄筋コンクリートはりの載荷試験のひび割れ 状況から、側壁の横断方向ひび割れは曲げによるひび割 れ、中壁の斜め方向のひび割れはせん断によるひび割れ とみられる.一方、側壁と中壁は上床版と下床版で一体 化していることから、沈下や沈下変形に伴うひずみが同 程度となり、ひび割れ状況も類似すると考えられるが、 側壁に斜め方向ひび割れがみられないなど、側壁と中壁 のひび割れ状況が異なっていた.この要因として、中壁 の開口部の位置や形状などの影響が考えられた.

このトンネルの下方では、1990年頃にシールドトンネ

られるトンネル下方のシールド工事の施工時に多く発生 しているが、施工後も沈下が10年以上継続して発生して いる. これは、トンネル下方の軟弱粘性土地盤でシール ド工事による沈下が生じることでせん断変形による過剰 間隙水圧の発生と消散が起こり、これによる後続沈下が 発生したためと考えられる. このため、トンネルの変状 は進行の程度は大きくないが、今後も継続することが想 定されている.

#### 3. トンネル縦断方向の変状メカニズムの検討

#### (1) トンネル縦断方向の曲げの状況に関する調査

#### a) 調査の目的

トンネル縦断方向の曲げの評価では、水準測量による 沈下量の分布を構造計算モデルなどに与え、曲げ曲率や 断面力,応力度などを算定することが多い.

しかし、現状の構造計算では、前述のようにひび割れ の状況を再現できていない. そこで、トンネル縦断方向 の鉄筋ひずみの調査を行い、トンネルの沈下状況から算 定される曲率やひずみの状況と対比し、トンネル縦断方 向の変状メカニズムについて検討した.



図-6 トンネル縦断方向の鉄筋ひずみの調査結果

#### b) 調査の方法

トンネル縦断方向の沈下に伴い既設構造には沈下分布 に応じた曲げが発生する.この曲げ半径や曲率とトンネ ル高さ方向のひずみ分布の関係のイメージが図-5である. これより,沈下分布から算定される曲率の妥当性を確認 するため,曲げ曲率の調査を行った.

曲げ曲率の調査は、トンネル縦断方向の曲率が最大と なる沈下が最大の地点B付近で実施した.曲率は、地点 B付近の調査地点において、トンネルの高さ方向の数ヶ 所で鉄筋のひずみ調査を行い、トンネル高さ方向のひず み分布として整理した結果から評価した.

鉄筋ひずみの調査は、調査対象の鉄筋をはつり出し、 ひずみゲージを貼り付け、鉄筋の両端を切断し変動する ひずみ量を計測する「応力解放法」により実施した.計 測されたひずみの変動量が、調査箇所に発生していたひ ずみとして評価した.

応力解放法は,鉄筋切断により作用していた引張力が 弾性変形により変動する量を計測している.このため, 降伏応力度を超過し塑性化した鉄筋は,切断してもひず みが残留し,ひずみ量を精度良く評価できない.また, 側壁下部のように大きなひび割れが発生している箇所で は,ひずみの集中により,トンネル高さ方向の平面保持 が期待できない場合がある.このため,トンネル高さ方 向の調査位置は,圧縮縁側で鉄筋が弾性範囲内と想定さ れる上部付近とし,上床版のトンネル内面側鉄筋,側壁 の上部付近でケーブル等が調査の支障とならない箇所と して設定した.

#### c) 調査の結果

鉄筋ひずみの調査結果をトンネル高さ方向の調査位置 との関係として整理したのが図-6である.

トンネル上部の側壁の調査箇所は,調査前の試算では 引張りひずみを想定していたが,すべて圧縮ひずみとの 結果が得られた.また,ひずみの分布から,トンネル上



部が圧縮、下部が引張りとなる曲げが発生している状態 となっていると考えられる.また、調査結果のひずみを 一次近似すると、中立軸位置(ひずみが0となるトンネ ル高さ方向の位置)はトンネル上端から2423mmであり、 トンネル下部付近は鉄筋の設計降伏ひずみ程度で、コン クリートのひび割れ発生ひずみ(50µ)を大きく超過し、 トンネル下部にひび割れが発生している状態となる結果 が得られた.

#### (2) 調査結果の分析

トンネル縦断方向の曲げに対して、構造計算によるひ ずみ分布と調査によるひずみ分布を比較するため、トン ネル横断を主断面とし、ひび割れ曲げ耐力および鉄筋の 降伏曲げ耐力を算定し、それぞれのひずみ分布を図-6に 追記した.これらの、曲げ耐力はトンネル縦断方向の軸 力を0として算定している.また、ひび割れ曲げ耐力に ついてはコンクリートの引張りを考慮した全断面を有効 とした断面、鉄筋の降伏曲げ耐力については図-7に示す ようにコンクリートの引張りを無視しトンネル縦断方向 の鉄筋を主鉄筋とした鉄筋コンクリート断面として算定 している.ひび割れが発生し、鉄筋が降伏応力度程度と



図-8 トンネル軸方向の沈下による曲げ曲率と鉄筋ひずみの調査結果を近似した曲率の比較

なっていた鉄筋ひずみの調査結果と鉄筋の降伏曲げ耐力 の計算結果とを比較すると、図-5に示したように、ひず みの分布や中立軸位置(ひずみが0となるトンネル高さ 方向位置)が大きく異なる事がわかる.

ひずみの勾配はトンネル縦断方向の曲げ曲率となることから、トンネル沈下量の分布から算定したトンネル縦 断方向の曲率とトンネル縦断方向位置の関係に、トンネル高さ方向の鉄筋のひずみ調査結果を一次近似した勾配から算定した曲率を記載したのが図-8である.この結果、調査結果による曲率2.9×10<sup>7</sup>(1/mm)は、調査結果のばらつきも考慮すると、沈下量分布から算定した調査箇所付近の結果(2.1×10<sup>7</sup>~4.9×10<sup>7</sup>(1/mm))に近い値となっている.

これより,先に示した調査と計算の鉄筋ひずみ分布が 異なる要因として,ひずみが0となる中立軸位置が異な ることが考えられた.

調査結果の中立軸位置(2423mm)は、トンネル縦断 方向の軸力を0とした計算による中立軸位置(637mm) に対して下方に位置している.この中立軸位置が計算値 に対して下方となる要因は、トンネル縦断方向に対して 圧縮力(軸力)が作用していることが考えられる.しか し、対象トンネル近傍では、圧縮力を作用させるような 近接施工などは確認することができなかった.

#### (3) 中立軸位置が変動するメカニズムの検討

中立軸位置の変動は、外的要因の可能性が低いと考えられる.そこで、沈下に伴い発生する内的要因として中立軸位置が変動するメカニズムについて検討した.

沈下により中立軸位置が変化する要因として,ひび割 れの有無によるトンネル縦断方向変形の変化が挙げられ る.

ひび割れを考慮しない断面計算はコンクリートの引張 り力を考慮し全断面が有効断面であるとして算定する. この場合の軸力を0とした中立軸位置は、トンネル高さ 6400mmに対して、トンネル高さの半分程度のトンネル 上端から3339mmとなる.

ひび割れが発生した状態は、コンクリートの引張りを

無視し、引張りはトンネル縦断方向の鉄筋を主鉄筋とした鉄筋コンクリート断面として算定する<sup>例えばの</sup>.この場合の軸力を0とした中立軸位置は、トンネル上端から637mmとなる.

トンネル高さ方向のひずみの分布は、ひずみの勾配と 中立軸位置で決定する.ひずみの勾配となる曲率は、図 -5に示したようにトンネル縦断方向の沈下分布に対応し て発生する.一方、中立軸位置は、曲げが発生すること で、トンネル高さ方向のコンクリートや鉄筋の力の釣り 合いにより決定する.このため、ひび割れが発生してい ない状態でコンクリートの引張りを考慮した場合と、ひ び割れを考慮しコンクリートの引張りを無視して鉄筋で 引張りを分担させる場合とで中立軸が異なる.トンネル 縦断方向の鉄筋は配力筋として配置されるため、鉄筋比 が小さく、図-7に示す力の釣り合いを計算すると、中立 軸位置は上端付近となる傾向となる.

以上のことから,トンネル縦断方向の沈下分布に対し て,ひび割れ考慮の有無によるトンネル高さ方向のひず み分布の差異のイメージを示したのが図-9である.ひび 割れを考慮しない場合は,中立軸位置がトンネル高さ方 向のほぼ中央となり,トンネル上端と下端のひずみが同 程度となり,トンネル高さ方向の中央位置でのトンネル 縦断方向の長さは,沈下による変化が生じないことにな る.一方,ひび割れを考慮した場合は,ひび割れを考慮 しない場合と比較すると,曲率は同じだが,前述のとお り中立軸位置はトンネルの上端付近となり,ひずみ分布 が大きく異なり,ひずみがトンネル高さ方向全体で伸び る方向に変動することとなる.これより,ひび割れが発 生するとトンネルは縦断方向に伸びる挙動を示すことと なる.

しかし、トンネルは縦断方向に連続した構造であり、 周囲に地盤が存在することもあり、変状区間の両端の変 状が起こっていない部分によりトンネル縦断方向に拘束 され、伸びが拘束される構造となっている.この拘束さ れる伸びが、見かけ上圧縮力(軸力)が作用しているよ うな状態になっていることが考えられる.さらに、トン ネル縦断方向に対して軸力が作用したような状態となる



下床版が引張りとなる変形(曲率  $\phi > 0$ ,下に凸の変形)の範囲

図-9 沈下によるひひ割れが発生した場合のトンネル高さ方向のひずみ分布のイメージ

ことで、中立軸位置は、軸力を0とした状態に対して下 方の位置になっていると考えられる.

上記の中立軸位置を下方に変動させる軸力は、トンネ ル沈下により発生するものであり、外的要因の作用では ない.このため、本研究では、これを「ひび割れによる 見かけの軸力」と呼ぶこととした.

#### (4) ひび割れによる見かけの軸力の算定方法および試算

沈下に伴う変状を精度良く再現するためには、「ひび 割れによる見かけの軸力」を構造計算に導入する必要が ある.そこで、先の(3)で示した「ひび割れによる見かけ の軸力」の発生メカニズムをもとに算定方法を検討した.

また、本研究の検討事例の地点Bを対象としたトンネ ル縦断方向の沈下の分布による見かけの軸力を算定した. ここで、計測されているトンネル縦断方向の沈下量 (177mm)は、鉄筋ひずみ調査時より約10年前の調査結 果であり、その後軌道の調整工事などが行われたため沈 下に関する継続的な調査が行われていなかった.しかし、 検討対象トンネルは、現在もシールドの後続沈下が継続 していると考えられている.

後続沈下は、軟弱地盤の圧密によるもので、近年は二 次圧密の状況と考えられる.このため、1996年から2003 年の計測値を e-log Pの関係により近似し、沈下量の推定 を行った結果を図-4に追記した.沈下の勾配の傾向を比 較するため、近年実施されていた水盛り式沈下計による 計測記録を調整して図に併記したところ、推定した沈下 と同様の傾向が得られた.これより、計測終了から10年 後の鉄筋ひずみの調査時の沈下量を184mmとし、この時 点の状態を対象として検討を実施した<sup>2)</sup>.

#### a) 対象範囲の設定

ひび割れによる見かけの軸力の発生は、ひび割れ発生 が要因として考えられる.

そこで、見かけの軸力は、沈下によりトンネルに曲げ ひび割れが発生する範囲を対象として検討する.ひび割 れ発生範囲は、トンネル縦断方向をはり要素でモデル化 し、沈下を強制変位で与えた場合の曲げモーメントがひ び割れ発生モーメントを超過する範囲として設定する. トンネル縦断方向の曲げ剛性やひび割れ発生モーメント は、コンクリートの引張りを考慮した全断面を有効とし て算定する.

本研究の検討事例では、地点B付近(図-1参照)を中 心とし、トンネル下端が引張りとなる曲率(φ>0)と同 等となるトンネル縦断方向の長さが40mとなった.

#### b) 中立軸位置およびひずみ分布の算定

トンネル高さ方向のひずみの分布は、中立軸位置から の距離とトンネル縦断方向の曲率を用いて次式により算 定することができる.

$$\varepsilon = \phi \cdot z \tag{1}$$

ここで、 $\varepsilon$ : 算定位置でのひずみ量、 $\phi$ : トンネル縦断方向の曲率、z: 中立軸位置からのひずみの算定位置

算定は、先の検討対象範囲に対して、ひび割れがない 断面(トンネル縦断方向に対して伸びがない状態)の場 合とひび割れを考慮した断面(トンネル縦断方向に伸び る状態)の場合の2種類について行う.

ひび割れを考慮しない場合の中立軸位置は、コンクリートの引張りを考慮した全断面を有効とした断面として 算定する.ひび割れを考慮した場合の中立軸位置は、図 -7に示したように、引張りが作用する範囲がトンネル縦



ひずみの算定結果

断方向の鉄筋が分担しコンクリートは無視した鉄筋コン クリート断面として計算する.

中立軸位置からトンネル下端までの距離とトンネル沈 下から算定されるトンネル縦断方向の曲率を式(1)に代入 し、トンネル下端のひずみを算定する.

検討事例における計算では、ひび割れを考慮しない場合の中立軸位置が3339mmとなり、トンネル下端のひずみが-58µ~-1506µ(負は引張り)となった.ひび割れを考慮した場合は中立軸位置が637mm、トンネル下端のひずみが-517µ~-2836µとなった.

上記の結果をトンネル縦断方向位置とトンネル下端位 置のひずみの関係として整理したのが図-10である.

#### c) 拘束されるひずみ量の算定

図-9に示したように、ひび割れ考慮の有無を比較する と、曲げ曲率(ひずみの勾配)は同じで、中立軸位置が 異なるため、ひずみ分布がトンネル高さ方向に対して平 行移動するように変動する.これより、ひび割れの有無 によりトンネル下端位置で算定したひずみの差が、ひび 割れが発生することでトンネル縦断方向に拘束されるひ ずみと考えることができる.

そこで、トンネル下端のひずみとひずみを算定したト ンネル縦断方向長さ(はり部材による構造計算の場合は 1要素の長さ)から、トンネルの伸び量を次式で計算す る.

$$dl = \sum \varepsilon_i \cdot l_i \tag{2}$$

ここで、dl:トンネル下端の伸び量、 $\varepsilon_i$ :トンネル下端 のひずみ量の計算値、 $l_i$ :ひずみ量を算定したトンネル 縦断方向の長さ(はり部材による構造計算の場合は1要 素の長さとなる)

これをひび割れ考慮の有無でそれぞれ計算した差がひ び割れ発生によりトンネル縦断方向に拘束される伸び量 となる.トンネル縦断方向に拘束されるひずみは,次式 により算定される.

$$\varepsilon_F = \frac{dl_1 - dl_2}{L} \tag{3}$$

ここで、 $\varepsilon_F$ :トンネル縦断方向に拘束されるひずみ、  $dl_1$ :ひび割れを考慮した場合のトンネル下端の変動量、  $dl_2$ :ひび割れを考慮しない場合のトンネル下端の変動 **量**, *L*:トンネル下端にひび割れが発生する検討対象延 長

検討事例について試算すると、検討対象範囲延長が 40m, ひび割れを考慮したトンネル下端の伸び量が 57.8mm, ひび割れを考慮しないトンネル下端の伸び量 が30.7mmとなり、検討対象範囲でトンネル縦断方向に 拘束されるひずみは、677μとなる.

#### d) ひび割れによる見かけの軸力の算定

トンネル高さ方向のひずみ分布は前述のとおり,ひび 割れの有無により全体的に変動する.

そこで、はじめに沈下が大きい箇所のトンネル縦断方 向の曲率¢と軸力を0とした図-7の鉄筋コンクリート断面 で算定される中立軸位置から式(1)によりトンネル下端の ひずみ量を計算する.次に、計算したトンネル下端位置 のひずみに対して、拘束ひずみ分を低減させる.低減さ せたトンネル下端位置のひずみと、トンネル縦断方向の 曲率を式(1)に代入して解くと、トンネル縦断方向の拘束 を考慮した場合の中立軸位置が算定される.算定したト ンネル縦断方向の拘束を考慮した中立軸位置とトンネル 縦断方向の曲率を与条件とし、図-7の鉄筋コンクリート 断面の計算を行うと、軸力が計算される.なお、算定時 には鉄筋やコンクリートのひずみの状況に応じた材料特 性を用いる必要がある.

検討事例では、ひび割れを考慮し軸力を0とした場合 の中立軸位置は637mmとなる.沈下の最大箇所付近の、 曲率は4.3~4.9×10<sup>7</sup>(1/mm)、トンネル下端(位置 6400mm)のひずみは-2478~-2836µ(引張りが負)とな る.トンネル下端のひずみに対して、先のトンネル縦断 方向の拘束ひずみ+677µを低減させると、-1801~-2159µ となる.これより、拘束を受けた場合のトンネル下端の ひずみを-2100µ、曲げ曲率を4.5×10<sup>7</sup>(1/mm)として中立 軸位置を計算すると1733mmとなる.これらの算定結果 をグラフで整理したのが図-11である.このうち、鉄筋 は降伏ひずみの絶対値(1175µ)を超過する状態となっ ている.これより、ひび割れによる見かけの軸力は、終 局曲げ耐力<sup>7,89</sup>算定時のコンクリート材料特性(図-12<sup>9</sup>)、 鉄筋の材料特性(図-13<sup>10</sup>)を用い、図-14<sup>7,89</sup>のモデルに より断面力である軸力を次式により算定する.

これより、トンネル縦断方向の曲げ曲率や材料特性を



図-11 見かけの軸力の有無によるトンネル高さ方向のひずみ分布および鉄筋ひずみ調査結果との比較



応力とひずみの関係<sup>9</sup>



図-14 トンネル縦断方向に対する見かけの軸力の算定モデル フルシ

用いて算定した結果,ひび割れによる見かけの軸力は 39MNとなった.

# (5) ひび割れによる見かけの軸力の試算結果と調査結果 との比較

算出されたひび割れによる見かけの軸力を考慮したトンネル高さ方向のひずみ分布と鉄筋ひずみの調査結果を 比較するため、図-11に調査結果を追記した.

ひび割れによる見かけの軸力を考慮しない場合は、計算結果と調査結果が整合しない.一方,ひび割れによる



図-13 終局曲げ耐力算定時の鉄筋の 応力とひずみの関係<sup>10</sup>

見かけの軸力を考慮した場合のひずみ分布は、計測値に 近くなる傾向を示す.これより、本研究で想定したメカ ニズムによりひずみの中立軸位置が変動していると考え られる.

## 4. 構造計算によるトンネル変状メカニズムの検討

#### (1) 検討方法

本研究で検討したひび割れによる見かけの軸力の発生 のメカニズムについて、検討事例のトンネルに対する構 造計算を行い、ひずみの調査結果やひび割れ状況の調査 結果と比較し、その妥当性について検証した.

構造計算方法にはトンネル縦断方向を簡易なはり部材 によりモデル化することも考えられる<sup>3</sup>.しかし,はり 部材によるモデル化では、中壁と側壁で発生したひび割 れの形状が異なった調査結果と詳細に比較することは困 難となる.

そこで、本研究では、トンネルの変状を精度良く再現 できる構造計算モデルを用いることにした.

対象トンネルの構造やひび割れ状況などから,構造計 算を三次元でモデル化することも考えられる.しかし, 近年,三次元計算の適用事例は増えているものの,二次



図-16 中壁の開口部付近の配筋状況および構造計算の鉛直方向と水平方向の鉄筋比の設定状況

元に比べ,取り扱いが煩雑で,膨大な費用や時間が必要 になる.また,耐荷性能を満足しない結果が得られた場 合は,補強の設計を行うことになるが,この時,耐荷性 能評価と同様の手法で設計できることが望ましい.

これらを考慮し、本研究では、二次元の鉄筋コンクリート構造計算コードのWCOMD<sup>11),12),13)</sup>を用いた擬似三次 元モデルを採用し、妥当性の検証評価を行うこととした.

構造計算は、ひび割れによる見かけの軸力の検証に加 え、側壁と中壁でひび割れ状況が異なる要因の検討も行 うため、以下のようにモデル化した(図-15参照).

## a) 鉄筋コンクリート構造のモデル化

鉄筋コンクリート構造は、非線形領域まで精度良く再 現できるWCOMDの分散ひび割れモデルによる構成則<sup>11)</sup> を用いた.

## b) トンネル構造のモデル化

トンネル構造は、トンネル縦断方向を横からみた状態

表-2	構造計算モデルの鉄筋比の設定

		部材の	鉄筋比 <sup>※1</sup>	
		厚さ	水平方向	鉛直方向
		mm	%	%
上床版		360	0.37~0.44	0.14~0.16
側壁		450	0.46	0.62~0.67
中壁	開口部以外	450	0.24	0.60
	開口部付近		0.16~4.0%	0.15~0.47
下床版		440	0.31~0.36	0.14~0.17

※1:鉄筋比=鉄筋量÷断面積×100%

に対して平面要素によりモデル化した.

ここで、側壁と中壁は、上床版と下床版で連結されて いるが、配筋や開口部の有無および配置が異なるため、 沈下が生じた場合の挙動が異なることが考えられた.そ こで、上床版と下床版はトンネル幅を部材厚さとする要 素、側壁と中壁は同一平面上に各部材厚さを有する要素 をそれぞれ配置し、上床版の下端と側壁および中壁の上 端の節点を共有させ、同様に下床版の上端と側壁および



図-17 擬似三次元によるトンネル縦断方向の構造計算モデル

中壁下端の節点を共有させるオーバーラッピング要素<sup>14</sup> を用い、トンネル全体が一体構造となるようにモデル化 した.これより、トンネル縦断方向の沈下に対して、上 床版、下床版、側壁、中壁が、それぞれの剛性や形状に 応じた変状や相互作用を考慮した結果が得られることが 期待できる.また、側壁と中壁をそれぞれ単独のモデル とした計算を行い、側壁と中壁の相互作用の考慮の有無 の影響について検討した.

WCOMDの要素は、鉛直と水平方向の2方向の鉄筋比 を設定し、鉄筋コンクリートのコンクリートと鉄筋のそ れぞれの挙動から、変形やひずみ、応力などが算定され る.このため、検討対象トンネルの配筋図から、計算モ デルの水平方向および鉛直方向の配筋状況に応じて表-2 に示す鉄筋比を設定した.

ここで、構造モデルはトンネル縦断方向を横から見た 状態をモデル化している. このため、鉄筋比の設定にお いて、側壁の場合は、鉛直方向が横断面方向に対する主 鉄筋、水平方向が配力筋に相当する、上床版や下床版の 場合では、鉛直方向が側壁の主鉄筋や上床版や下床版の 厚さ方向に配置されたせん断補強筋または組立筋となり, トンネル縦断方向が配力筋に相当することになる.鉄筋 比は、このような各部材の配筋状況に応じて、鉛直また は水平方向の幅B, 部材厚さhの範囲に配置されている鉄 筋量Asから、As(B×h)として設定した. 中壁の開口部付 近の配筋については、設計時の資料に関連する記述が見 られなかったが、図-16に示すように、開口部上部の鉛 直方向鉄筋が開口部がない箇所より本数が多く、開口部 の上部に水平方向鉄筋が配置され、隅角部には斜め方向 鉄筋が配置されるなど、開口部の補強と見られる配筋が 行われていた.鉄筋量によりひび割れ状況などが変化す ることも想定されたことから、要素の極端な細分化など 計算精度の低下などに留意し、これらの配筋状況を極力 再現した. また,開口部の斜め方向の鉄筋については, 鉄筋量を鉛直方向と水平方向に配分して設定し,開口部 付近の鉄筋の定着は鉄筋端部に曲げ加工がされていたた め引き抜けを考慮しないこととした. これらの事項を考 慮し,開口部周辺の配筋状況に対する要素鉄筋比を設定 した例を,図-16に併記した.

## (2) 構造計算による検討

## a) トンネルの構造計算モデル

トンネル縦断方向のモデルは、先の(1)で述べた方法に より図-17に示すように作成した.モデル化の範囲は、 沈下の分布形状などから、最も沈下している地点Bを中 心とし、前後約100mの合計200mの範囲とした.

上床版および下床版は奥行き方向に1層,中壁と側壁 は奥行き方向に2層とし,それぞれの上端や下端で節点 を共有させ,中壁には待避口などの開口部の形状をトン ネル縦断方向の各位置に再現した.トンネル幅方向は, トンネル幅方向の中心に対して左右対称であるため,半 断面に相当する厚さでモデル化した.

トンネルの縦断方向の沈下のモデル化には、地盤のば ねを介する応答変位法と強制変位が考えられる.本検討 では、トンネルの沈下量が計測されており、この結果に よるトンネル形状を正確に表現する必要がある.応答変 位法を用いて計算されたトンネルの変状形状は、計測さ れたトンネル形状と正確には一致しないと考えられる. そこで、本検討では強制変位をモデル下端の各節点に与 えた.

ひび割れによる見かけの軸力は,前に述べたようにト ンネル縦断方向の伸びの拘束により,軸力が作用した状 態のようにトンネル高さ方向のひずみ分布が変動するた めと考えられる.これに対して,構造計算モデルはオー バーラッピング要素によりモデル化しており,上床版や



b)計算ステップ2 トンネル縦断方向の沈下の計算

図-18 ひび割れによる見かけの軸力の構造計算への モデル化の方法および計算ステップ

表-3	構造計算に用い	、た材料特性
-----	---------	--------

14.0		11111177
材料種類	項目	物性値
コンクリート	圧縮強度	$21N/mm^2$
	引張強度	$1.75 \text{N/mm}^2$
	ポアソン比	0.2
	ヤング係数	21.0kN/mm <sup>2</sup>
鉄筋	鉄筋の種類	SR235(丸鋼)
	降伏強度	235N/mm <sup>2</sup>
	ヤング係数	200kN/mm <sup>2</sup>
	引張り軟化係数※	2.0

※異形鉄筋の場合は一般的に04であるが、付着のない丸鋼の ため20と設定<sup>19</sup>

下床版, 側壁, 中壁で剛性が異なるため, 見かけの軸力 を等分布荷重などとして与えると, 各部材のトンネル縦 断方向のひずみの影響が異なり見かけの軸力の発生メカ ニズムと異なる状況になる. そこで, 見かけの軸力は, 図-18 a)の計算ステップ1に示すようにモデルの左側を固 定し, 右側からモデル左方向に見かけの軸力に等価な強 制変位として与え, 各部材のひずみが同等となるように モデル化した. 構造モデルの境界条件は, トンネル構造 下端を鉛直固定, 水平自由とした. 土かぶり荷重の影響 は小さいとして, 計算では考慮していない.

#### b) 材料特性の設定

構造計算に用いた材料特性は、このトンネルの設計書 などを参考に表-3として設定した.このうち、引張り軟 化係数は、異形鉄筋の場合は一般的に0.4であるが、付着 のない丸鋼のため2.0と設定した<sup>15</sup>.

#### c) 構造計算の方法

構造計算は、2ステップとして実施した(図-18参照). ステップ1では、前述のようにモデル両端からひび割れ による見かけの軸力に相当する拘束を強制変位で与え、 モデル全体に軸力を発生させる.ステップ2では、トン ネル沈下を強制変位として与えた.強制変位は、50分割 として、計算を実施した.

トンネルの沈下量は、図-4に示した既往の計測結果か ら後続沈下による変状が継続しているとして、計算結果 と比較を行うひび割れ状況の調査時に相当する変位量 (最大沈下量184mm)を入力した<sup>2)</sup>.また,構造モデルの各節点位置の変位量は,計測位置の沈下量をスプライン関数で補間して与えた.

## d) 構造計算におけるケーススタディ

構造計算は、ひび割れによる見かけの軸力の検証、側 壁と中壁のひび割れ状況の差異の分析を目的として、ト ンネル形状の影響、側壁と中壁の相互作用の影響を検証 するため次の2ケースを設定した。

ケース1:疑似三次元モデル

側壁と中壁を同時にモデル化した計算 ケース2:部材単独モデル

側壁と中壁を個別にモデル化し計算

ひび割れによる見かけの軸力による影響の程度を把握 するため、ひび割れによる見かけの軸力は以下の3ケー スを設定した.カッコ内は見かけの軸力に相当するとし て与えた強制変位量である.

- ケース1:0MN (0mm)
- ケース2:40MN (25.0mm)
- ケース3:63MN (39.4mm)

ここで、ケース1の軸力0MNは、一般にトンネル縦断 方向の変状の検討においてトンネル縦断方向の軸力は考 慮されないことから、見かけの軸力を考慮しない一般的 な検討方法との比較として設定した。ケース2の軸力 40MNは、検討事例のトンネル縦断方向の変状状況から、 前述の見かけの軸力の試算結果39MNを丸めた値として 設定した。ケース3の軸力63MNは、ケース2に対して見 かけの軸力を多少大きな値として見かけの軸力の影響の 程度を評価することを目的とし、中立軸位置を鉄筋ひず みの調査結果を一次近似した時の2400mm、曲率を沈下 の分布から得られた4.5×10<sup>7</sup>(1/mm)とし、図-14に示した コンクリートや鉄筋の応力より算定した軸力を採用した.

#### (3) 構造計算結果による検証

#### a) ひび割れ状況による検証

計算結果から作成されるひび割れ図(軸力0MN,軸力 40MNのケース)とトンネル内で確認されているひび割 れのスケッチ図を併記したのが図-19である.また,こ こで,計算結果から作成したひび割れ図は,各要素の主 ひずみのうち,引張りひずみがコンクリートのひび割れ 発生時のひずみ量を超過した要素について,引張りひず みの方向に直交する方向に,引張りひずみの大きさを線 の長さで描画したものである.このため,ひび割れ線が 多く,長く描画されている箇所にひび割れが発生してい ると見ることができる.

中壁のひび割れ状況は、軸力0MNの場合は、中壁の部 材単独モデルでわずかに見られるが、実構造に比べると 斜め方向ひび割れがほとんど見られない、軸力を40MN とした場合、中壁の部材単独モデルは斜め方向ひび割れ



図-19 構造計算モデルの違いによるひひ割れ図の比較(沈下中心付近)

が多く見られるが、実構造に比ベトンネル縦断方向に対して広範囲となり、ひび割れの程度が大きいなどの相違が見られる.一方、疑似三次元モデルの場合は、ひび割れの範囲や程度が実構造に類似した傾向を示している.

側壁は、軸力が0MNの場合は、トンネル上端付近まで

ひび割れが達する結果となっている.図-11に示した軸 力を0とした場合の鉄筋コンクリート断面の中立軸位置 程度となっている.一方,軸力を40MNとした場合は, ひび割れがトンネル下端からトンネル高さ方向の中央位 置付近までとなり,鉄筋ひずみの調査結果による中立軸



図-20 最大主ひずみのコンター図

位置に相当する結果となっている.実構造の調査結果の 側壁のひび割れは、トンネル下部付近のものが多いが、 トンネル上部付近にまで達しているものも見られる.こ れらは、コンクリートの乾燥収縮などによる影響と考え ると、側壁についても、ひび割れによる見かけの軸力を 考慮することで、計算は実構造のひび割れ状況を再現し ていると考えられる.

## b) 最大主ひずみの計算結果による検証

計算結果から,沈下が大きい中心付近の最大主ひずみのコンター図を各ケースで比較したのが図-20である.

最大主ひずみは、引張りとなる箇所が多いことがわかる. コンクリートの引張り強度とヤング係数から算定されるひび割れ発生ひずみの絶対値は83µとなるため、黄や赤で示されている箇所は、ひび割れ発生箇所やひび割

れの程度として評価でき、図-19のひび割れ図と同様の 傾向を示している.これより、軸力を0MNと40MNとし た場合は、先のひび割れ状況の比較と同様の傾向および 結果となる.軸力が63MNの場合、疑似三次元モデルお よび部材単独モデルの側壁には、下端から上部にかけて 発生する曲げのようなひび割れが発生せず、中立軸位置 がトンネル下端付近にあると見られ、調査結果とも異な る傾向にある.

このうち,疑似三次元モデルの結果から,沈下が最大 を示す位置付近のトンネル縦断方向の3要素に着目して, トンネル縦断方向ひずみと鉄筋ひずみの調査結果をトン ネル高さ方向位置との関係として比較整理したのが図-21である.ここで,トンネル縦断方向の3要素に着目し たのは,各要素がひび割れ発生の有無で,ひずみの再配 分が発生することを考慮したためである.この結果,計 算の中立軸位置は,見かけの軸力が0MNの場合が上部付 近となり調査結果と傾向が大きく異なる.見かけの軸力 を大きく与えた63MNの中立軸位置は調査結果に対して 計算結果が下方となる傾向にあることがわかる.見かけ の軸力を40MNとした場合が調査結果の中立軸位置と整 合する傾向にある.

発生ひずみの程度で比較すると、いずれのケースも圧縮ひずみはほとんど発生していない. コンクリートに剥落などが生じる圧縮ひずみは、終局曲げ耐力算定時のコンクリートの応力とひずみの関係の図-12<sup>9</sup>を参考に2000µ程度と考えると、十分な余裕がある状態となっている. 一方、引張りひずみの絶対値は、多くのケースで鉄筋の降伏ひずみ1475µを超過している. 見かけの軸力を0MNとしたケースでは下端付近で2000µに達しているため、下部では非常に大きなひずみの計算結果になることがわかる. これより、見かけの軸力のモデル化の有無や程度によって、耐荷性能の評価が大きく異なる結果になることがわかった.

## c) せん断ひずみの結果による検証

計算結果から,沈下が大きい中央付近のせん断ひずみ のコンター図を各ケースで比較したのが図-22である.

せん断ひずみは構造計算結果として正負が示されるが、 せん断破壊などの状態は絶対値で評価される.また、せ ん断ひずみの状態は、既往の文献<sup>12,13</sup>から、5000µを超 過する要素が、せん断面に沿って連続した時にせん断破 壊した状態にあると見られる.また、せん断ひずみが 5000µに近づいている箇所は、せん断ひび割れの発生が 考えられる箇所となる.

これより,見かけの軸力を0MNとした場合のうち,部 材単独モデルでは,中壁,側壁ともにせん断ひび割れと なる状態が見られる.また,疑似三次元モデルでは,せ ん断ひび割れのような状態が見られない.これらは,実 構造のせん断によると見られる斜め方向の状況を再現し ていない.

見かけの軸力を63MNとした場合,部材単独モデルで は、中壁に5000µを超過する連続した箇所が見られせん 断破壊をした状態となるが実構造物にせん断破壊までの 損傷は見られない.また、疑似三次元モデルの場合は、 中壁に実構造と同様の斜め方向にひずみが大きくなる傾 向が見られ開口部付近にせん断破壊に相当する大きなひ ずみが発生しているが、先の最大主ひずみの結果と併せ て考えると、実構造の状況を再現できていないと考えら れる.

見かけの軸力を40MNとした場合,部材単独モデルでは、中壁がせん断破壊するような状況となり実構造を再現できていない.しかし、疑似三次元モデルとすることで、中壁にせん断ひずみが3000µ程度に大きくなる箇所



図-21 トンネル高さ方向の側壁のひずみ分布の比較 疑似三次元モデルによる結果

が見られ、せん断ひび割れが発生する状況にあると考えられる.

ここで、せん断ひずみは、せん断破壊の目安となる 5000µに達していないが、せん断破壊は、ぜい性的であ り、わずかな沈下で急激に進行することもある.そこで、 検討対象トンネル構造を最も再現していると考えられる、 疑似三次元モデルで見かけの軸力を40MNとしたケース について、沈下量として現状より大きな値まで与え、中 壁のせん断ひずみが大きくなる箇所のトンネル高さ方向



図-22 せん断ひずみのコンター図



図-23 沈下量とせん断ひずみの関係(疑似三次元モデル,ひび割れによる見かけの軸力 40MN の結果)

の各位置の最大ひずみと沈下量との関係を整理したのが 図-23である.この結果,沈下量が現状(184mm)より 多少進行してもせん断破壊となるような状況にはないと 判断される.ただし,現状で既にせん断ひび割れが発生 し,最も下方の5段目のひずみが増大しているため,今 後の沈下の進行によりせん断ひび割れが進展する可能性













図-27 せん断ひずみのコンター図による開口部の形状および補強鉄筋の影響の比較

があると見られる.このように、側壁と中壁の形状を考 慮した疑似三次元でモデル化することで、地盤沈下に起 因するトンネル構造の一部の変状過程を詳細に評価する ことができ、合理的な対策を検討することが可能になる と考えられる.

#### d) 開口部の補強や形状に関する検証

見かけの軸力とトンネル構造の3次元性をモデル化した構造計算により、トンネル沈下に対するひび割れ状況

などを精度よく再現することができた.一方,沈下が最 も大きい箇所付近に比較的大きな開口部が位置している. また,開口部付近の補強鉄筋は要素形状などから多少の 簡略化を行っている.実務検討において,これらのモデ ル化の影響の把握は重要と考えられる.

そこで、検討対象トンネルのひび割れなどの変状を精 度良く再現した疑似三次元モデル(ケース1)の見かけ の軸力を40MNとした計算を基本ケースとして、中壁の 形状の影響、開口部付近の補強鉄筋の影響についての検 討を実施した.中壁の形状の影響については、図-24に 示すように、沈下分布を基本ケースの最も沈下している 箇所(地点B)からモデルの左側に25m移動させ、最も 沈下している箇所の開口部の形状が異なるように設定し た.開口部付近の補強鉄筋の影響については、図-16に 示した開口部付近の鉄筋補強を考慮した中壁の鉄筋比を 開口部のない箇所と同じ鉛直方向0.60%、水平方向0.24% の均一の条件として補強がない状態を設定した。

中壁の計算結果について、基本ケースとひび割れ状況 を比較したのが図-25,主ひずみを比較したのが図-26, せん断ひずみを比較したのが図-27である.

開口部形状を変更した場合,開口部付近の補強鉄筋を 無視した場合のいずれも,全体的な傾向は大きく変わら ず,同様となっている.部分的には,開口部形状を変更 した場合に沈下が最も大きい箇所付近の開口部の上部に 主ひずみが局所的に大きくなる傾向が見られ,せん断ひ ずみは基本ケースと多少異なる位置に大きなひずみが発 生しているなどの差異が見られる.

しかし、先に示した中壁を単独でモデル化した場合や 見かけの軸力を変更したケースに比べ差異は少ない.こ のため、トンネル縦断方向の沈下の挙動を精度良く再現 するためには、3次元性やひび割れによる見かけの軸力 を考慮することがとくに重要であることが明らかとなった.

#### (4) 構造計算による検討結果

検討対象トンネルの構造特性は,疑似三次元を考慮し たモデル化を行うことで,側壁と中壁のひび割れ状況が 異なる状況を良好に再現することができた.

ひび割れによる見かけの軸力については、従来の検討 のように考慮しない場合は曲げのひび割れが主体で中立 軸位置が調査結果と大きく異なる結果となり検討対象ト ンネル構造の変状が再現できていない.また、ひび割れ による見かけの軸力を大きく与えても、実際の変状が再 現できず、本研究で示した方法で算定した値による結果 が最も良好に再現できていた.

この結果から、本研究で検討したトンネル変状のメカ ニズムによる「ひび割れによる見かけの軸力」の評価は 妥当であると考えられる. また,側壁と中壁の構造が異なり,ひび割れ状況も異 なるような構造は,それぞれの構造形状を再現し相互作 用を考慮したモデル化が必要であることも明らかとなっ た.

## 5. 結論

本研究では、地盤沈下に起因して既設の地下鉄の開削 トンネルに発生していた変状状況を精度良く再現し合理 的な対策を検討するために、トンネル縦断方向の変状メ カニズムについて、詳細な現地調査や構造計算モデルの 検討などを行い、以下のような結果が得られた。

1) トンネル縦断方向に分布する沈下などの変状により ひび割れが発生するとトンネルは縦断方向に伸びる挙動 が拘束され,ひび割れによる見かけの軸力が発生するメ カニズムを示した.ひび割れによる見かけの軸力をモデ ル化した構造計算結果と調査結果との比較を行い,ひび 割れによる見かけの軸力が発生するメカニズムの妥当性 を検証した.

2) 側壁と中壁で発生したひび割れの形状の変状が異な る本研究の事例の場合,構造の差異を考慮した疑似三次 元モデルを適用することで,側壁と中壁のひび割れ状況 の差異を良好に再現できることがわかった.また,この 方法により中壁の一部のせん断ひずみの進展挙動のよう に,各部材の詳細な挙動を把握することが可能となり, 合理的な耐荷性能の評価が可能になると考えられる.

3) トンネル変状の検討においては、トンネルの構造寸 法や配筋状況、鉄筋コンクリート構造の挙動、トンネル の沈下分布などを再現することが必要となる. とくに地 盤沈下によるトンネル縦断方向の力学的挙動の検討にお いて耐荷性能を精度よく詳細に再現するためには、ひび 割れによる見かけの軸力の考慮と側壁と中壁などの3次 元的な構造をモデル化することが、最も重要であること が明らかとなった.

今後は、同様の変状に対して、本研究の成果を適用す ることで、既設トンネルの合理的な耐荷性能評価や補強 構造の設計が可能と考えられる. さらに、近接施工など により類似の変状が生じる既設トンネルについても、精 度の高い挙動や耐荷性能の評価ができると考えられる. なお、検討対象としたトンネルでは、今後も、変状状況 を注視し、計測などの管理を継続する方針としている.

謝辞:(公財)鉄道総合研究所 津野様,メトロ開発(株)お よび(株)メトロレールファシリティーズの関係各位には, 本検討について貴重なデータの提供および数多くの助言 をいただきました.記して感謝の意を表します.

土木学会論文集F2(地下空間研究), Vol. 76, No. 1, 14-31, 2020.

#### 参考文献

- 東京地下鉄株式会社:帝都高速度交通営団 工務部の あゆみ,東京地下鉄株式会社 鉄道本部 工務部, 2005.7.
- 河畑充弘,小西真治,江原文武,亀井啓太,阿南健 ー:地下鉄開削トンネルの変状に対する耐荷性能の 評価,トンネル工学報告集,第27巻,III-2,2017.11.
- 帝都高速度交通営団:東京地下鉄道日比谷線建設史, pp.388-339,1969.1.
- 土木学会:コンクリート標準示方書 昭和 31 年制定 昭和 33(1958)年版, p.100, 1958.
- 5) 日本コンクリート工学協会:コンクリート診断技 術'07 [応用編], p.19,2007.
- 6) 土木学会:2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 シールド工法編, p.318,2016.
- 1) 土木学会: 2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編, p.55, 2016.
- 8) 土木学会:2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 シールド工法編, p.310,2016.
- 2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編, p.45, 2016.

- 10) 土木学会: 2016 年制定 トンネル標準示方書・同解説 開削工法編, p.47, 2016.
- 岡村甫,前川宏一:鉄筋コンクリート構造の非線形 解析と構成則,技報堂出版,1991.5.
- 12) 土木学会:原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震 性能照査指針・マニュアル・照査例(2018 年版), 2018.10.
- 13) 市川卓也,大津仁史,本田国保,酒井俊郎:ひずみ に着目したボックスカルバートの耐震性評価に関す る研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.27, No. 2, pp.973-978, 2005.
- 14) (株) フォーラムエイト: UC-win/WCOMD Ver.2 操 作ガイダンス, p.44, 2015.12.
- 15) 松尾豊史,松村卓郎,遠藤達巳,橘泰久:強制的に 腐食させた RC ボックスカルバートの載荷実験シミュ レーション、コンクリート工学年次論文集,Vol.27, No. 2, pp.1297-1302, 2002.

(Received November 18, 2019) (Accepted August 25, 2020)

## STUDY ON LONGITUDINAL DEFORMATION MECHANISM OF CUT AND COVER SUBWAY TUNNEL DUE TO GROUND SETTLEMENT

## Satoshi ITO, Shinji KONISHI, Tetsuya MURAKAMI, Hiroki NITTA, Kenichi ANAN, Takayuki NAKAGAWA, Ataru HONDA and Hirokazu AKAGI

Large magnitude of settlement and many cracks were observed in a part of the longitudinal direction of the existing cut and cover subway tunnel in soft ground. It is important to evaluate accurately the load bearing performance of the subway tunnel for the long term safe service. It was found from the in-situ measurement results of the reinforcing bar strain values that the position of neutral axis on the tunnel cross-section is different from the position obtained from a conventional calculation. An apparent axial force acting along the tunnel longitudinal direction is assumed to be generated due to the effect that the tunnel extension movement with the cracks induced in the tunnel lining is constrained by both end parts of the tunnel without the deformation and is approximately estimated. It was found from the numerical calculation results that the tunnel damages such as a distribution of cracks in the tunnel lining can be reproduced accurately by using the apparent axial force and a quasi-three-dimensional model.