軟弱粘性土地盤の圧密に伴うシールドトンネル の長期荷重に関する解析的研究

有泉 毅¹・金子 俊輔²・塩冶 幸男³・山崎 剛⁴・日下部 治⁵

¹正会員 東京電力(株)工務部(東電設計(株)公共施設部出向) (〒100-0011 東京都千代田区幸町1-1-3)

²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3-3-3)

³正会員 東京電力(株)工務部 地中送電グループ (〒100-0011 東京都千代田区幸町1-1-3)

⁴正会員 東京電力(株)(東電タウンプランニング(株)出向) (〒100-0011 東京都千代田区幸町1-1-3)

⁵正会員 Ph.D. 東京工業大学教授 大学院理工学研究科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山2-12-1)

既設シールドトンネル周辺の現地地盤調査結果に基づいて、遠心模型実験で想定したトンネルの変状原因、すなわちトンネル周辺地盤の圧密の進行によって、トンネルの長期荷重変化が発生することの妥当性について確認した。また、シールドトンネルに働く長期荷重状態を定量的に設定するために、圧密に伴う長期荷重変化挙動を実証した遠心模型実験結果について土/水連成解析によるフィッティングを試み、その解析手法の妥当性を確認した。さらに、この土/水連成解析を用いて、土被り等の各種条件に関するパラメータスタディを行い、シールドトンネルに働く長期荷重への影響度合いについて考察した。

Key Words : shield tunnel, consolidation, centrifuge model test, long term load acting on tunnel lining, coupling analysis, parametric study

1. はじめに

著者らは、軟弱粘性土地盤中に建設された地中送電用既設シールドトンネル内に発生した長期的変形ならびにクラックの発生等の変状から、原因をトンネル周辺地盤の排水に起因した圧密沈下による影響と推定し、遠心模型実験を用いてシールドトンネル周囲の荷重状態の長期的変化挙動を実証している¹⁾。具体的には、トンネル周辺地盤の排水開始前の全土被り荷重状態に対し、実物換算経過時間12年程度が経過した時点におけるトンネルクラウン部の鉛直土圧は、約1.25倍程度まで増加するという長期荷重の変化挙動を確認している。

変状の生じたシールドトンネルに関して、今後どの程度荷重状態が変化し、現状のトンネルの残存耐力から、荷重増分に対する補強対策の必要性、補強が必要な場合は、実施時期・実施方法といった補強の設計技術を含め一連の維持管理技術に合理的な検討方法の確立が望まれる。また、同種の軟弱粘性土地盤に今後建設されるシールドトンネルの設計手法についても確立する必要がある。ここでは、これらの確立すべき技術の中で、まず今後の荷重状態を予測しうる技術の確立が第一に必要と考える。

そこで、本論文では、前述の変状発生の原因として推定したトンネル周辺地盤の排水条件ならびに圧密状態の妥当性を、現地地盤調査結果から考察するとともに、前

記の遠心模型実験を数値解析でフィッティングし、それをもとに現場の諸条件を考慮し、シールドトンネルに働く長期荷重の予測技術確立に向け、数値解析を用いた土被り等の各種条件に関するパラメータスタディを行い、長期荷重変化への影響について検討・考察するものである。

2. 現地地盤調査に基づく変状原因の妥当性確認

前記の遠心模型実験を用いた検討で対象とした関東平野中川低地における既設シールドトンネル近傍において、現時点で実施した現地地盤調査結果に基づいて、遠心模型実験で想定した変状原因の妥当性を検討した。

(1) 長期荷重の現場計測事例

ここで、軟弱粘性土地盤に建設されたシールドトンネルの土圧計測事例について言及する。シールドトンネルに働く荷重を土圧計または鉄筋計等を用いて計測した事例は、国内では洪積砂層を対象とした15年程度の長期観測の報告事例²⁾があるが、軟弱粘性土地盤を対象とした事例については長期観測事例は少なく、報告されたものの観測期間も、例えば東南幹線シールド³⁾の3.6年程度である。

90

図-3 現状の間隙水圧分布状況

図-4 CPT, DMTによる間隙水圧分布評価(地点C)

図-4には、地点CにおけるCPTの間隙水圧測定値 u_d ならびにDMTの p_2 値に基づいた岩崎・亀井⁹⁾の関係式を用いたCPT間隙水圧測定値 u_d 換算値と対比している。

$$u_d = 1.38 \times p_2 \quad (1)$$

ここで、DMTの p_2 値は、Robertsonら¹⁰⁾によると除荷後にメンブレンがブレードに接するときの圧力であり、ブレード貫入後から約1分程度経過後の近傍地盤の間隙水圧とほぼ等しいとされることから、透水性の良好な砂では貫入に伴って発生する過剰間隙水圧が急激に消散するため、 p_2 値は静水圧にほぼ等しくなり、逆に透

水性の悪い粘性土では過剰間隙水圧の消散がほとんどないために、 p_2 値は静水圧に過剰間隙水圧を加えたものに近いといわれている。つまり、粘性土地盤ではCPTの間隙水圧測定値と同様に貫入による過剰間隙水圧の増加によって静水圧より大きな値となり、そのまま電気式間隙水圧測定値と対比できない。しかし、絶対値そのものはそのまま評価できないが、深度方向の分布状況の傾向は示しているものと考えられる。図-4には、CPTとDMTの深度分布の包絡線を破線で記載しているが、トンネルより下部においては、深度方向に直線分布とした包絡線からは低下しているように見られる。

c) 有効上載圧 σ_v'

原地盤は、地下水位低下に伴う圧密が過去に発生していたとすれば、低下した水位分の水圧が地盤の有効応力に転化されているため過圧密状態にあると考えられる。したがって、原地盤の圧密試験で得られた先行時の有効上載圧(=圧密降伏応力 p_c) σ_{v0}' (以下、先行上載圧という)と湿潤単位体積重量 γ_1 と間隙水圧から算定された原地盤の有効上載圧 σ_{v1}' (以下、原地盤有効上載圧という)とを対比することにより原地盤の圧密状態が把握できる。

図-5(a) (b) (c)には、地点A B Cにおける有効上載圧の深度方向分布状況を示しており、●印が当該地点のシールドトンネル建設時において実施した標準圧密試験で得られた先行上載圧 σ_{v0}' を、○印が現時点で実施した標準圧密試験で得られた σ_{v0}' を、△印が現時点で実施した三軸K₀圧密試験で得られた先行上載圧 σ_{v0}' を示している。また、実線は原位置有効上載圧 σ_{v1}' を、破線はOCRをパラメータとした現時点で実施した圧密試験から推定される先行上載圧 σ_{v0}' の深度方向分布を各々

図-5 有効上載圧の深度方向分布状況

図-6 OCR分布の変化(地点C)

示している。これらの図から次のような傾向がみられる。

- ① 地点Aにおいては、現時点における標準圧密試験と三軸K₀圧密試験で得られた先行上載圧 σ_{v0}' は、粘性土層上端の上部砂層との層境では試験結果に差があるものの、それ以深ではほぼ同じ値を示しており、トンネル側部から下部にかけて過圧密比OCR=1.8程度で、原地盤有効上載圧に対し深度方向にほぼ一定に過圧密状態になっている。このトンネル上部の粘性土と上部砂層との層境部では、原地盤有効上載圧より高い圧力となっており、建設時から裏込注入等による圧密が生じていると考えられる。
- ② 地点Bにおいては、現時点における標準圧密試験と

三軸K₀圧密試験で得られた先行上載圧 σ_{v0}' は、ほぼ同じであり、原地盤有効上載圧と対比した場合、粘土層下端部は過圧密状態になっているが、トンネル側部は正規圧密状態に近い分布になっている。

また、標準圧密試験で得られた先行上載圧 σ_{v0}' において、建設時と現時点を比較しても、両者にはほとんど差が無く、トンネル近傍では建設時の地盤と原地盤とはほとんど変化がないと見られる。

③ 地点Cにおいては、現時点における標準圧密試験と三軸K₀圧密試験で得られた先行上載圧 σ_{v0}' は、粘土層上部と下端部では過圧密状態を示し、トンネル側部は正規圧密状態に近い状態になっている。

また、建設時と現時点を比較した場合、トンネルからトンネル上方へ、また、トンネルから粘土層下端部へと差が大きくなっている傾向が見受けられる。これをOCRの変化として示したのが、図-6である。トンネル近傍でOCR=1.0前後であったものが、現時点で粘土層の深度方向に向かって過圧密状態になっていることが判る。

d) 一軸圧縮強度 q_u

一軸圧縮強度 q_u も同様に、図-7(a)(b)(c)に地点ABCにおける一軸圧縮強度の深度方向分布を示しており、●印が建設時、○印が現時点で実施した試験値を示し、太実線は建設時の深度別データの平均値を示している。

また、地点Cでは、太田ら¹¹⁾のベーンセン断強度と一軸圧縮せん断強度の関係においては、図-2に示す当該地盤の $Wp=Ip=20\sim40\%$ 程度の範囲では、ベーンセン断強度($S_{(vane)}$)と一軸圧縮せん断強度($q_u/2$)との比は、ほぼ1.0と考えられるため、ここではベーンセン断強度の2倍値をプロットしている。

これらの図から次のような傾向がみられる。

図-7 一軸圧縮強度の分布状況

図-8 間隙比，含水比の分布状況

- ① 地点Bでは，建設時のものがトンネル側部だけであるが，建設時に比べ原地盤の一軸圧縮強度は大きくなっており，建設時から現在の間に圧密が進んでいると考えられるが，地点Cより進行度合いは小さいと考えられる。
- ② 地点Cでは，建設時のものと比べ，原地盤は特に深度が深まるにつれ大きくなっていることが確認できる。これは，ベーンせん断強度の2倍値もほぼ同様の傾向を示し，原位置試験でも裏付けた形となっている。

e) 間隙比 e ，含水比 w

間隙比 e ，含水比 w も同様に，図-8(a)(b)(c)に地点ABCにおける間隙比と含水比の深度方向分布を示しており，●印が建設時に，○印が現時点で実施したデータ

を表している。

間隙比ならびに含水比とも若干建設時が高い値を示していると考えられるが，深度毎のデータのバラツキが大きく顕著な差は確認できない。

また，トンネル内部で著しい漏水も確認された地点Aにおいて，トンネル上側部の粘性土を対象として，鉛直方向に50cmピッチで含水比試料を採取し，原地盤の含水比の横断面分布を5%刻みのコンターで示したものが，図-9である。

この図において，トンネル頂部に存在する薄い介在砂層により含水比がかなり小さくなっている箇所があるが，トンネル側部を中心にして，トンネル周辺の含水比が低

下した分布となっており、著者が遠心模型実験で想定した変状原因の一つであるトンネル排水状態¹⁾を裏付けるものとなっていると考えられる。

f) 地盤調査のまとめ

前記の間隙水圧、有効上載圧、一軸圧縮強度、間隙比・含水比に関する地盤調査結果を総合すると、原地盤は次のような状態と考えられる。

① 変状の発生の顕著な地点A・地点Cについては、原地盤で間隙水圧が静水圧に対して低下していること、有効上載圧は原地盤有効上載圧と比較して、地点Bよりも差が大きく、OCRも大きくなっていること、一軸圧縮強度は建設時のものと比較してかなり強度が増加していることから、原地盤は圧密の進んだ状況であると考えられ、それゆえ変状の発生が顕著であると考えられる。

② 地点Aと地点Cを比較した場合、特に有効上載圧の深度方向分布に着目すれば、地点Aは粘性土層底部の先行上載圧も高いが、トンネル側部も比較的高い分布となっている。これに対し、地点Cでは粘性土層上下端で先行上載圧が高くなっているが、トンネル側部は正規圧密状態に近い分布状態になっている。このことから、建設時の先行上載圧の深度分布が地点Aにおいても同様な分布状況と仮定すると、地点Cは粘性土層下端の底部砂層の間隙水圧低下による圧密が卓越し、地点Aは粘性土層下端の底部砂層の間隙水圧低下とトンネル排水に伴う圧密が複合した現象で、トンネル排水が卓越しているものと考えられる。

③ 変状が顕著に発生していない地点Bについては、静水圧分布に対して間隙水圧は低下していないこと、有効上載圧は原地盤有効上載圧と比較しても差が小さいこと、少なくとも建設時からの変化がほとんどないこと、一軸圧縮強度が建設時のものと原地盤で差が小さいこと等を考慮すれば、原地盤で圧密の進行が進んでいない地盤であると考えられ、それゆえ変状が顕著に発生していないと考えられる。

以上のことから、前記の遠心模型実験で想定した変状要因としての排水条件は妥当なものであり、このトンネル周辺地盤の圧密に伴う変位によってトンネル周辺荷重状態の変化が起こり得ることを示していると考えられる。

3. 遠心模型実験結果のフィッティング解析

変状の生じている既設シールドトンネルに対して、長期的荷重変化を予測する数値解析手法が必要となるが、現地の状況として特に現在のトンネル外周面に働いている土水圧の実測値やトンネル周辺地盤変位についても得られていないことから、これを既知のデータとして扱える前記の遠心模型実験結果¹⁾をシミュレートすることに

図-9 含水比分布コンター(地点A)

図-10 排水条件のモデル化

より適用する解析手法の妥当性を検証することとした。

(1) 適用する解析手法

圧密を伴う軟弱粘性土地盤中のトンネルに働く増加荷重を解析する手法としては、小山ら¹²⁾は有限要素法において地盤要素の自重成分に地下水位低下による圧密層の有効応力増分を直接的に荷重として载荷し、トンネルへ働く荷重を評価している。また、Graziani and Ribacchi¹³⁾は、土/水連成解析で、やや硬めの仮想粘土地盤を対象とし、本論で扱っているトンネル排水状態に相当する透水性のある覆工に働く短長期的荷重状態の変化について検討している。前者は、地下水位低下が終了した時点等の終局的な状態を評価するにはよいが、時系列的な中間過程における評価ができないことや全体排水状態のみを扱っており、トンネル排水条件を評価できない。後者は逆にトンネル排水条件のみ扱っており、また、欧州のトンネル設計に用いられている convergence-confinement method¹⁴⁾への適用を考慮し

ているために、トンネル側部の荷重のみを評価しており、現行の日本のシールドトンネル設計法における荷重分布から考えるとそのまま適用しにくいと考えられる。

そこで、本論文における遠心模型実験結果のフィッティング解析としては、地下水位低下に伴う軟弱粘性土地盤の圧密問題であり長期的荷重の変化を取り扱うことから、土/水連成FEM解析を用いることとした。また、軟弱粘性土地盤の実挙動を可能な限り再現するため、我が国の軟弱粘性土地盤における圧密を対象に実績のある応力～ひずみ関係式として関口・太田¹⁵⁾が提案した弾粘塑性モデルを用いた解析¹⁶⁾を用いることとした。

(2) 遠心模型実験モデルと実験ケース

a) 遠心模型実験モデル

遠心模型実験の実験ケース、排水条件、実験手順等は以下のである。

①排水条件：図-10に示す粘土層下端を排水境界にした全体排水と、既設シールドトンネルを排水境界にしたトンネル排水状態とした。

②地盤－トンネル模型：実験土槽は、図-11に示す幅500mm、高さ550mm、奥行き150mmのものをを用い、これにポーラスストーンで作製した外径60mmのトンネル模型をトンネル中心位置で底面から120mm位置に固定して設置した。これは、トンネルに排水機能を持たせるがための実験装置からの制約もあるが、現地のトンネル坑内水準測量の結果では建設後と現在の顕著な変位差が確認できなかったことにより、この固定した構造としている。

③遠心加速度：対象とした実現場のトンネル径が4mであり、実験のトンネル模型を60mmとしているため遠心場の相似則の関係から67Gとしている。

④排水条件：トンネル排水は、図-11に示す排水系統において、トンネル排水境界の水頭となる二重管ピュレットAの水位を、排水前は粘土層地表面+30mmとなる静水圧分布になっている状態からトンネル排水開始とともに電磁弁VT1を開き、図示の状態のトンネル下端まで瞬時に水位を下げ、この水頭を一定に保持し、24時間排水させた。

一方、全体排水条件は、土槽底面が排水境界となり、図-12に示すように、排水前の初期水位から土槽底部の電磁弁VB1を開くと同時に、二重管ピュレットCでトンネル下端まで一気に水位を下げ、この水位を保持し、24時間後に、電磁弁VB2を開き、二重管ピュレットBで土槽底面まで一気に水位を下げて、この水位を保持した状態で24時間排水させた。

本論文では、実験結果、解析結果について各排水条件の比較を以下で行っているが、各排水条件の全水頭の水利境界条件は必ずと異なるが、水位をトンネル下端まで低下させるという見方で比較を行い易いと考え、全体排

図-11 実験土槽のモデル化

図-12 全体排水条件の2段階水位制御

図-13 遠心模型実験の計器配置

水条件では2段階の水位に設定している。

⑤計測計器設置：主要な計測計器としてトンネル土圧計、地盤間隙水圧計、地表面沈下計の各計測配置について、図-13に示す。

b) 実験ケース

実験ケースは、排水条件の異なる実験を各1ケースずつ行っている。それぞれの実験条件を、表-1に示す。

c) 実験手順

実験手順は、図-14に示すとおりであり、各手順は以下のようである。

①スラリー作成：カオリン粘土ASP-170を用いて、初期含水比130%のスラリーを作成する。

②予備圧密：1 G場で0.25、2.5、5.0、10.0、20.0kPaの載荷ステップで載荷を行い、スラリーから有効応力20.0kPaの粘土地盤を作成する。

③遠心圧密：遠心加速度67Gで実験土槽内に深さ方向に有効応力が増加する正規圧密地盤を作成する。

④模型・計測器の設置：遠心装置から実験土槽を降ろし、1 G場でトンネル模型・地盤埋設計器を設置。

⑤遠心再圧密：上記④の手順において遠心場から1 G場に戻した時に発生した地盤のリバウンドおよび乱れを取り除くために行う手順である。ここでは地盤内間隙水圧計および地表面沈下計のデータを基に再圧密を確認する。

⑥本実験：遠心再圧密に引き続き、各実験条件に応じた排水条件に変更し、排水実験を行う。

モデルについては、遠心模型実験モデルの「地盤-トンネル模型」の項で記載したように、変位が生じないものとし鉛直方向、水平方向とも固定とし、また、すべり・剥離はモデル化していない。

②水理境界：トンネル排水条件における水理境界条件は、図-16(b)に示すように排水前には静水圧分布状態にある水位をトンネル外周部だけトンネル下端まで低下させ、全体排水条件では、図-16(c)に示すように、土層底面の水頭をトンネル下端まで下げ、その後さらに土槽底面高さまで低下させた。

この時、地表面の水位は、実験条件に基づき地表面から3cm上方とし、側方境界は非排水条件とした。

表-1 実験ケース

実験ケース	ケース1	ケース2
トンネル模型	均一排水モデル	
排水条件	トンネル排水	全体排水 (水位を2段階に制御)
地盤種類	正規圧密地盤	
実験時遠心加速度	67G	
地盤作成時遠心加速度	67G	
実物換算トンネル径	4m	
実物換算土被り	13.4m	
実物換算排水時間	約12年	約12年+12年

図-14 実験手順

(3) 解析のモデル化

以上に記載した遠心模型実験結果をシミュレートする土/水連成FEM解析のモデル化を、2次元平面ひずみ条件とし、以下のように考えた。

a) 境界条件の設定

①変位境界：変位境界条件は、図-15に示すように設定した。側方境界は水平方向固定、鉛直方向自由とし、下方境界は水平方向自由、鉛直方向固定とした。トンネル

図-15 変位境界条件

(a) 初期状態

(b) トンネル排水条件

(c) 全体排水条件

図-16 水理境界条件

なお、各排水境界における水位低下は、実験条件に基づき瞬時に起こるものとした。

b) 初期条件の設定

地盤の初期条件は、正規圧密状態とし、初期の鉛直有効応力は地盤内すべて20.0kPaとした(20.0kPaは、圧密有効応力)。水位の初期条件は、前述のとおり、静水圧状態とした。

c) 解析ステップ

各解析ステップは、実験条件に合わせ表-2に示す状態とした。

(4) 解析パラメータの設定

解析に必要な粘土地盤とトンネルモデルの弾性・弾塑性パラメータを以下のように設定した。

ここで、関口・太田モデルに必要な弾塑性パラメータとして、遠心模型実験におけるスラリー粘土地盤に関して非可逆比 Λ 、限界応力比 M 、ダイレイタンシー係数 D 、有効ポアソン比 ν' ならびに透水係数 k についてそれぞれ設定値と設定方法を記載する。

a) 粘土地盤の非可逆比 Λ

非可逆比 Λ は、次式で定義され、標準圧密試験ならびに K_0 圧密三軸試験で得られた λ (圧縮指数=0.434Cc)ならびに κ (膨潤指数=0.434Cs)から、表-3に示す平均値として、 $\Lambda=0.924$ とした。

$$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (2)$$

b) 限界応力比 M

限界応力比 M は、軽部¹⁷⁾が提案した経験式(3)に、前記の $\Lambda=0.924$ を代入して、 $M=1.61$ と設定した。

$$M = 1.75\Lambda \quad (3)$$

c) ダイレイタンシー係数 D

ダイレイタンシー係数 D は、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、限界応力比 M との関係式(4)から、 $D=0.042$ とした。ここで、 e_0 は、先行圧密時の間隙比を示す。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)} \quad (4)$$

d) 有効ポアソン比 ν'

有効ポアソン比 ν' は、静止土圧係数 K_0 との関係式(5)に、 K_0 圧密三軸試験で得られた $K_0=0.59$ を代入して、 $\nu'=0.37$ とした。

$$\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (5)$$

e) 透水係数 k

透水係数 k は、等方性($k = k_x = k_y$)を仮定し、標準圧密試験で得られた体積圧縮係数 m_v と圧密係数 c_v との関係式(6)にそれらを代入し、 $k = 3.5 \times 10^{-1}$ cm/minと設

表-2 解析ステップ

(a) トンネル排水	
STEP	解析概要
1	初期応力の貼り付け
2	再圧密：自重を各要素に10分間で載荷。体積力=6.2×67kN/m ³ 。 また、サーチャージ圧20kPaを10分間で載荷。
3	遠心再圧密：2600分間
4	本実験：トンネル周りの水位を-29cm低下。
5	水位低下に伴う圧密：200分間
6	水位低下に伴う圧密：1200分間
(b) 全体排水	
STEP	解析概要
1	初期応力の貼り付け
2	再圧密：自重を各要素に10分間で載荷。体積力=6.2×67kN/m ³ 。 また、サーチャージ圧20kPaを10分間で載荷。
3	遠心再圧密：2800分間
4	本実験：土槽底面の水位を-29cm低下。
5	水位低下に伴う圧密：200分間
6	水位低下に伴う圧密：1200分間
7	本実験：土槽底面の水位を-38cm低下。
8	水位低下に伴う圧密：200分間
9	水位低下に伴う圧密：1000分間

表-3 圧密試験結果

土質試験	圧密降伏応力 P_c (kPa)	間隙比(P_c 時) e	圧縮指数 $C_c(\lambda)$	膨潤指数 $C_s(\kappa)$	非可逆比 Λ
標準圧密 ①	7.2	1.65	0.492 (0.214)	0.032 (0.014)	0.935
②	8.0	1.66	0.457 (0.198)	0.036 (0.016)	0.921
③	8.1	1.65	0.460 (0.200)	0.032 (0.014)	0.930
K_0 圧密三軸	8.2	1.73	0.440 (0.191)	0.038 (0.016)	0.914
平均値	-	1.68	0.462 (0.201)	0.035 (0.015)	0.924

定した。

$$k = \gamma_w \times m_v \times c_v \quad (6)$$

ここで、 γ_w は遠心場における水の単位体積重量(67 G)である。

f) トンネルモデル

トンネルモデルは、弾性係数の十分大きい剛体に相当する弾性体とし、透水係数は使用したポーラスストーンの透水試験値¹⁾に遠心加速度67 Gを乗じて、3.1 cm/minと設定した。

(5) フィッティング解析結果

フィッティング解析手法の妥当性を評価するため、実験結果と解析結果との対比を行った。対比した項目は、実験において計測器で直接的に計測された地表面沈下、地中内の間隙水圧、トンネル作用土圧の3項目とした。さらに、対比に当たっては、トンネル排水条件ならびに全体排水条件の各排水条件について、本実験過程に相当する解析ステップ4以降の排水境界における水頭低下開始から本実験終了時までの、トンネル排水条件における約24時間、全体排水条件における約48時間の各計測点位置における経時変化で評価した。

図-17 地表面沈下(トンネル排水)

a) トンネル排水実験結果のシミュレーション

図-17には、図示の計測位置における地表面沈下の経時変化について示した。図-18には、地盤内の間隙水圧の経時変化を示した。間隙水圧の解析値については、実験における間隙水圧計設置位置の節点として接する要素の単純平均値として扱った。経時変化のグラフ化に当たっては、解析値、実験値各々を各条件における排水開始前の間隙水圧で除して正規化した値を用いた。また、図-19には、間隙水圧と同様に正規化したトンネル作用土圧の経時変化を示した。トンネル作用土圧の解析値については、実験においてトンネル模型の円周方向に設置した土圧計は、各計測位置における法線方向の全応力を計測していることから、各土圧計計測点位置に接する要素の間隙水圧と法線方向に換算した有効応力を合算したものの値としている。これらの実験結果と解析結果との対比を示した図から以下のようにフィッティング解析結果を評価できる。

- ①地表面沈下：実験結果の方が若干大きな値を示しているものの、実験値と解析値とはほぼ整合していると考えられる。
- ②地盤内の間隙水圧：排水面であるトンネル周辺においては解析値の間隙水圧の消散が実験値よりも速いものの、計測位置全体で、また変化全体の傾向としてはほぼ整合していると考えられる。
- ③トンネル作用土圧：土圧計EP1(トンネル天端)ならびに土圧計EP2(天端から45°位置)においては、若干実験値が解析値を上回り経時変化しているものの、実験値と解析値で比較的整合のよい結果となった。土圧計EP3(天端から90°位置)においては、解析値は実験値と同様に土圧があまり変化しない傾向は再現できており、定量的にも実験値と解析値の整合のよい結果となった。また、

図-18 間隙水圧(トンネル排水)

図-19 トンネル作用土圧(トンネル排水)

土圧計EP4(天端から135°位置)ならびに土圧計EP5(天端から180°位置)においては、実験経過時間5時間経過程度まで非常に整合のよい結果となったが、以後は、実験値と解析値との乖離が大きくなっている。これは、実験では地盤とトンネルの剥離現象が顕著であったためと考えられる。

図-20 地表面沈下(全体排水)

b) 全体排水実験結果のシミュレーション

トンネル排水条件における実験のフィッティング解析と同様に、図-20に地表面沈下の経時変化を、図-21に地盤内の間隙水圧の経時変化を、図-22にトンネル作用土圧の経時変化について遠心模型実験結果とフィッティング解析結果との比較を示した。これらの図から全体排水条件におけるフィッティング解析結果を以下のように評価できる。

①地表面沈下：先に記載した実験方法で示すように、土槽底面における水頭は、1段階目をトンネルインバート高さ、2段階目を土槽底面高さの2段階に分けて低下させており、2段階の沈下曲線になっている。解析の方が小さな値となっているが、実験値と解析値はほぼ整合しているように見える。

②地盤内の間隙水圧：排水面である土槽底面付近において差がみられるものの、全体的によく整合しているように見える。なお、トンネル直上のPP4については、実験では非常に小さな変化であったため不良値として除外したため、ここでは解析値のみ示している。

③トンネル作用土圧：土圧計EP1(トンネル天端)においては、1段階目の水頭低下時は実験値と解析値とで比較的良好な整合がよいものの、2段階目の水頭低下時には、解析値は実験値ほど上昇しなかった。土圧計EP2(天端から45°)においても同様の傾向が見られる。土圧計EP3(天端から90°)においては、実験値と解析値で比較的良好な整合がよい結果となった。土圧計EP4(天端から135°)、土圧計EP5(天端から180°)においては、解析値の方が実験値よりも大きくなった。これは、トンネル排水条件と場合と同様に、実験では地盤とトンネルの接触面で剥離現象が顕著であったためと考えられる。

c) フィッティング解析のまとめ

前述の遠心模型実験結果とフィッティング解析結果と

図-21 間隙水圧(全体排水)

図-22 トンネル作用土圧(全体排水)

の比較から、トンネル作用土圧については、若干、解析値と計測値とで差がみられるものの、各計測位置の値ならびに時間的な変化といった全体的な挙動についてはほぼ整合する結果が得られ、本論で用いた解析手法の妥当性が確認できたと考えられる。

したがって、本論で以下に展開する、例えばトンネル

上下部の粘性土層厚の変化に伴いトンネル作用土圧がどのように応答するかを解析するパラメータスタディに十分適用可能であると考えた。

4. パラメータスタディ解析

本論文で扱うシールドトンネル周りの長期的荷重の変化が、どのような地盤条件で著しいものとなるか把握することは、シールドトンネル覆工の耐荷力または縦断線形などの設計や既設トンネルの補修・修繕の計画立案等の上で非常に重要な情報を与えると考えられる。この検討において、前記の遠心模型実験でこのような地盤条件等を考慮して多数の実験ケースから評価することは経済性の面から非合理的であり、ここでは前記の土/水連成解析手法を用いてパラメータスタディを行うことで評価することとした。

パラメータスタディ解析には先の遠心模型実験のフィッティング解析に用いたモデルを基本に、トンネル排水条件と全体排水条件の両条件について、以下の項目を検討した。なお、前記の遠心模型実験ならびにそのフィッティング解析では、トンネルの変位境界を固定として検討しているが、実際のシールドトンネルは、縦断方向の剛性により固定と自由の中間的な状態と考えられる。しかし、現状では、建設から10年、20年と経過する長期荷重を検討するための妥当性のある境界条件に関する現場計測例や見識が得られていないと考えられることから、以下のパラメータスタディ解析においても固定という条件で検討を行っている。

①解析幅の影響に関する検討：

解析を行う基本的モデルの寸法は、遠心模型実験のフィッティング解析結果を参考とするため、このモデルを基本ケースとして考えるが、遠心模型実験において実験装置の大きさに関する制約から設定された土槽幅は、地盤の透水問題を扱う場合としてはやや幅狭の可能性もあるので、パラメータスタディ解析に先立ち、解析モデルの幅がトンネル作用土圧の変化にどのように影響するか調べた。

②上・下部粘性土層厚の影響に関する検討：

図-1に示されるように、シールドトンネルのような線状構造物を軟弱粘性土中に設置せざるを得ない場合、トンネルより上部の粘性土層厚ならびに下方の層厚は様々なに変化するが、その影響がトンネル作用土圧の変化にどのように現れるかは、設計上非常に重要な問題である。

③地盤物性の影響に関する検討：

土被り等を固定し、同一の初期応力状態で、地盤の透水性ならびに地盤物性を変化させた場合のトンネル作用土圧の変化を調べた。

図-23 解析幅の影響

図-24 土圧変化率(解析幅—トンネル排水)

図-25 土圧変化率(解析幅—全体排水)

④水理境界の影響に関する検討：

排水面の水理境界の与え方が、トンネル作用土圧に与える影響を調べる。まず、排水面に与える水頭の低下量によって、トンネル作用土圧の変化を調べた。さらに、全体排水については粘土底面でほぼ均一な排水条件と考えられるが、トンネル排水の場合、トンネルの排水性すなわち止水状態がトンネル円周方向に一樣とはいえない。ここでは、全周を排水面とした場合、上半部のみならびに下半部のみ排水面とした場合のトンネル作用土圧の変化について調べた。

⑤トンネル径の影響に関する検討：

トンネル径の大小により、トンネル作用土圧の変化にどのように影響するか調べた。この要因を直接的に設計に反映することはあまり考えられないが、基本的特性を調べるため実施した。トンネル径を変化させることは、後に詳述するように、これまでの影響因子が複合して影

響しあう現象となり、それらがどのように影響しあうのか理解する上で非常に有用なケーススタディとなっている。

⑥表土の影響に関する検討：

遠心模型実験では、地盤はカオリン粘土を使用し、全層が軟弱粘性土で構成される単純な地盤としていたが、多くの場合、現場では図-1の地盤構成で示されるように、軟弱粘性土の上方には、上部砂層・表土で覆われている。このように、軟弱粘性土単一層でない場合、トンネル作用土圧にどのように影響するか調べた。

なお、以下に示すパラメータスタディ解析は、先のフィッティング解析に準じ解析物性や初期応力の設定等を行うが、排水境界における水頭の与え方は、フィッティング解析では地表面から30mm上方にあった地表面の水頭を地表面位置に、またトンネル排水においてはトンネル外周部の水頭を一律にインポート高さまで低下させていたが、トンネル外周面の各々の要素位置で圧力水頭がゼロになるように規定し、実現場に近いとえられる排水状況に変更している。全体排水については、土槽底面の水頭を地表面位置からトンネル上端まで低下させ、両条件ともに排水開始から約25時間経過させた状態としている。

また、これらの検討においては、解析結果として単純に把握し易いトンネル天端位置のトンネル鉛直土圧の変化に着目して、以下を整理している。

(1) 解析幅の影響に関する検討

解析幅の影響を調べるために、図-23に示すように基本モデルとなる遠心模型実験の土槽幅(以下、解析モデルBMという)を約1.5倍に広げた解析幅(以下、解析モデルBBという)で、トンネル作用土圧の変化を比較分析した。

a) トンネル排水

図-24に、天端位置(EP1)におけるトンネル排水開始からのトンネル作用土圧を排水開始前の土圧で除した変化率 EP_n/EP_0 として、その経時変化を解析モデルBMと解析モデルBBについて示している。図に示されるように、遠心模型実験の幅としたモデルは、これを約1.5倍に拡大した場合より2%程度大きな変化を示している。したがって、解析領域幅の影響は小さいが、この解析手法を用いてトンネル作用土圧の絶対値を評価する場合、過大な荷重状態を扱うことを避けるため、径と土被り等を勘案し、より幅広いモデルを採用するのが望ましいと考える。

b) 全体排水

図-25に、トンネル排水と同様に、天端位置におけるトンネル作用土圧の変化率の経時変化を示した。全体排水もトンネル排水と同様に、遠心模型実験の土槽幅とし

図-26 上部粘性土層厚の影響

図-27 土圧最大変化率（上部土被り）

図-28 下部粘性土層厚の影響

図-29 土圧最大変化率（下部粘性土層厚）

た解析モデルBMの方が、拡大版の解析モデルBBより2%程度上回っている。したがって、トンネル排水と同じようにトンネル作用土圧の絶対値を扱う場合より幅広い解析領域を考慮するのが望ましいと考えられる。

なお、以下の検討では解析領域の幅は、遠心模型実験における土槽幅と同じにしているが、解析条件の変化に

に伴いトンネル作用土圧等がどのように変化するか、その傾向を把握するのが主眼であり、先の遠心模型実験シミュレート結果を参考としているため、あえてこの幅を採用している。

(2) 上・下部粘性土層厚の影響に関する検討

以下にシールドトンネルの上部・下部に存在する軟弱粘性土層厚がトンネル作用土圧の変化にどのように影響するか調べるが、次のようなパラメータが考えられる。すなわち、①上部粘性土層厚が変化する、②下部粘性土層厚が変化するというものである。

a) 上部粘性土層厚の影響

上部粘性土層厚の影響は、図-26に示すように基本モデル(BM)に対し、トンネルより上部の粘性土層厚すなわち土被りを $\pm 1.5D$ (トンネル径) 増減させて感度解析を行った。

図-27には、トンネル排水と全体排水におけるトンネル天端位置の土圧変化率の経時変化から土圧変化率の最大値をピックアップし、土被り(h)をトンネル径(D)で除した土被り比(h/D)との関係を示した。

この図において、トンネル排水ならびに全体排水の両条件とも土被り比が大きくなるにつれ、土圧最大変化率は大きくなる傾向を示した。この結果である、土被りが大きいほど土圧変化率は単純に大きく発生すると評価してはならない。この解析条件では、トンネル位置まで排水境界における水頭を低下させているため、低下させた水頭量の影響も含まれており、単純には上記の表現はできない。この複合した影響については、別途後で記載する。

b) 下部粘性土層厚の影響

下部粘性土層厚の影響は、図-28に示すように基本モデル(BM)に対し、上部粘性土層厚を一定とし、トンネルより下部の粘性土層厚を $+1.5D$ 、 $-1.0D$ (トンネル径) 増減させて感度解析を行った。

図-29には、上部粘性土層厚の場合と同様に、トンネル排水と全体排水におけるトンネル天端位置の土圧変化率の経時変化から土圧変化率の最大値をピックアップし、下部粘性土層厚(s)をトンネル径(D)で除した下部層厚比(s/D)との関係を示した。

ここでは、低下させる水頭量は各解析ケースで同一であり、その結果は純然たる下部層厚比の影響といえる。この図においては、トンネル排水条件ならびに全体排水条件ともに、下部層厚比(s/D)が大きくなるとともに、土圧変化率は大きくなっており、下部粘性土層厚の土圧変化への影響は、上記の上部粘性土層厚の影響に比べ、比較的大きいと考えられる。

図-30には、遠心模型実験結果の分析で得られたトンネル周辺地盤の圧密に伴うトンネル作用土圧の増加メカ

図-30 トンネル荷重増加メカニズム

図-31 土圧最大変化率（地盤の透水係数）

図-32 土圧最大変化率（塑性指数Ip）

ニズムを簡単に説明した図を示した。この図のように、トンネル周辺地盤の圧密により、トンネル上方の粘土地盤がトンネル下方へと変位しようとする事による、粘土のせん断抵抗を介して圧密が発生する前の荷重状態を超えて増加する土圧が発生するというものである。

この土圧増加のメカニズムにしたがって、上部粘性土層厚の影響を検討した場合、下部粘土層厚が一定なため、トンネル上部から下部へ回り込む量の変化が小さいため、土圧変化率は下部粘性土層厚を変化させた場合に比べ相対的に変化は小さくなっていると考えられる。逆に、下部粘性土層厚を変化させた場合、下部層厚を大きくすればトンネル下方へ回り込む量が大きくなり、トンネル土圧変化に上部粘性土層厚を変化させた場合に比べ比較的大きく影響を与えていると考えられる。

(3) 地盤物性の影響に関する検討

トンネル周辺地盤の地盤物性の影響が、トンネル作用土圧の変化にどのように影響するか、以下の項目について検討した。すなわち、①地盤の透水係数の影響、②塑性指数を代表とする地盤物性の影響である。

a) 地盤の透水係数の影響

本解析に用いている地盤の透水係数については、フィッティング解析における解析パラメータの項で記載しているが、これを基本モデル(BM)とし、その地盤の透水係数を1/10倍、1/2倍、2倍、10倍にしたモデルで比較した。

図-31には、地盤の透水係数の変化により、土圧変化率の最大値がどのように変化するか示している。この図から、全体排水の場合、透水係数を変化させても土圧変化率はあまり変化しないが、トンネル排水の場合、透水係数が大きくなると、土圧変化率はやや大きくなるという関係があることが判った。

このトンネル排水と全体排水の傾向の差は、図-24ならびに図-25の各排水条件の土圧変化率の経時変化に起因すると考えられる。すなわち、全体排水では、最大値が排水開始直後に現れ、トンネル排水では排水開始後徐々に大きくなって最大値が現れる。全体排水では、透水係数が小さくなると、最大値の大きさは変わらず、最大値の発生位置が時間が経過した方向にずれていく傾向を示し、最大値自体の変化はほとんどない。一方、トンネル排水では、透水係数が大きくなると、トンネル周辺地盤の圧密が時間的に早くなるため、土圧変化率の時間変化勾配が急になる傾向を示すことにより最大値の変化が生じる。この原因は、遠心模型実験結果に基づく土圧変化メカニズム¹⁾に示されているように、全体排水は排水開始直後からトンネルから上方に粘土層全体にせん断ひずみが卓越するゾーンが発生するが、その後、そのゾーンは拡大しない。一方、トンネル排水の場合はトンネル近傍から徐々にそのゾーンが拡大するという各排水条件における地盤のせん断ひずみ分布の経時変化の特徴に依存しているものと考えられる。

b) 地盤物性変化の影響

地盤物性の変化によって、トンネル作用土圧の変化にどのように影響するか検討する。ここで、太田¹⁸⁾は、塑性指数から関口・太田モデルに必要なパラメータを推定する方法を提案している。そこで、地盤物性を塑性指数に代表させ、塑性指数 I_p を20, 30, 40, 50%に変化させ、トンネル作用土圧の変化を検討した。

塑性指数 I_p から解析パラメータを推定する関係式には、前記の式(2)、式(4)の他に、次の式(7)～(11)を用いた。

$$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log I_p \quad (7)$$

図-33 地下水頭量の影響

図-34 土圧最大変化率(地下水頭量)

図-35 トンネル排水面水理境界の影響

図-36 土圧変化率(水理境界-トンネル排水)

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad (8)$$

$$K_0 = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} I_p \quad (9)$$

$$D = \lambda \Lambda / \{M(1 + e_0)\} \quad (10)$$

$$\lambda = 0.015 + 0.007I_p \quad (11)$$

塑性指数 I_p が小さくなると、式(7)の関係に示すように、粘土地盤の有効応力表示のせん断抵抗角 ϕ' が大きくなり地盤のせん断抵抗が増大し、図-30に示す増加メカニズムによって土圧変化率が大きくなると考えられる。図-32には、塑性指数 I_p の変化により、土圧変化率の最大値がどのように変化するか示している。この図から、塑性指数 I_p が小さくなるにしたがって、土圧変化率は大きくなる傾向を示すが、この範囲の塑性指数 I_p の値の範囲では、その変化は小さく、特に全体排水の場合、ほとんど変化しないということが判った。

(4) 水理境界の影響に関する検討

水理境界の影響については、次の2項目を調べた。すなわち、①地下水頭量の影響、②トンネル排水の場合のトンネル水理境界条件の影響である。

a) 地下水頭量の影響

図-33に示すように、各排水条件における排水境界の低下させる水頭量を変化させ、土圧変化率の変化を調べた。図-34には、各排水条件において地下水頭量を変化させた場合の土圧変化率の最大値の変化を示している。この図から、各排水条件とも低下させる水頭が大きくなるにしたがって土圧変化率は、ほぼ直線的に増加することを示している。

b) トンネル排水面水理境界の影響

シールドトンネルの排水面を考える場合、現場の状況を考慮すれば、これまでに解析条件として扱ってきたようにトンネル全周が均等に排水するとは考えにくく、目開き・目違い量の違いにより、自ずと円周方向に排水性は異なっていると考えられる。そこで、より単純なモデルとして、図-35に示すように、全周を排水境界とした場合を基本モデルとして、トンネル上半を排水、下半を非排水としたモデル(D1)、逆に、トンネル下半を排水、上半を非排水としたモデル(D2)の土圧変化率を比較することとした。

図-36に、各解析におけるトンネルクラウン部の土圧変化率の経時変化を示している。この図に示すように、トンネル排水面の水理境界を変化させてもほとんど変化しないことが確認できる。この傾向は、トンネル排水に起因するトンネルの変状発生に対する対策として、トンネルの止水を検討する場合、このように上半のみ、下半のみといった部分的な止水対策は効果がなく、全周を止水しなければ意味がないということを示している。

(5) トンネル径の影響に関する検討

トンネル径の影響を調べるために、図-37に示すよう

図-37 トンネル径の影響(中心位置一定)

図-38 土圧最大変化率(トンネル径, 中心位置一定)

図-39 トンネル径の影響(下部粘性土層厚一定)

図-40 土圧最大変化率(トンネル径, 下部粘土層一定)

にトンネル径を変化させた場合のトンネル作用土圧の変化について検討した。基本モデル(BM)は遠心模型実験におけるトンネル径の6cmであり、これに対し4cmに縮小した径(以下、解析モデルFA1)、8cmに拡大した径(以下、解析モデルFA2)についてトンネル作用土圧の変化を比較分析した。これらのモデルは、粘土層厚Hは一定にし、トンネル中心位置を同じにしている。

図-38には、これらの土圧変化率について各ケースの最大値を取り出し、トンネル径との関係を示している。

この図から、全体排水ならびにトンネル排水ともに、トンネル径が小さくなるほどトンネル作用土圧の変化率は大きくなっている。

しかし、図-37に示すように各解析モデルにおいてトンネル中心を同じとした場合、土被りならびにトンネル下部粘性土厚さは異なっている。このことから、図-37のトンネル径の影響検討は、これまでに検討してきた上・下部粘性土層厚の影響、地下水頭量の影響の複合的問題として扱うことができる。

そこで、まず下部粘性土層厚の影響を除外するため、図-39に示すようにベースモデル(BM)の下部粘性土層厚を一定として、トンネル径の影響を調べた結果が、図-40である。さらに、この条件で地下水頭を10cmと同一にした場合の土圧変化率の変化を調べた結果が、図-41である。

この結果、若干トンネル径が小さい場合、土圧変化率が大きくなる傾向を示すが、その差は小さく、トンネル径そのものの大小による影響は、かなり小さいといえる。ただし、トンネル径の変化に関係する下部粘性土層厚等の影響因子を変えた場合は、影響を与えると表現できる。

また、この複合的要因を検討した例にならない、先の上部粘性土層厚の影響を考えてみる。ここで、先の図-26で示されたモデルで、各ケースとも地下水頭を10cmとした場合の土圧最大変化率は、図-42に示したものとなる。このように、地下水頭を一定にすると、変化が小さくなり、土被り比が大きくなると若干、土圧最大変化率は小さくなる傾向を示した。

(6) 表土の影響に関する検討

表土の影響を調べるために、図-43に示すように軟弱粘性土上部に剛性の高い透水性地盤を構成させ、この透水性地盤の層厚を変化させた場合のトンネル作用土圧の変化について検討した。基本モデル(BM)は、全層が軟弱粘性土地盤とし、これに対し全層厚は一定とし、上部の透水性地盤層厚を4.5cm、9cm、14cmと変化させたモデルについて比較検討した。ここで、上部透水性地盤は、トンネルモデルのポーラスストーンと同じ物性を用い、剛体と見なせる弾性係数の十分大きいものとしている。また、単位体積重量は、粘性土地盤と同じ値とし、排水前の地盤の有効応力は地表面から深度に比例した分布としている。

図-44には、これらの土圧変化率について各ケースの最大値を取り出し、土被り(h)をトンネル上部粘性土層厚(hn)で除した、上部粘性土層厚比(h/hn)との関係を示している。この図から、上部粘性土層厚比が大きくなると、言い換えれば、上部透水性地盤層厚が大きくなると、非常に高い割合で土圧最大変化率は大きくなることが判った。また、その増加の程度は、全体排水条件よりト

図-41 土圧最大変化率(トンネル径、地下水頭一定)

図-42 土圧最大変化率(上部土被り、地下水頭一定)

図-43 土層構成の影響

図-44 土圧最大変化率(土層構成)

図-45 鉛直ひずみコンター図

ンネル排水条件の場合の方が大きいことを示している。

この現象のメカニズムを説明するために、図-45には変化の小さいSS1のモデルを除いた各解析ケースの排水後25時間程度経過した時点における鉛直ひずみの分布を左列にトンネル排水条件、右列に全体排水条件についてコンター図で示した。この鉛直ひずみ分布のベースモデル(BM)と土層構成モデル(SS)とを比較すると、BMではトンネル上部でゆるやかに分布しているが、SSではトンネル上部にひずみが集中していることが確認できる。そして、SS2からSS3へと上部透水性地盤厚が大きくなり、

図-46 土圧変化説明図

トンネル上部軟弱粘性土層厚が小さくなると、そのひずみの集中度合いが高くなっていることが確認できる。この軟弱粘性土地盤上に剛性の高い透水性地盤が存在し、トンネル直上の軟弱粘性土地盤層厚が小さくなると、トンネル土圧の変化が著しく大きくなるという現象を説明したのが、図-46である。すなわち、軟弱粘性土地盤上の上方に透水性地盤がない場合、図示のようにトンネルより上部は、排水による圧密が進行した段階で、突出状態となり、地盤のせん断抵抗に基づく深度方向に増加する鉛直応力の増加が発生すると考えられる。これに対し、軟弱粘性土上部に剛性の高い透水性地盤が存在すると、剛性の高い透水性地盤によって軟弱粘性土地盤は、突出状態となりえず、図示のように透水性地盤からの反力の影響を受け、あたかも上部透水性地盤とトンネルによってサンドイッチのように押しつぶされたような状態となる。この反力の鉛直下方への伝達が、トンネル上部粘性土層厚 h_n が小さい方が大きくなるため図-44に示す現象が現れていると考えられる。

今回の解析では、現象を単純化するために、上部透水性地盤は剛体に近い非常に大きな剛性としているが、現場の状況を考慮して、シミュレートする場合には、この粘性土上部の地盤の剛性を評価するのが非常に重要になることはいうまでもない。

(7) パラメータスタディ解析のまとめ

これまでに記載したパラメータスタディ解析の結果をまとめると以下になる。

①土圧変化率には、解析領域幅の取り方による影響があるため、トンネル径と粘性土の層厚等を考慮して解析領域幅を十分考慮する必要がある。

②土圧変化率には、トンネル上部粘性土層厚よりトンネル下部粘性土層厚による影響が大きい。また、低下させる水頭量による変化を考慮すれば、トンネル上部粘性土層厚の大小による初期応力レベルの差には、土圧変化率はあまり関係しない。

③軟弱粘性土の地盤物性のうち、塑性指数 I_p の変化による土圧変化率の応答は小さく、透水係数はトンネル排水では透水係数が高いほど土圧変化率は大きくなるもの

の、全体排水ではほとんど変化しない。

④トンネル排水における排水境界条件が、土圧変化率に与える影響は小さく、トンネルの変状に対する対策としてトンネルの止水を検討する場合、部分的な止水は意味がなく、トンネル全周の止水が必要である。

⑤トンネル下部粘性土層厚や低下水頭量を考慮すれば、純然たるトンネル径そのものの大小は、土圧変化率に対しほとんど影響を与えない。

⑥軟弱粘性土地盤上に剛性の高い透水性地盤が存在し、しかもトンネル直上の軟弱粘性土地盤層厚が小さくなると、トンネル土圧の変化が著しく大きいため、現場の地層構成等を十分考慮する必要がある。

したがって、このように軟弱粘性土上部に剛性の高い透水性地盤が存在する場合、透水性地盤がなく軟弱粘性土地盤が全層に亘って堆積している場合に比べ、かなり小さな水頭低下でも同程度のトンネル土圧変化率が発生しうることとなり、先に記載した地点A・Cで見られるような軟弱粘性土地盤中の間隙水圧の低下でも、かなりのトンネル荷重への変化に影響しうることを示唆している。

5. まとめ

本論文では、既に行ったトンネル周辺地盤の排水に起因した圧密沈下の影響により、既設シールドトンネル周囲の荷重状態の長期的変化を実証した遠心模型実験において想定した、変状原因としたトンネル周辺地盤の地下水低下ならびに圧密の進行等を変状の発生しているシールドトンネルが設置されている現地地盤の地盤調査を行い、建設時の地盤状態と20年程度経過した現時点の地盤状態を比較することで、変状原因の妥当性を検討した。

その結果、シールドトンネル周辺の軟弱粘性土地盤の圧密を引き起こす排水条件として、想定した全体排水条件ならびにトンネル排水条件が妥当なものであること、また、圧密の進行も建設時点から現時点で進行していることが確認できた。

さらに、このシールドトンネルに発生している長期荷重を予測する技術確立に向け、関口・太田が提案した弾粘塑性モデルを用いた土/水連成解析を用いて、遠心模型実験結果のシミュレートを行い、解析手法の妥当性を検証するとともに、その解析手法を用いて、経済性等の面から遠心載荷模型実験では行い得なかった様々な地盤条件等について、パラメータスタディ解析を行い、シールドトンネルへ作用する長期荷重の変化する度合いについて調べた。

今回のパラメータスタディ解析で得られた知見を整理すると以下のものとなる。

①土圧変化率には、解析領域幅の取り方による影響は2%程度と僅かであるが、増加荷重の絶対値を検討する場合、トンネル径と粘性土の層厚等を考慮して解析領域幅を十分考慮するのが望ましいと考えられる。

②土圧変化率には、トンネル上部粘性土層厚よりトンネル下部粘性土層厚による影響が大きい。また、低下させる水頭量による変化を考慮すれば、トンネル上部粘性土層厚の大小による初期応力レベルの差には、土圧変化率はあまり関係しない。

③軟弱粘性土の地盤物性のうち、塑性指数 I_p の変化による土圧変化率の応答は小さく、透水係数はトンネル排水では透水係数が高いほど土圧変化率は大きくなるものの、全体排水ではほとんど変化しない。

④トンネル排水における排水境界条件が、土圧変化率に与える影響は小さく、トンネルの変状に対する対策としてトンネルの止水を検討する場合、部分的な止水は意味がなく、トンネル全周の止水が必要である。

⑤トンネル下部粘性土層厚や低下水頭量を考慮すれば、純然たるトンネル径そのものの大小は、土圧変化率に対しほとんど影響を与えない。

⑥軟弱粘性土地盤上に剛性の高い透水性地盤が存在し、しかもトンネル直上の軟弱粘性土地盤層厚が小さくなると、トンネル土圧の変化が著しく大きいため、現場の地層構成等を十分考慮する必要がある。

したがって、このように軟弱粘性土上部に剛性の高い透水性地盤が存在する場合、透水性地盤がなく軟弱粘性土地盤が全層に亘って堆積している場合に比べ、かなり小さな水頭低下でも同程度のトンネル土圧変化率が発生しうることとなる。

なお、本研究では前記のように、遠心模型実験ならびにそのフィッティング解析、パラメータ解析におけるトンネルの変位境界条件を固定として検討した知見を示しているが、今後このような長期荷重検討の際の地盤とトンネルとの相対的挙動に関する妥当性のある境界条件設定に反映できる多くの現場計測例等が必要と考えられる。

また、今回の検討の課題としては、このような現象が起こっている現場における長期荷重の評価として、時間経過問題がある。すなわち、最終的な荷重状態が予想されるとして、現在がどの荷重状態にあるか評価できること。または、今後どの程度荷重が変化していくか正確に予測する技術の確立である。

さらに、今後同種の地盤に新規に建設する場合の設計として、セグメントの構造解析手法である「はり-ばねモデル解析」等に外力としてどのような円周方向分布として設定するか、といった長期荷重に対する設計法の技術確立が必要と考える。

参考文献

- 1) 有泉毅, 五十嵐寛昌, 金子俊輔, 永谷英基, 山崎剛, 日下部治: 周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル作用荷重の変化メカニズム, 土木学会論文集, No. 750/III-65, pp.115-134, 2003.12.
- 2) 清水満, 中根理, 新堀敏彦, 加藤教吉: 供用開始後の鉄道用シールドトンネルにおけるセグメント測定(2), 第32回地盤工学研究発表会, pp.2039-2040, 1997.7.
- 3) 真下英人, 石村利明, 酒寄建之: 粘性土地盤中のシールドトンネルの作用土圧に関する研究, トンネル工学研究発表会論文・報告集第6巻, 土木学会, pp.333-338, 1996.11.
- 4) K. チェッキー: トンネル工学—理論・設計・施工—, 鹿島出版会, 1971.
- 5) Ward,W.H. and Thomas,H.S.H.: The development of earth loading and deformation in tunnel linings in London Clay, *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 2, pp.432-436, 1965.
- 6) Barrat,D.A., O'Reilly,M.P. and Temporal,J.: Long-term measurements of loads on tunnel linings in overconsolidated clay, *Tunneling'94, IMM, Chapman & Hall*, pp.469-481, 1994.
- 7) Ward,W.H. and Pender,M.J.: Tunneling in soft ground -general report, *Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 4, pp.261-275, 1981.
- 8) Gourvenec,S.M., Bolton,M.D., Soga,K., Gui,M.W., Mair,R.J., Edmonds,H., Chudleigh,I.L.J. and Butler,A.P.: Field investigations of long term ground loading on an old tunnel in London Clay, *International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* (IS-TOKYO), pp.219-224, 1999.
- 9) 岩崎公俊, 亀井健史: フラット・ダイラトメーター試験による土質分類とその信頼性, 土木学会論文集, No. 505/III-29, pp.239-247, 1994.12.
- 10) Robertson,P.K., Campanella,R.G., Gillespie,D. and By,T.: Excess pore pressures and the flat dilatometer test, *Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing*, pp.567-576, 1988.
- 11) 太田秀樹, 西原晃, 飯塚敦, 杉江茂彦: 自然堆積粘土に対するベーンせん断試験結果の解釈, 土木学会論文集, No. 481/III-25, pp.145-154, 1993.12.
- 12) 小山幸則, 米島賢二, 松本吉雄, 新井泰: 自然地盤沈下に伴うトンネルへの増加荷重の検討, 第29回土質工学研究発表会, pp.1995-1996, 1994.6.
- 13) Graziani,A. and Ribacchi,R.: Short and long-term load conditions for tunnels in low permeability ground in the framework of the convergence-confinement method, *International Symposium Modern Tunneling Science and Technology* (IS-KYOTO), pp.83-88, 2000.
- 14) AFTES: Recommendation for use of convergence-confinement method, *AFTES Recommendation, Tunnel et Ouvrages Souterrains, N°73*, 1986.
- 15) Sekiguchi,H. and Ohta,H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proceedings of Specialty Session 9 the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.229-239, 1977.
- 16) Iizuka,A. and Ohta,H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 17) 軽部大蔵: 規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点, 第20回土質工学シンポジウム論文集, pp.45-60, 1975.
- 18) 太田秀樹: 第6章 地盤の変形, 第4版土木工学ハンドブック, 第2部門土木工学基礎第9編土質力学, 技報堂出版, pp.357-363, 1989.

(2004.9.16 受付)

AN ANALYTICAL STUDY OF THE LONG-TERM LOAD ACTING ON SHIELD TUNNEL IN A CONSOLIDATING SOFT CLAY

Takeru ARIIZUMI, Shunsuke KANEKO, Yukio ENYA, Takeshi YAMAZAKI and Osamu KUSAKABE

Various field investigation with laboratory tests on undisturbed samples were carried out to examine and confirm possible causes of a damaged shield tunnel, inferred by the observations of centrifuge model tests. A series of elasto-plastic coupled FEM analyses were also conducted to examine the influences of various factors, such as the thickness of soft clay and hydraulic boundary conditions of lining, on the long term lining load.