

遠心模型実験と現場計測の対比によるシールドテールボイド発生以後の軟弱粘性土地盤変形メカニズム

山崎 剛¹・大塚正博²・日下部 治³・栗原美津雄⁴・五十嵐寛昌⁵

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

²正会員 東京電力(株)送変電建設部 管路グループマネージャ (〒100-0011 東京都千代田区内幸町1-1-3)

³正会員 Ph.D. 東京工業大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 教授 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山2-12-1)

⁴正会員 東電設計(株)第二土木本部 公共施設部 トンネル設計第一GM (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

⁵正会員 鹿島建設(株)技術研究所 土木技術研究部 土質・都市基盤G長(〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

シールドテールボイド発生による境界条件, 自重に起因した地盤内応力および土の変形特性の再現が可能な遠心模型実験を用いて, 軟弱粘性土における地盤変形メカニズムの解明を試みた. すなわち, 模型実験の再現性を確認し, 実験上の制約から決まるテールボイド量に関する幾何学的縮尺率の差違の影響評価を行った後, 地盤変形, 間隙水圧挙動および覆工作用圧変化を用いて地盤変形メカニズムを究明した. その結果, 軟弱粘性土におけるシールドテールボイド発生以後の地盤変形メカニズムを三段階のフェイズで説明できることを示した.

Key Words : shield, soft clay, ground deformation mechanism, centrifuge model test, field measurement

1. はじめに

筆者らは軟弱粘性土中でのシールド掘進に伴い発生する地盤沈下の大半を占める, テールボイド発生以後における地盤変形メカニズムの解明を目的として, 有楽町下部粘性土中のシールド3断面において詳細な地中内変位測定とセグメントの変位測定を行い, そこから得られた知見を詳述^{1),2)}してきた.

すなわち現場計測の詳細な分析により, テールボイド沈下と後続沈下の境界について定義を明確にしたと共に各々の沈下区間における地盤変形挙動を概ね把握したが, メカニズム解明のためには次に示す課題を残していた.

- ① セグメント背面と地盤の境界層付近における地盤変形挙動の理解. 特に後続沈下区間における地盤挙動の把握.
- ② トンネル周辺部において現場計測点で把握できる地盤変形挙動より密度の高い詳細な土の動きについての理解.
- ③ 現場で計測することが極めて難しいトンネル下方部の地盤変形挙動の把握.

以上の様な地盤変形挙動を把握するためには, セ

グメント背面における地盤変形挙動の把握, 緻密な計測点の配置およびトンネル下方部地盤変位の初期値の把握等が必要で, 現場計測では物理的・経済的に限界がある.

本論文では, この様な背景から, 現場における応力変形状態と強度が再現可能な遠心模型実験を実施し, その結果を現場計測結果の解釈に援用することにより, 上記課題の解明を試み, 最終的にテールボイド発生以後の地盤変形メカニズムについて考察した.

2. 地盤変形メカニズムの解明手順

地盤変形メカニズムの解明は, 遠心模型実験と現場計測を用いて, 次に示す手順で実施した.

- ① メカニズム解明の基本型となる実験ケース(テールボイド厚3mm;OCR=1)を2回行い, 両者の地盤変形挙動を対比することで, 実験の再現性を確認する.
- ② 現場施工条件に近い幾何学的縮尺率となるテールボイド厚1mmと, 基本型の実験ケースを比較することで, テールボイド厚が地盤変形メカニズムに与

える影響を評価する。

③ 遠心模型実験と現場計測との直接比較により、両者の地盤変形挙動について近似度合を評価し、遠心模型実験から実現場で生じている地盤変形メカニズムを推定することの妥当性を評価する。

④ 模型実験結果を詳細に分析すると共に、トンネル軸方向に関わる模型の長さや地盤の過圧密状態が、地盤変形に与える影響について考察し、最終的に得られた各種知見を基に、テールボイド発生以後の地盤変形メカニズムを解明する。

3. 遠心模型実験計画

(1) 遠心模型実験の選択

現場計測結果を基に地盤変形メカニズムを追求する方法として理論解析と模型実験の2通りの方法がある。理論解析による方法は既往の整理³⁾によれば多くはFEMを援用しており解析手法は共通しているものの、地盤変形メカニズムを表現するための要となる地盤変形の支配方程式、土の構成式および応力解放面での境界条件等に各解析ごとに差異が見られる。このことは、セグメントとの境界面における地盤の詳細な挙動や、地盤変形・破壊の進展する形態が、現場計測のみでは明確になっていないことが背景にあるものとする。

そこで筆者らは、詳細な部分まで目に見える形で地盤変形の観察が可能な模型実験に着目して検討することとした。模型実験を用いた実物挙動の予測方法として足立⁴⁾が詳述しているが、1G場での縮尺模型実験を行い理論解析を媒介として実物と比較する方法と、遠心模型実験を行い直接実物と比較する方法がある。今回対象となるシールド地盤変形は、テールボイドの発生によって変化・再配分される土の自重に起因した地盤内応力と、それに応答する地盤の変形・破壊特性によって支配される。このことからメカニズム解明を目的とした今回の実験では、応力解放に関する境界条件、地盤内応力（自重の再現）および土の変形・破壊性状の再現が必須条件と判断した。この様な背景から、地盤変形メカニズムの解明として、それらの再現が模型実験として可能な、遠心模型実験を選択した。

(2) モデル化の対象とした現場計測概要

現場計測はシールド(φ=3630mm、泥土圧式)が軟弱粘性土である有楽町下部粘性土層(V₁層)中を通過する位置について3断面(A, B, C)行った^{1), 2)}。計測器

配置図は図-1に、各計測断面間の離隔は、図-2に示すとおりであり、AとBの離隔は12.8m、BとCの離隔は15.2mである。

計測断面A, B, Cにおける掘進条件および裏込め注入条件を表-1に示す。計測断面A, Cにおいては、テールボイドが発生する時に同時裏込め注入を実施しており、計測断面Bについては図-2に示すように、裏込め注入未実施区間としてセグメント2リング分(1リングのセグメント幅1.2m)を設けた。計測断面Bにおけるトンネル直上部の地盤変位経時変化を図-3に示すが、裏込め未実施区間としては、シールドテール通過直後から10月5日までの約15日間を設定しており、その後周辺埋設管への影響抑制もあって10月5日にセグメントから裏込め注入を実施している。なお、図-3中でのSB3-5は計測断面Bにおける図-1の測定点S3-5での地中内鉛直変位を示す。計測断面A, B, Cにおける施工状況の考察は、既往論文^{1), 2)}に詳述している。

変位計測は、地中内鉛直変位についてはワイヤ式の層別沈下計、地中内水平変位については固定式の埋設傾斜計、地表面沈下については水盛り式沈下計を使用した。

(3) モデル化の基本方針

模型実験の対象とした現場計測は、下記の箇条書きに示す理由により、計測断面Bの裏込め注入未実施区間(図-3の9/21~10/5)での地盤変形挙動とした。また、シールド通過時の施工条件の影響は地盤変形形状を大きく左右しないことが、既往論文^{1), 2)}から知見として得られていることから、沈下量の大半を占めるテールボイド発生以後のモデルとした。なお、長期的な地盤変形の考察については、10/20~1/29の計測結果も使用している。

① 裏込め注入の影響を含まない、テールボイド発生のみによる地盤変形メカニズムを理解しなかったこと。

② 現場計測結果の分析^{1), 2)}から、裏込め注入の有無により地盤変形の定性的挙動は、大きく異なることが判明している。このことから、裏込め注入が無い状態での地盤変形挙動の解析でも、地盤変形メカニズムの解明が可能であると判断したこと。

③ 模型実験の繰返し実施に対する地盤変形現象の再現性の確保、すなわち実験結果の信頼度向上の点から、トンネル模型を複雑化させなかったこと。

模型は図-1に示す計測断面を、1/87に縮尺したモデルとした。但し、後述するように、テールボイド厚だけは、地盤変位計測における写真解析精度から、

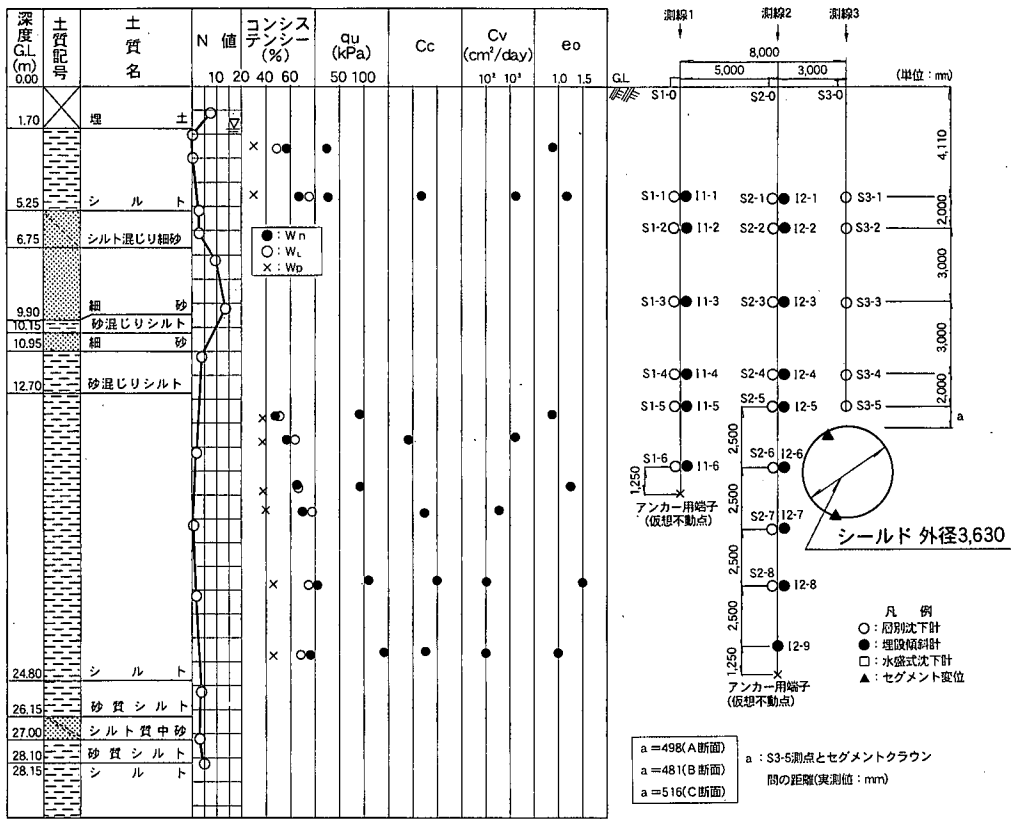


図-1 計測器配置図 (断面A, B, C共)

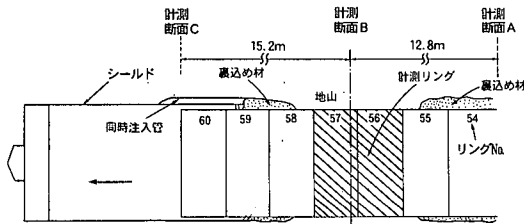


図-2 裏込め未実施区間の施工方法

表-1 掘進条件および裏込め注入条件

計測断面	A	B	C	単位
平均切羽圧	223	229	239	(kPa)
平均掘進速度	28	21	40	(mm/min)
チール付平均発生速度(q)	20	15	29	(l/min)
裏込め注入平均速度(v)	37	0	53	(l/min)
平均裏込め注入率(v/q)	182	0	183	(%)

幾何学的縮尺率に概ね適合した1mmに比べ大きい3mmとした。

なお、既往の遠心模型実験における、シールドテールボイド発生過程のモデル化^{(5), (6), (7), (8)}を見ても、実験対象が地盤変形、覆工作用圧など実験毎に異なるものの、いずれの場合においても裏込め注入を忠実に再現した模型は用いられていない。この一要因として、縮尺模型でかつ遠心場における、裏込め模型の工作技術の難しさも背景にある。

また地盤は、掘削解放による周辺地盤の応力変化が支配的になると考え、モデルの複雑化を回避する目的から、図-1に示す土質柱状図で、トンネル周辺地盤に位置するシルトのみに着目して、粘性土の単

一層モデルとした。

(4) 地盤材料

地盤変形メカニズムの解明に当り、地盤中の初期応力と地盤強度および変形特性について、実際と模型の整合を図ることが極めて重要である。したがって地盤材料は、現場計測断面における周辺地盤、すなわち有楽町下部層の粘性土を原位置から不攪乱の状態ブロック採取することが、土の自重と年代効果⁹⁾による粘着力が再現でき、応力状態、強度特性および変形特性の面で望ましい。しかしながら、原位置からのブロックサンプリングが時期的および物理的に困難であったことから、今回の模型実験に用

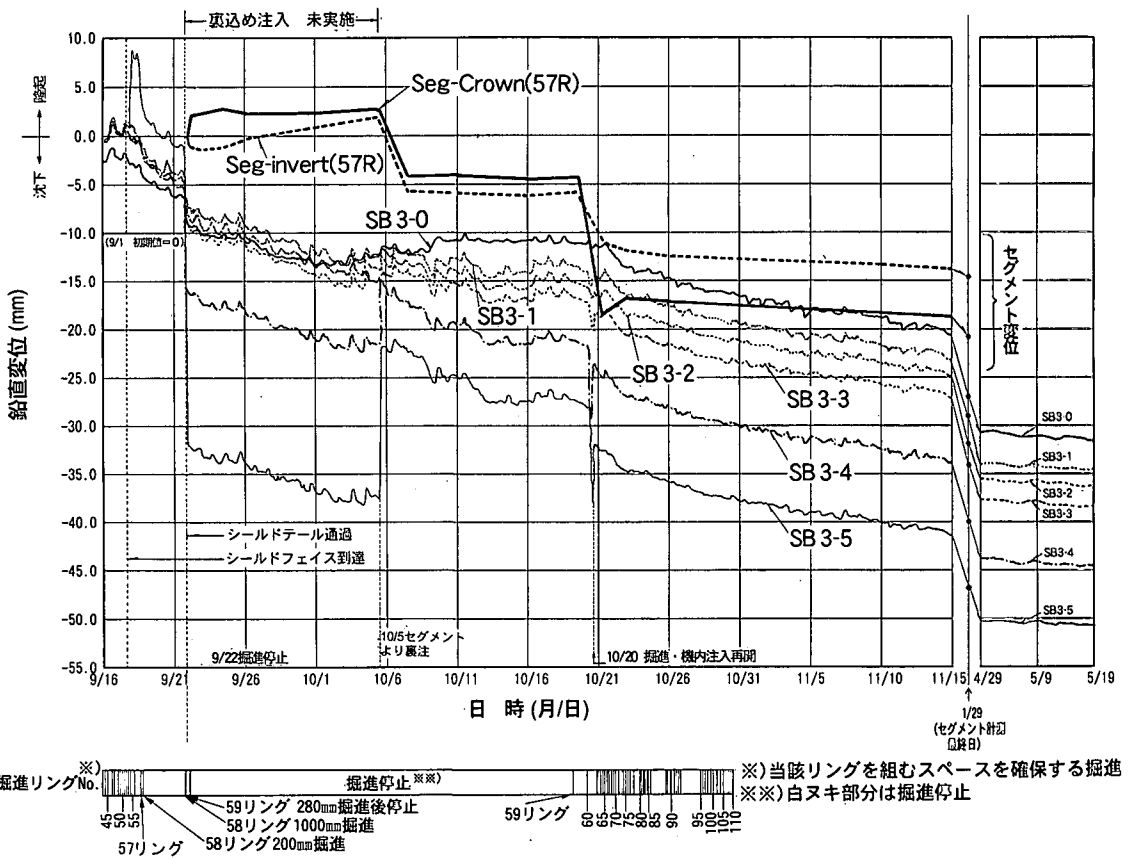


図-3 トンネル中心線上の地盤変位とセグメント変位 (計測断面B)

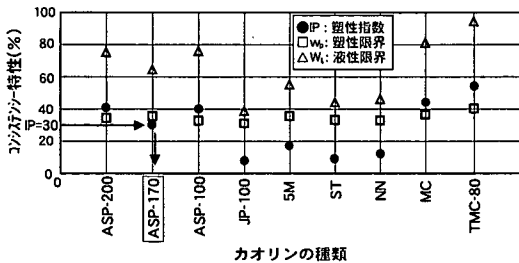


図-4 カオリンと塑性指数の関係

表-2 土質性状の比較表

	有楽町層下部粘性土	カオリンASP-170
γ_s (kN/m ³)	15.0~17.1 (15.8)	—
w_n (%)	42.0~88.7 (63.3)	—
w_l (%)	44.0~86.7 (62.4)	62.5
w_p (%)	23.0~36.2 (29.3)	34.0
I_p	18.1~50.5 (33.1)	28.5
C_c	0.51~1.22 (0.87)	—
p_c (kPa)	158~280 (200)	—
E_p (MPa)	1.34~2.27 (1.94)	—
C_v (cm ² /day)	0.03~0.40 (0.13)	—
q_u (kPa)	96~149 (113)	—

()は平均値を示す

いた地盤材料は、初期応力の再現が可能な比重と、強度・変形特性に関係する塑性指数について、実際の地盤と整合性が図れるカオリンを選択した。なお太田・飯塚による提案¹⁰⁾と筆者らが実験により確認した結果¹¹⁾より、塑性指数からは、次に示す項目について、概ね予測できることが判明している。

- ① 応力状態を表すパラメータとして、圧密降伏応力状態における間隙比および静止土圧係数。
- ② 強度・変形特性を表すパラメータとして、せん断強度、圧縮指数および圧密係数。

各種カオリンの中から、比重2.58、塑性指数(I_p)

が約30のカオリンASP-170を選定した。各種カオリンと塑性指数の関係を図-4に示す。

現場計測の対象地層に当る有楽町層下部粘性土とカオリンASP-170 (以下、カオリンとする)の土質性状の比較を表-2に示す。

(5) トンネル模型

トンネル模型は、図-5に示すように、セグメント覆工を模擬した直径 ϕ 40mmの中実円柱と、その外側にシールドテール部分のスキンプレートとテール

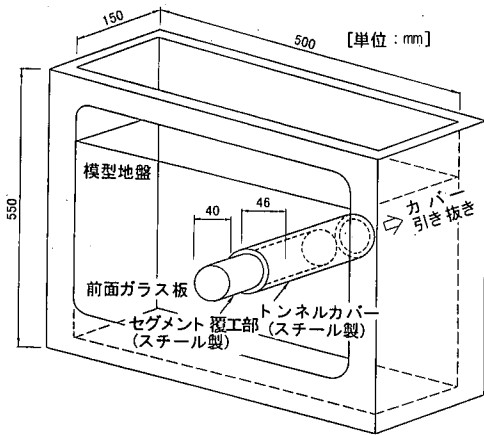


図-5 トンネル模型

クリアランスを模擬した外形46mm、肉厚3mmの円筒で構成する構造とした。テールボイドの発生方法は、遠心実験中に円筒をトンネル軸方向に引抜くことで再現させた。トンネル模型については、次に示す仮定を行っている。

実際のテールボイド厚さ(65mm)は、模型において相似則(1/87)に従えば0.75mmとなり、地盤中の変位量はテールボイド厚以下になることが推定された。この変位量では、地盤変形挙動を解析するのに必要な写真解析の読取り精度 $\pm 0.6\text{mm}$ から見て、小さ過ぎる値となる。このことから、実験の第一目的であるメカニズム解明に必要な地盤変位の写真計測と解析精度を重視して、地表面沈下で1mm以上確保できるテールボイド厚として3mmを設定した。なお、測定精度は劣るものの、相似則に近いテールボイド厚として1mmについても実験を行い、3mmの場合と地盤挙動の類似性について観察することとした。

さらに、図-3に示すように、10/5時点のセグメントクラウン部の絶対変位(Seg-Crownで2.5mmの隆起)が、セグメント直上かつ直近地盤の変位(SB3-5で38mmの沈下)に比べ1桁小さいことから¹⁾、セグメントのリング剛性は考慮せず中実の鋼製円柱体にしたことに加え、セグメントリングの移動についても考慮せず中実の円柱体を模型土層の背面板に固定させる構造とした。

(6) 実験領域

トンネルを中心として実験領域は、図-5に示すように、次の考え方で設定した。

- ① 土被りは、現場計測断面Bの縮尺とした。
- ② 側壁部は、トンネル下端から斜め45°の範囲で上方部に影響が進展するものと仮定し、地表面における影響範囲を包含できる領域とした。

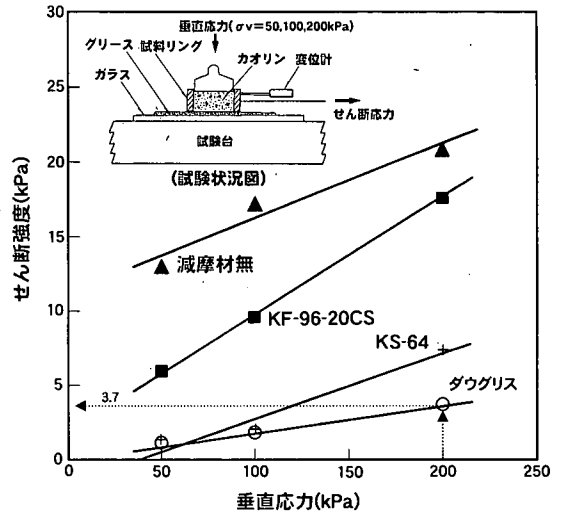


図-6 一面せん断試験結果

③ 下方部は、領域の大きさをパラメタとした線形弾性FEM解析によりリバウンド量の誤差が5%以内となる、2Dの領域(D:トンネル直径)とした。

④ トンネル軸方向については、軸直角方向と同様に下端から45°の範囲で上方部に影響が進展するものと仮定すると、軸方向の領域は最小でも「土被り+トンネル径」は必要となる。しかしながら今回の実験装置では、トンネルカバー引き抜き装置を背面に抱えた状態で確保できるトンネル軸方向の領域は、模型全体をセットするプラットホームの大きさから、最大150mmが限界であった。

実験土槽の内寸は、上記の実験領域を確保するために、幅500mm×高さ550mm×奥行き150mmとした。

(7) 端面フリクションカット

地盤変形メカニズムの解明を目的とする今回の実験においては、図-5に示すガラス面を通して観察する地盤端面の変形挙動を正確に把握することがポイントとなる。したがって、ガラス面と接している地盤がガラスとの摩擦による影響を受けることなく、テールボイド発生による純粋な挙動を示す様にならない。模型実験における模型土槽と地盤のフリクションに関しては、龍岡が詳しい研究¹²⁾を実施している。筆者らは、龍岡の研究を参考にして、図-6に示す一面せん断試験を実施した。試験のパラメタは、フリクションカット材料として「ダウグラス」、「KS-64」、「KF-96-20CS(オイル)」を選定して実施した。試験の垂直応力は、遠心場におけるトンネル周辺地盤の水平全応力が網羅できる範囲(0～

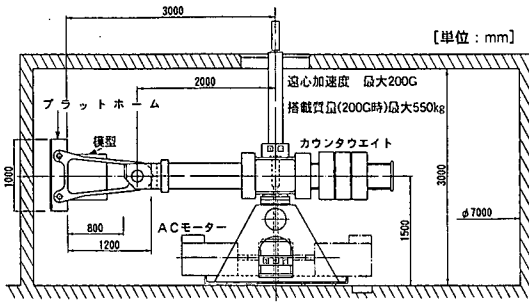


図-7 遠心模型実験装置

表-3 遠心模型実験ケース

実験ケース	テールボイド厚 (mm)	トンネル中心 OCR	基本型に対する実験目的
T301(基本型)	3	1	メカニズム解明の基本型
T301-R	3	1	実験再現性の照査用
T101	1	1	テールボイド量の影響評価用
T303	3	3	過圧密度の影響評価用
T305	3	5	

200kPa)を選定した。一面せん断試験結果は、図-6にせん断強度(摩擦力)と垂直応力の関係として示す。

フリクションカット材料としては、図-6から最も摩擦抵抗の少ない「ダカリス」を選定し、メンブレンは介在させないこととした。そして、トンネル周辺地盤において、ガラス面に作用する水平全応力(=一面せん断試験の垂直応力)による摩擦力が、テールボイド発生による掘削解放力に比べ極めて小さいことを確認することで、ガラス面が地盤挙動を拘束しないものと判断した。

すなわち、トンネル中心位置での水平全応力(=200kPa)に該当するガラス面での摩擦力は、図-6から、3.7kPaとなる。一方、同位置における水平方向の掘削解放力は200kPaとなる。したがって、摩擦力≪掘削解放力となり、ガラス面での摩擦力による地盤変形拘束への影響は極めて小さいものと判断した。

(8) 遠心力载荷装置

実験に用いた遠心模型実験装置は、図-7に示す鹿島建設(株)技術研究所に設置されている装置で、最大加速度200G、半径3m、最大搭載質量550kgの能力を有する。

(9) 実験ケース

実験ケースは表-3に示すとおりである。メカニズム解明に必要な地盤変形挙動の写真解析精度を有す

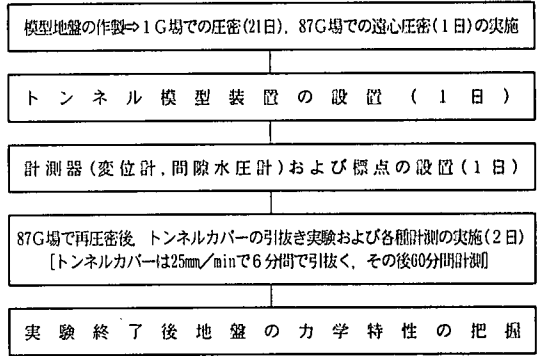


図-8 実験手順

るテールボイド厚3mmのケースを基本型(T301:ここにT3はテールボイド厚=3mm, 01は過圧密比OCR=1を意味する)とし、これに模型実験の再現性を確認するケース(T301-R)、テールボイド厚の変化がメカニズムに与える影響を調べるケース(T101)、過圧密比の違いがメカニズムに与える影響を見るケース(T303, T305)の全5ケースを計画した。

(10) 実験手順

実験手順は図-8に示すとおりである。正規圧密については、1G場において $2W_L$ (W_L :液性限界)の含水比を持つスラリーを土槽に入れ、ペロフラムシリンダにより段階的に荷重を上げて予備圧密を行ない、その後87Gの遠心場で圧密し、正規圧密状態にした。過圧密については、基本的には正規圧密と同じであるが、予備圧密の段階でトンネル中心において表-3に示すOCRになるように圧密している。

その後1G場において、トンネル模型については土槽の背面から先行ドリル(φ30mm)で削孔後、トンネル模型と同じ外径に拡張セットした。間隙水圧については、φ9.5mmのドリルで削孔し、間隙水圧計を設置後、隙間にスラリー状にしたカオリンを注入した。次に、標点および地表面沈下計をセットし、再び87G場で再圧密を行った。圧密度 $U > 90\%$ の状態に達することを目安として間隙水圧計により圧密度を確認後、トンネルカバーの引抜き実験を開始した。具体的な圧密度は、T301, T303およびT305で、それぞれ92%, 99%および97%であった。実験中の排水面は地表のみとした。

トンネルカバーの引抜き速度は、実現場におけるテールボイド発生速度と同程度の25mm/minとし、土槽奥行き150mmを引抜く所要時間は6分となった。その後60分間は地盤挙動の経時変化を追跡した。計測終了後、1G場において地盤の観測、模型地盤からの

表-4 計測項目

計測対象	計測項目	計測方法
地表面	地表面沈下	地表面に変位計を設置して測定
地中	地中変位	地盤に標点を設置して写真撮影を行い、写真測位にて地盤変位量を把握
	地中間隙水圧	地盤中に間隙水圧計を設置して測定
	覆工作用圧	トンネル模型に土圧計を設置して測定

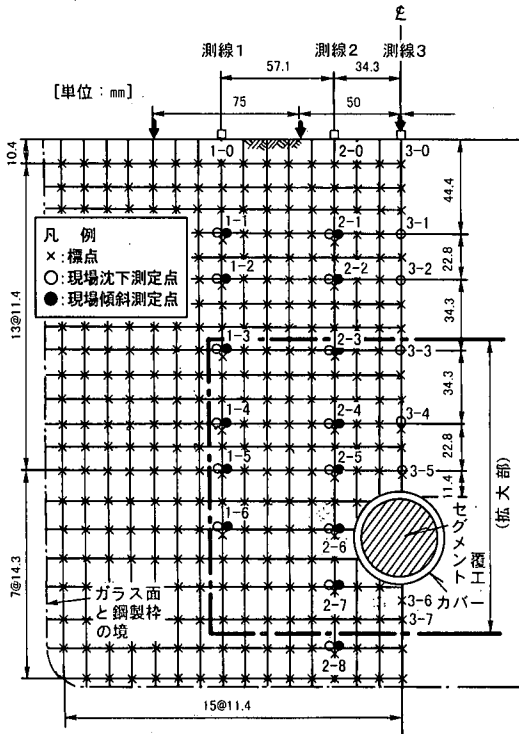


図-9 標点設置図

サンプル採取を行った。

引抜き速度は、掘進速度を変化させても地盤変形の定性的な挙動すなわち、メカニズムには顕著な影響を与えないことが現場計測分析^{1),2)}から知見として得られている。このことから現場計測と遠心実験の定性的変形挙動の比較分析を主体とするメカニズム把握の目的としては、時間の相似則は大きく影響しないと判断し、実験結果の安定性を考慮して、実際の掘進速度と同程度の引抜き速度(25mm/min)を選択した。

(11) 計測内容

計測項目を表-4に、地盤変位計測に用いる標点配置を図-9に示す。図-9には図-1に示した現場計測点も併せて記載してあるが、標点位置は現場計測点位置と一致するように工夫した。

地盤内に埋設した間隙水圧計の配置を図-10に示す。すなわち、実験ケースT301, T301-R, T305では、図-10(a)に示す横断面内配置とし、トンネル軸方向については、土層奥行き中央に当るガラス面から75mmの距離に配置した。また、実験ケースT101, T303については、標点変位と間隙水圧変化の対応を見るため、図-10(b)に示す横断面内配置とし、トンネル軸方向については、標点に近いガラス面から

()内の数値はガラス面からトンネル軸方向奥行き埋設距離

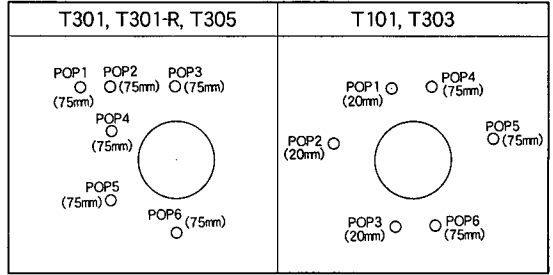


図-10 間隙水圧計配置図

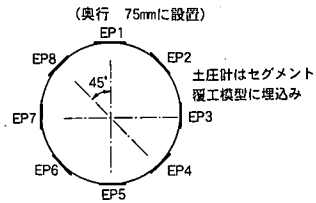


図-11 覆工に埋設した土圧計配置図

20mmの距離と、併せてテールボイド発生タイムラグの影響を評価するためガラス面から75mmの距離に配置した。

セグメントを模擬した中実体に配置した覆工作用圧測定用の土圧計は、横断面内に、図-11に示すように、円周方向に45°ピッチで全周辺合計8箇所配置した。トンネル軸方向には、土層奥行き中央に当る、ガラス面から75mmの距離に配置した。

4. 地盤変形メカニズムの解明に用いる基本型データの検討

地盤変形メカニズムの解明に用いる基本型、実験ケースT301で得られたデータの信頼性検討を次の2点について行った。

- ① トンネルカバー引抜きによる遠心模型実験結果の繰返し再現性の確認(T301-Rとの比較)。

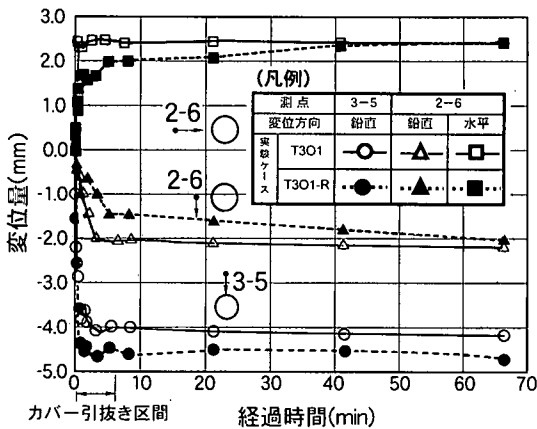


図-12 T301とT301-Rの変位量比較

② テールボイド量を写真解析精度確保の関係から誇張させたことによる、地盤変形メカニズムへの影響(T101との比較)

検討内容は、トンネル周辺において特徴的な挙動を示すことが現場計測結果から明らかになっている箇所²⁾、すなわちトンネル直上の鉛直変位、トンネル真横の鉛直および水平変位の3方向の変位に着目して比較検討した。

(1) 実験再現性の確認

実験結果の再現性を確認する目的で、基本型となる実験ケースT301(テールボイド厚3mm, OCR=1)と実験ケースT301-Rの結果を比較した。両実験の比較結果を図-12に示す。3方向の変位傾向は両実験共に同様であり、絶対量についても差が写真解析精度の±0.6mm付近に収まる結果となり、両実験は同様な地盤変形メカニズムを示しており、実験結果の再現性は、本実験方法で十分確保できるものと判断した。

なお、厳密にはT301がT301-Rに比べ鉛直変位量が小さいにも係らず水平変位量が大きくなっている。この原因としては、遠心圧密時における静止土圧係数の微妙な違いが影響しているものと推察するが、両者の定性的挙動を大きく変えるものではなく、地盤変形メカニズムは変わらないものと判断している。

(2) テールボイド量が変形挙動に及ぼす影響

基本型となる実験ケースT301の地盤挙動と、テールボイド厚の縮尺比が現場条件に近い実験ケースT101(テールボイド厚1mm, OCR=1)の地盤挙動を比較することで、テールボイド厚が地盤変形メカニズムに及ぼす影響を評価した。

両実験の比較結果は、図-13に示すとおりで、グラフの縦軸は、変位量をテールボイド量で除して正規化している。テールボイド厚1mmのケースでは、

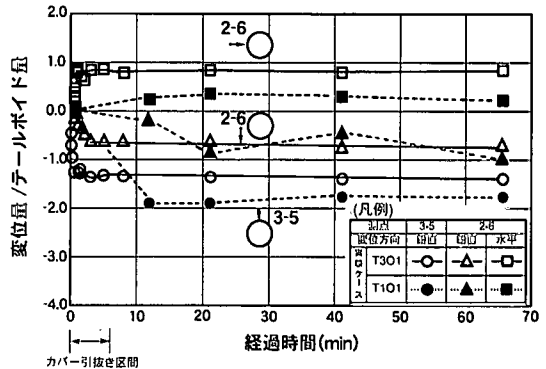


図-13 T301とT101の正規化した変位量比較

写真精度の影響のためか、変位傾向が滑らかでないものの、概ね3方向の変位挙動は両実験共に同様な傾向である。絶対量についても、テールボイド厚を1mmで換算した場合、差が1mm以内に収まる結果となっている。

これらのことから、基本型となる実験ケースT301は、実現場と概ね幾何学的に相似となる実験ケースT101と同傾向となる地盤挙動を示しており、テールボイド厚の縮尺比は現場条件と異なるものの、的確に地盤変形メカニズムを模擬できるものと判断した。

5. 遠心模型実験と現場計測との対比

実験の再現性の確認およびテールボイド厚の影響についての評価を経て、実験からの確かな地盤変形メカニズムが模擬できると判断した実験ケースT301と、現場計測の変位傾向を直接対比することで、模型実験がどれほど実際の地盤変形挙動を近似しているかについて検討した。

検討は、トンネル周辺において特徴的な挙動を示す²⁾、トンネル直上に位置する2点の鉛直変位(図-1のS3-4, S3-5)、トンネル側方に位置する4点の鉛直変位(図-1のS2-4~S2-7)および水平変位(図-1のI2-4~I2-7)について、変位傾向を比較し、近似度合を評価することで行った。さらに、鉛直ひずみの分布についても比較検討した。

なお、遠心模型実験と現場計測との対比は、比較する図中では座標軸を絶対値で表示しているが、本論文では地盤変形メカニズムの解明を目的としているため、変形メカニズムすなわち主に地盤変形の定性的挙動に着目して両者の類似性を考察している。

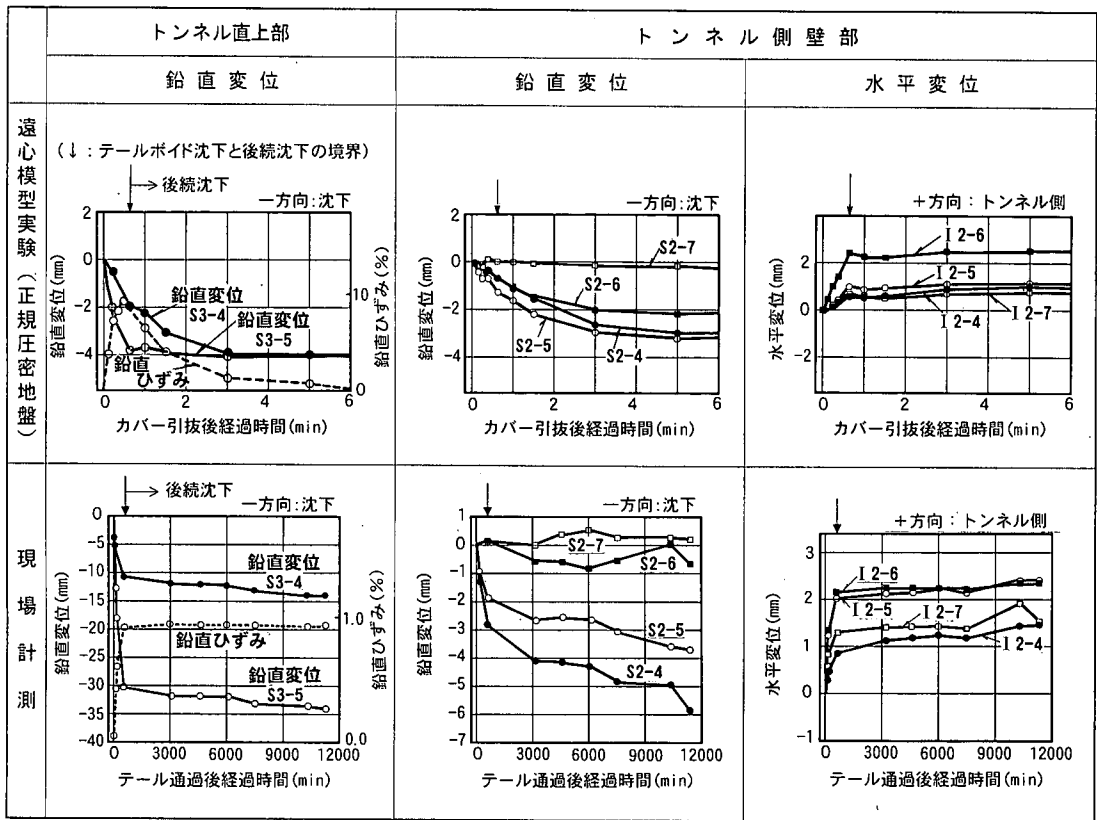


図-14 トンネル近傍変位の比較図

(1) 地盤変位の対比

遠心模型実験と現場計測の地盤変位の比較結果を図-14に示す。図中の計測点Noは、図-1に示す位置に対応する。図-14から次に示す事項が理解される。

- ① トンネル直上に位置する測点S3-5の鉛直変位は、テールボイド発生直後については変位速度が速い状態で沈下し、その後、遅い変位速度で沈下が継続する。この傾向は模型実験、現場計測共に同様である。
- ② 測点S3-4とS3-5間の鉛直ひずみは、変位速度が速いテールボイド発生直後については引張ひずみが増加する。この傾向は模型実験、現場計測共に同様である。その後、継続する変位速度の遅い区間については引張ひずみが、時間と共に模型実験では減少し、現場計測では変化せず概ね一定となる。これらの傾向に、現場計測では長期的に引張ひずみが減少していること²⁾、模型実験ではテールボイド厚を大きめに設定しており現象が拡大されて現れていることを考え合せると、変位速度の遅い区間についても模型実験は現場計測結果を模擬していると判断する。
- ③ 鉛直ひずみの傾向が変化する点は、図-14の矢印位置に示すように、模型実験、現場計測共に、明

瞭な形で存在している。すなわち、矢印より前半はテールボイド沈下、後半は後続沈下として解釈でき、模型実験はこれらの傾向を良く模擬している。

④ トンネル側壁部に位置する測点S2-4～S2-7の鉛直変位は、模型実験については測点S2-7がほとんど変化せず、その上位にある測点S2-4～S2-6が概ね一体となって沈下しており、現場計測については測点S2-6、S2-7がほとんど変化せず、その上位にある測点S2-4、S2-5が同様な傾向で沈下している。模型実験と現場計測は、沈下する部分の深さについては差異があるものの、沈下傾向については同様である。

⑤ トンネル側壁部に位置する測点I2-4～I2-7の水平変位は、テールボイド発生直後については変位速度が速い状態でトンネル側に変位し、その後、遅い変位速度で漸増する。加えて変位の最大値もトンネル真横に位置する測点I2-6で発生し、上下方向に変位分布は減少する傾向となる。これらの傾向は模型実験、現場計測共に同様である。

(2) 鉛直ひずみ分布の対比

鉛直ひずみ分布は、筆者らが既往論文²⁾で提示し

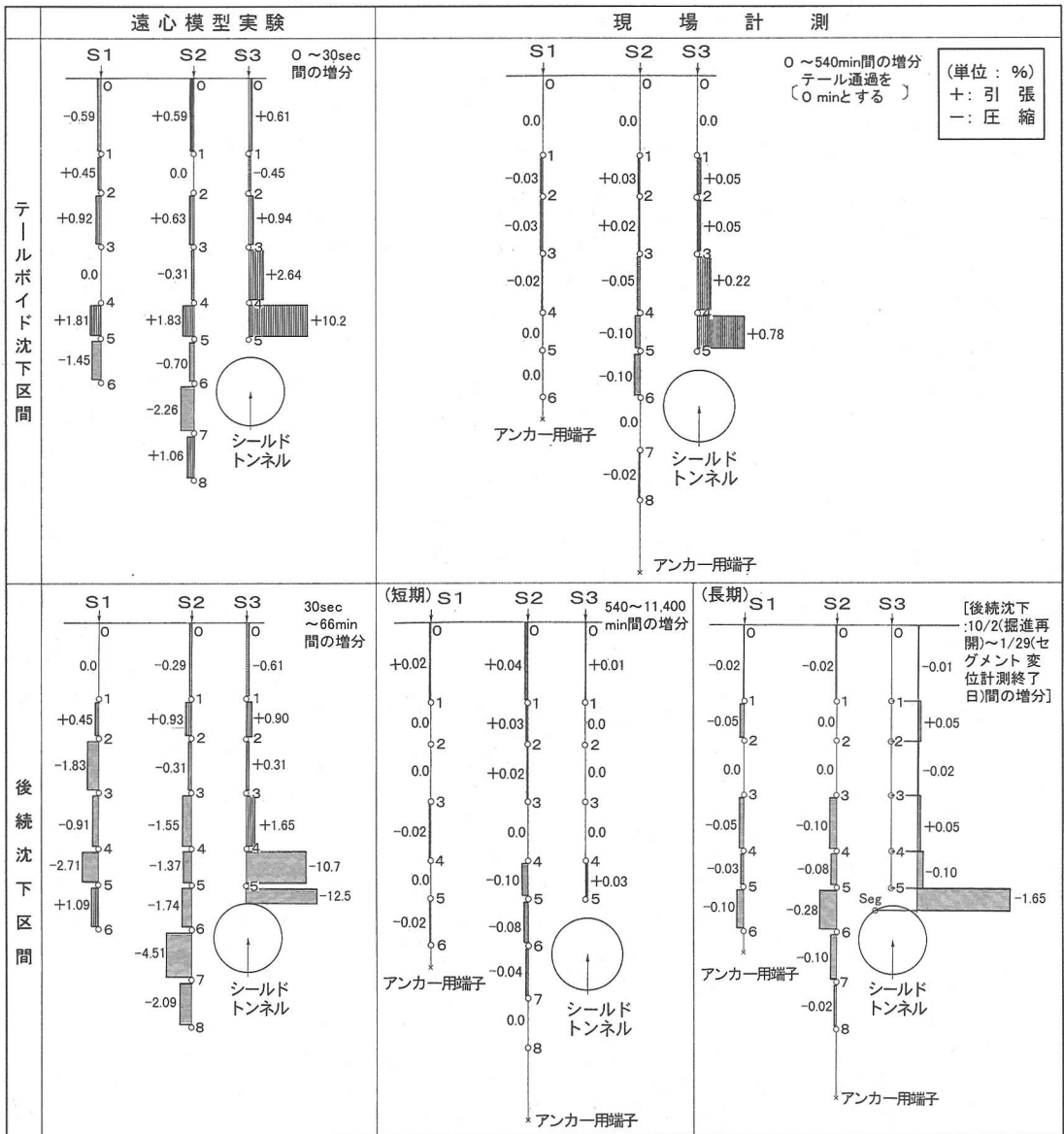


図-15 鉛直ひずみ分布の比較図

たテールボイドと後続沈下の定義区分に従い、両沈下区間に分けて、それぞれについて遠心模型実験と現場計測を比較し図-15に示した。これから次の事項が理解される。

テールボイド沈下区間については、トンネル中心線上の直上部でトンネル近傍ほど大きい引張ひずみが発生し、トンネル側壁部で圧縮ひずみが発生しており、模型実験、現場計測共に類似したひずみ分布となっている。

後続沈下区間については、トンネル中心線上の直

上部にあるS3-0~S3-4区間で殆どひずみ増分が無く、トンネル側壁部で圧縮ひずみが増加する傾向となり、模型実験、現場計測共に類似したひずみ分布となっている。但し厳密には、模型実験において側壁部で圧縮ひずみ増分が卓越する位置 (S2-6~S2-7間) は、現場計測における位置 (S2-4~S2-6間) より多少深い位置になっている。この側壁部で圧縮ひずみの卓越位置が異なる理由としては、地盤強度や粒度組成の違いが影響しているのではないかと考えている。

さらに、模型実験においては、トンネル中心線上で

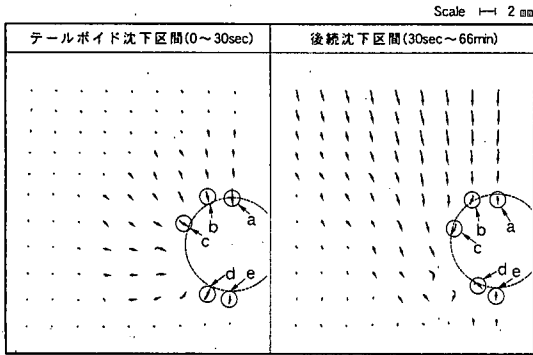


図-16 トンネル周辺での地盤変位分布

トンネルの近傍にあるS3-4~S3-5区間およびS3-5~覆工区間に極めて大きな圧縮ひずみ増分が発生しており、図-15に示す現場計測(短期)では見られない現象となっている。これは、今回の比較対象区間となっている現場計測断面Bの裏込め未実施区間では、シールドが止まった状況であるため応力解放による影響が中断されていること、および計測期間が遠心実験の時間縮尺した期間(圧密と仮定した場合約350日)に比べ短いことが影響して、傾向が現れていないものと考察する。

これらの影響が無くなる、長期的な現場計測結果(図-15の現場計測(長期))においては、模型実験結果と同様、S3-4~S3-5区間およびS3-5~覆工区間に大きな圧縮ひずみ増分が発生していることが確認される。このようなことから、模型実験は後続沈下についても、実現場における地盤変形挙動を模擬しているものと判断した。

6. 遠心模型実験結果で示された地盤変形メカニズム

(1) 実験結果

5項において、現場計測と類似性を確認した遠心模型実験ケースT301の実験結果を、詳細に分析し地盤変形メカニズムを検討した。

a) 地盤変位分布

トンネル直上の鉛直ひずみに着目して地盤変位性状の変化点を決定した²⁾。すなわち図-14中の矢印位置を境にして、テールボイド沈下と後続沈下に分けられる。さらに両沈下区間における地盤挙動も明らかに異なることから、地盤変位分布については、それぞれの沈下に分けて評価するものとした。各々の地盤変位分布は、図-16に示すとおりである。なお図中に示した範囲は、トンネル近傍において特徴的

な挙動を示す、図-9中の一点鎖線で囲む部分(拡大部)とした。図-16より得られた知見を次に示す。

テールボイド沈下区間においては、トンネル周辺における地盤変位が、概ねトンネル中心に向かうと共に、トンネル近傍ほど変位が大きくなっており、トンネル中心に向う二次元弾性論による無限地盤中円孔周りの変位分布に類似した挙動を示している。

後続沈下区間においては、テールボイド沈下区間の変位方向がトンネル中心を向いていたのに対し、トンネルの下方に向う変位ベクトルとなっており、全体的にはすり鉢状の移動領域が現れている。この移動領域とその下側に位置する不動領域の境界が、ウソ・竹村^{13),14)}、Mair¹⁵⁾、藤田¹⁶⁾、桑原・小林¹⁷⁾が指摘したすべり面に相当するものであろう。特に今回の実験で判明した特筆すべき点としては、次に示す覆工と地盤の境界面付近における地盤挙動である。

- ① トンネルの天端に位置する図-16中a点は、覆工に接触後、覆工の存在により、半径方向変位が拘束され、テールボイド沈下区間で見られた沈下増分が最も大きい状態から一転して、後続沈下区間においては最も沈下増分が小さい状態となる。
- ② トンネル側壁部における図-16中b, c点は、覆工に接触後、覆工の存在により、半径方向変位が拘束され、覆工の円周方向に沿って、トンネル下側に沈下する。
- ③ トンネル下方部における図-16中d, e点は、テールボイド沈下区間で見られたトンネル中心方向に向かう変位から反転して、後続沈下区間においてはすり鉢状の移動領域の影響を受けて、下側に向かう変位となる。さらに、d, e点の周辺部の地盤についても概ね下側に変位している。

b) 地盤中のひずみ分布

テールボイド沈下区間と後続沈下区間におけるトンネル周辺地盤の変位ベクトルを図-16に示したが、図-17にそれぞれの沈下区間の変位増分に対応した、水平ひずみ ϵ_x 、鉛直ひずみ ϵ_y 、せん断ひずみ γ_{xy} を示す。

テールボイド沈下区間における特徴的な変形挙動は次に示すとおりである。

- ① 水平ひずみ ϵ_x は、トンネル中心を通る鉛直軸上で圧縮が発生し、トンネル近傍が最も大きく、離れるに従い小さくなる。トンネル中心を通る水平軸上では、引張が発生し、トンネル近傍が最も大きく、離れるに従い小さくなる。
- ② 鉛直ひずみ ϵ_y は、トンネル中心を通る鉛直軸上で引張が発生し、トンネル近傍が最も大きく、離れるに従い小さくなる。トンネル中心を通る水平軸

[単位：%]

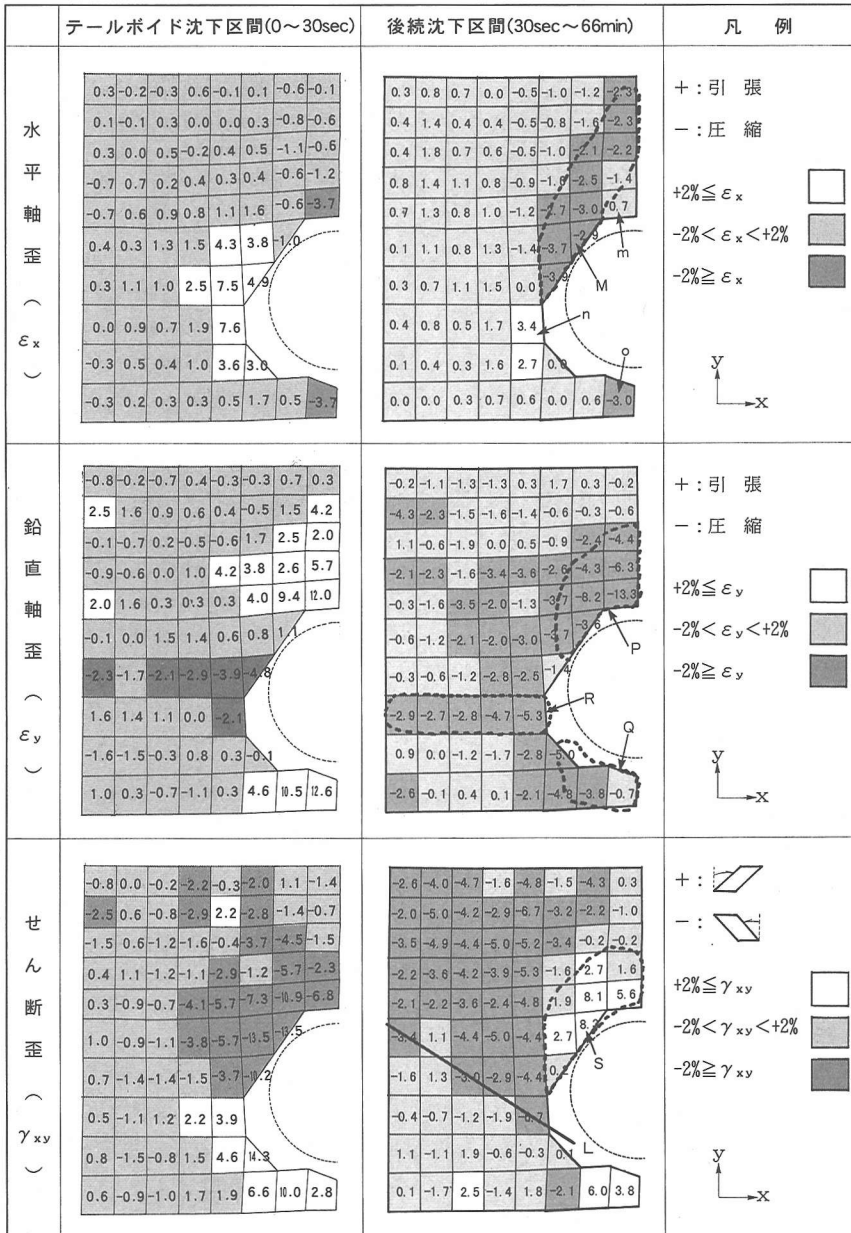


図-17 トンネル周辺でのひずみ成分の増分量分布

上では、圧縮が発生し、トンネル近傍が最も大きく、離れるに従い小さくなる。

③ せん断ひずみ γ_{xy} は、トンネル中心を通る水平軸を境に、上半については負のせん断、下半については正のせん断方向となり、最大値はそれぞれの方向について、概ね反時計回りに45°および135°の位置で発生している。

④ ①、②および③から計算される主ひずみ分布からは、図-18に示すとおりトンネル周りに、円周方向については圧縮状態の主ひずみ、半径方向については引張状態の主ひずみが生じていることが理解される。

後続沈下区間における特徴的な変形挙動は次に示すとおりである。

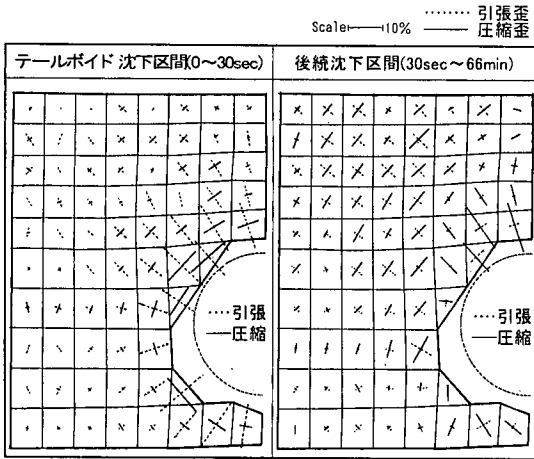


図-18 トンネル周辺での主ひずみ分布

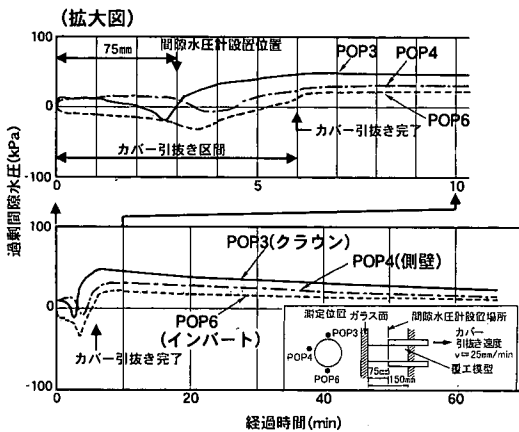


図-19 過剰間隙水圧の経時変化

- ① 水平ひずみ ϵ_x は、トンネル直上かつ直近における図-17中要素m付近については局部的に値が小さいものの引張が発生し、トンネル上部における図-17中の要素群Mには、要素mを囲む形で尖頭上に圧縮が発生している。また、トンネル側壁部下半における要素nで引張、トンネル直下かつ直近における要素oで圧縮が発生している。
- ② 鉛直ひずみ ϵ_y は、トンネル直上かつ直近における図-17中要素群P付近については、極めて大きい圧縮が発生している。さらにトンネル周辺部においても全体的に圧縮が発生している。特にテールボイド沈下区間の变形から著しく挙動が転換している部分は、トンネル直上かつ直近部要素群(図-17中要素群P)における引張から圧縮への転換、トンネル底部要素群(図-17中要素群Q)における引張から圧縮への転換、トンネル中心を通る水平軸に沿った軸下側要素群(図-17中要素群R)の圧縮の発生であろう。
- ③ せん断ひずみ γ_{xy} は、図-17中線分Lを境に、上

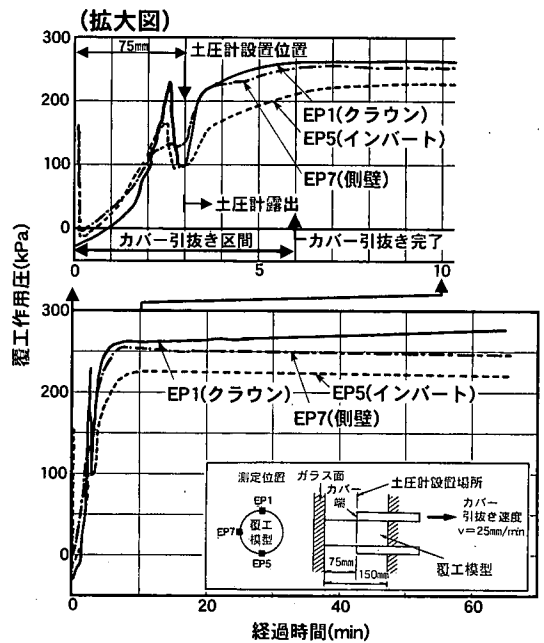


図-20 覆工作用圧の経時変化

半部分の要素群が負のせん断変形を示している。また、トンネルクラウン部分の要素群(図-17中要素群S)は、線分Lの上位要素が示すトンネル下方に向かう負のせん断変形に、引きずり込まれる影響を受けて、覆工に沿って円周方向に、正のせん断変形が発生している。

- ④ ①、②および③から計算される主ひずみ分布からは、図-18に示すとおり、次に示す事項が理解される。すなわち、トンネルクラウン部においては半径方向に圧縮主ひずみが卓越していること、側壁部においてはすり鉢状のすべり面が概ね主ひずみ面となる形で主ひずみが回転していること、インバート部においては側壁部でのすべりによる滑動力の影響により圧縮主ひずみが発生していることである。

c) 地盤中の間隙水圧

トンネル軸方向において土槽中央部の地盤中に配置した、図-10(a)に示す間隙水圧計の内、トンネルクラウン部(POP3)、側壁部(POP4)およびインバート部(POP6)における計測結果を図-19に示す。

計測結果は、初期の静水圧状態からの変動に着目し、縦軸に過剰間隙水圧、横軸に経過時間とって整理している。経過時間3minが間隙水圧計位置をテールを模擬したカバーの端部が通過した時点、6minが土槽よりカバー引抜きを完了した時点、66minが実験終了時点である。図-19から次に示す間隙水圧挙動が理解される。

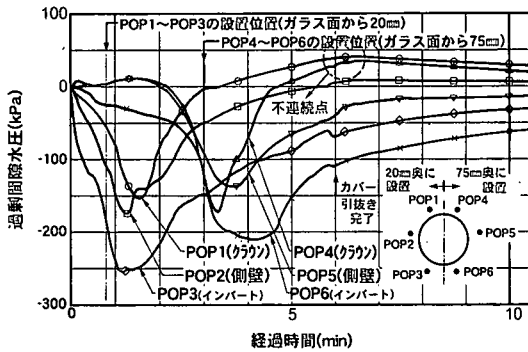


図-21 トンネル軸方向に変えて設置した過剰間隙水圧の挙動

① カバー端部が間隙水圧計設置位置に近づくと、テールボイド発生による解放力の影響を受けて、間隙水圧が減少する傾向が現れる。この時の地盤変形は、図-18のテールボイド区間の変形に見られるように、トンネル半径方向に引張ひずみが発生し、体積ひずみとしても膨張している。このことから、間隙水圧の低下は、応力解放によるトンネル周辺地盤の体積ひずみの膨張が主要因と考える。

② 過剰間隙水圧は、極小値を示した後、上昇に転じ最終的に正の過剰間隙水圧を示す。過剰間隙水圧の上昇期間は、図-20に示す覆工作用圧の計測結果を照らし合せると、覆工に周辺地盤が接触し、更なる変形に伴い覆工作用圧が増加していく過程に相当する。

③ 過剰間隙水圧は、カバーの引抜きが完了する6minまで増加しつづけ、最大値を迎え、それ以後66minまで漸減する。この傾向から過剰間隙水圧が極小値から最大値に至る間は、トンネル横断面内における地盤変形の進行の他に、トンネル軸方向に発生し続けるテールボイドによる応力解放が、増分荷重として継続的に、後方の計測断面に対して付加されていく影響も含まれていると判断する。そのため、軸方向荷重が土槽境界によって途切れるカバー引抜き完了時で最大値を迎えていると理解される。

④ ①～③に示す傾向は、POP3、POP4およびPOP6共、設置位置に関係なく同様である。三者の中でも過剰間隙水圧は、クラウン部にあるPOP3が最も高い。

d) 覆工作用圧

トンネル軸方向において、覆工模型の土槽中央部に45°ピッチで配置した、図-11に示す土圧計の内、トンネルクラウン部 (EP1)、側壁部 (EP7) およびインバート部 (EP5) における計測結果を図-20に示す。

計測結果は、縦軸に覆工作用圧、横軸に経過時間をとって整理している。経過時間3minが土圧計位置

をカバー端部が通過した時点すなわち周辺地盤と土圧計が接触し始める時点、6minがカバー引抜き完了時点、66minが実験終了時点である。図-20から次に示す覆工作用圧の挙動が理解される。

① 覆工作用圧は、カバーから抜け出るまでの0～3minの間については、下側に凸の形状で増加している。この様に土圧計が未だカバーの中にありながら覆工作用圧が増加する原因としては、カバーが引抜き状態にある時カバーは片持ち構造となるため、カバー端部付近では周辺地盤から作用する圧力がカバーを介してカバーの端部が近づくにつれ順次、土圧計に伝わるためと考えている。

② 土圧計の受圧面は、経過時間3minの位置で、カバーから抜け出して周辺地盤と接触できる状況となる。覆工作用圧は、カバーから抜け出ることによってボイドの発生により一時的に減少を示した後、土圧計と周辺地盤が接触し、継続するカバー引抜きに連れ増加していく。この間の増加速度は、クラウン部 (EP1)、側壁部 (EP7)、インバート部 (EP5) の順に速く、周辺地盤はトンネルの上位から順に、覆工に接触していくことが推察される。覆工作用圧における増加速度の順序は、周辺地盤の変位速度と同様であることから、地盤変形と覆工作用圧は良く対応していることが理解される。

③ 覆工作用圧の増加現象は、カバーの土槽からの引抜きが完了する6min付近まで継続する。引抜き後においては、クラウン部 (EP1) と側壁部 (EP7)、インバート部 (EP5) では挙動が異なり、それぞれ長期的に、クラウン部においては土圧が引続き上昇し、側壁部およびインバート部においては減少する傾向となる。したがって、覆工に作用する側圧比 $\{\lambda = (\text{側壁部の水平荷重}) / (\text{クラウン部の鉛直荷重})\}$ の経時変化としては、小さくなる傾向となる。

(2) 実験結果から得られた諸要因の影響

a) トンネル軸方向の影響

トンネル軸方向に間隙水圧計の設置位置を図-10(b)のように変えて比較した実験ケースT303の実験結果を図-21に示す。間隙水圧計は、トンネル軸方向にガラス面から、トンネル左半断面については20mm、右半断面については75mmの位置に設置している。図-21によれば過剰間隙水圧は、20mm、75mmのいずれの位置においても、カバー端部が計測位置を通過する付近で極小値を示すことがわかる。このことから、テールボイド発生による応力解放により、トンネル軸方向に関して付加荷重が継続的に後方の計測断面に対して作用することが理解される。なお

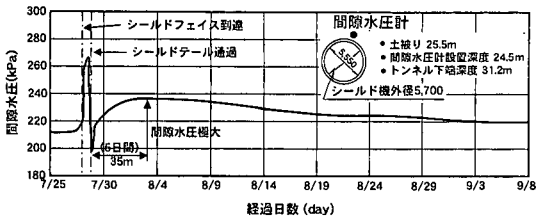


図-22 トンネルクラウン部に設置した
間隙水圧の変化

トンネル軸方向に続く応力解放の影響については、数値解析的ではあるものの、伊藤¹⁸⁾、橋本¹⁹⁾により報告されている。

この知見を基に、図-21のクラウン部に設置した間隙水圧計(POP1, POP4)の、カバーが土槽から抜ける経過時間6minに着目する。上昇傾向にあった過剰間隙水圧は、6min付近で解放力が土槽境界により寸断されるためか、上昇途中で不連続的に最大値を迎え、それ以後減少している。トンネル軸方向に十分な境界が存在する場合は、次に示す現場計測結果にも見られるように、連続的に極大値を示してから低下することが観察される。

有楽町下部粘性土層をシールドで施工した現場{晴海通り管路新設工事(2工区)、 $\phi=5500\text{mm}$ 、泥水式、沖積粘性土(トンネル周辺 $N=0$)}の計測結果²⁰⁾によれば、トンネル直上部における間隙水圧は、図-22に示すように、シールド通過付近で、泥水式、裏込め注入の影響による先鋭状の水圧上昇、テールポイド発生による水圧低下が局所的に見られるものの、全体的にはテール通過後5日まで増加し、極大値を示した後なだらかに減少する傾向となる。極大値付近の曲線形状は連続性を示しており、模型実験の最大値を示す付近の不連続的な曲線形状とは異なる。このことから模型実験は土槽境界の影響を受けて、トンネル軸方向に関する解放力の伝達が絶たれたことが推察される。また現場計測結果からトンネル軸方向に伝わる解放力の影響範囲は、テール通過後5日のシールドテールの位置と計測断面の離れが約35mとなり計測断面におけるトンネル下端位置の土被り約31mに近いことから、概ねトンネル下端位置の土被りであることが予想される。

なお、トンネル軸方向の影響に関する今回の知見は、遠心装置のプラットホームのサイズなど物理的な制約がある中で、シールド遠心模型実験を行う場合の留意事項として注意したい。

b) 過圧密比の影響

周辺地盤の過圧密比の変化が地盤変形挙動に与える影響について、実験ケースT301(OCR=1)、T303

(OCR=3)、T305(OCR=5)を比較することで評価した。

過圧密比の変化による地盤性状の変化は、強度や変形特性の目安となる実務的な指標として一軸圧縮強度 q_u に着目すれば、OCR=1, 3, 5に対してそれぞれ $q_u=65, 135, 166\text{kPa}$ となっていた。なお、OCR=1における q_u は遠心実験中に直接求める事が極めて難しいので、遠心圧密中の载荷重に相当する圧密荷重を与えた後に実施した室内試験結果によった。

地盤変位の比較は、図-9に示す測定点の内、トンネル周りで特徴的な挙動を示す下記変位について行った。

- ① トンネル中心を通る鉛直線上(測線3)にある、測点3-4; 3-5, 3-6, 3-7の鉛直変位。
- ② トンネル側方(測線2)にある、測点2-4, 2-5, 2-6, 2-7, 2-8の鉛直および水平変位。

比較結果は、図-23に示すとおりとなる。これよりOCRが1~5の範囲で変化しても、定性的な地盤変形形態は変わらないことが理解される。

さらに地盤中の過剰間隙水圧の比較結果として、クラウン部、側壁部およびインバート部の三箇所について図-24に示す。これよりテールポイド発生に伴う応力解放により発生する負の過剰間隙水圧は、三箇所とも同じく、OCRが大きい地盤ほど大きくなる傾向にある。その後、過剰間隙水圧は上昇する傾向となるが、クラウン部においては全てのOCRについて正の過剰間隙水圧が発生し、側壁部およびインバート部においてはOCR=1の正規圧密地盤のみ正の過剰間隙水圧が発生し、過圧密地盤については発生していない。このことから、地盤中に発生する応力の大きさにも関係すると思われるが、総じて正規圧密地盤においては正の過剰間隙水圧が発生し、過圧密比が大きくなると発生しなくなることが理解される。但し、クラウン部については、図-17中の後続沈下区間における要素群Pに見られる鉛直ひずみ ϵ_y 分布から理解されるように、地盤の沈下を剛性の高い覆工があたかも支持する形となり、覆工近傍の地盤には極めて大きい圧縮ひずみが発生する関係から、過圧密地盤であっても局所的に正の過剰間隙水圧が発生することが特徴的である。

以上の知見を基に、図-25に示す沈下面積の経時変化について考察する。縦軸は地表面変位測定断面における沈下面積をテールポイド面積で除して正規化している。図-25より正規圧密地盤においては、テール引抜きが完了した6min以後においても、沈下面積が増大し、テールポイド量以上となる。沈下面積の増大期間と過剰間隙水圧の消散期間が対応していることから、圧密による影響が理解される。一方、

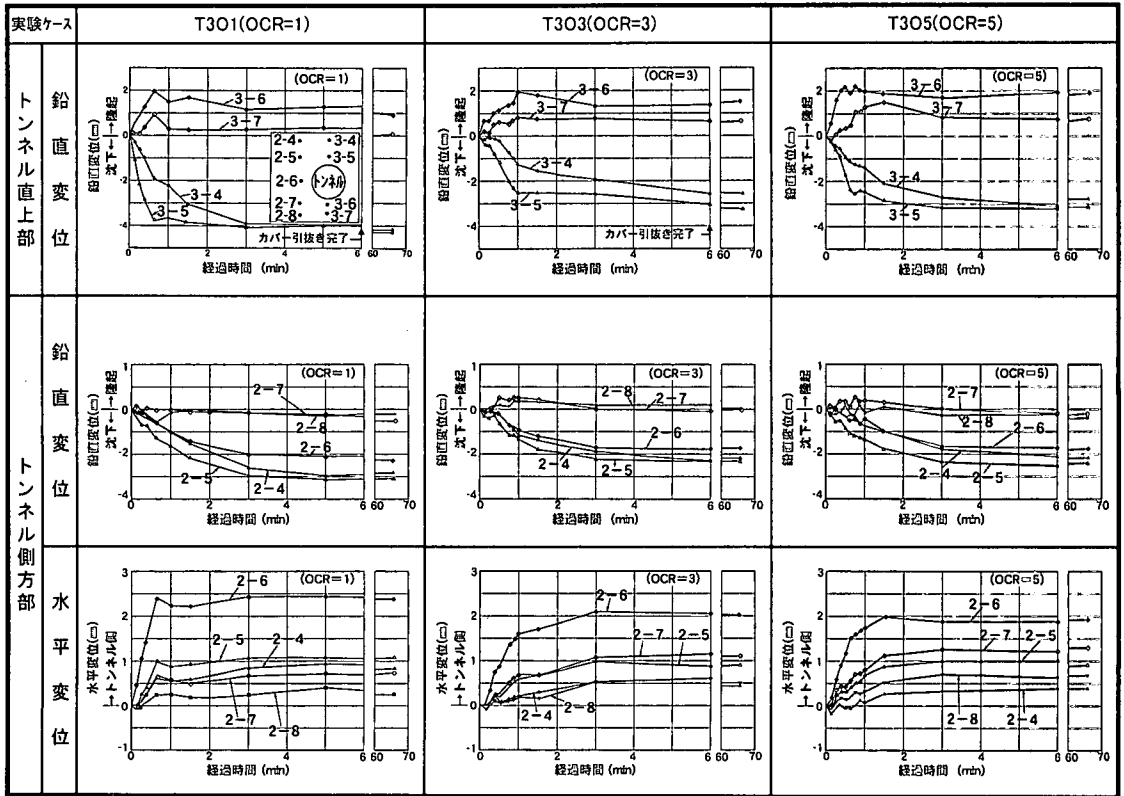


図-23 過圧密比毎のトンネル周辺地盤変位挙動

過圧密地盤においては、テール引抜き完了までの沈下面積が正規圧密地盤の約60%と小さく、テール引抜き完了後の沈下面積は概ね一定で変化が見られない。さらに長期的に沈下面積がテールボイド量に達しないことから、地盤中にせん断変形に伴う体積膨張が発生していることを示唆している。これは野本らの砂地盤における実験事実²¹⁾とも対応している。

(3) 地盤変形メカニズム

遠心模型実験結果の詳細分析から得られた知見を基に構築した、軟弱粘性土地盤におけるテールボイド発生後の地盤変形メカニズムを表-5に示す。

地盤変形は大別して、次に示す三つのフェイズで進展するものと提案する。

(フェイズ1)

テールボイド沈下区間に相当する。

周辺地盤は、テールボイド発生に伴う応力解放により、テールボイドを埋める様に概ねトンネル中心に向かって変位し、クラウン部の鉛直変位、側壁部の水平変位およびインバート部の鉛直変位の順でかつ、それぞれの部分においてはトンネル近傍ほど早い変位

速度を示す。変位の分布形状から概ね二次元弾性論による無限地盤中円孔周りの地盤変形挙動を示す。

周辺地盤がテールボイドを変位する間、地盤内主応力方向は、初期状態において鉛直と水平方向にあったものが、応力解放による変位増加に伴い回転し、トンネル接線方向と半径方向になる。この時、トンネルクラウン部における鉛直方向の圧縮応力の流れは、側壁部において円孔周りに集中し、掘削面近傍ほど集中度が大きくなる。

地盤中の過剰間隙水圧は、応力解放に伴いトンネル周辺地盤が非排水に近い状態で膨張するため負圧が発生する。発生する負圧は過圧密比の大きい粘性土ほど大きい。また、フェイズ1における過剰間隙水圧の変化速度は、後述するフェイズ3の付加荷重が無く地盤の透水係数に支配される変化速度に比べ大きいことから、主にテールボイド発生による全応力の変化速度に支配されているものと考えられる。

覆工作用圧は、応力解放後の地盤が土圧計に接触するまでは発生しない。但し、実施工においては、テールからの競り力^{22), 23)}および裏込め注入圧²⁴⁾の伝播により、覆工作用圧が発生することが報告されて

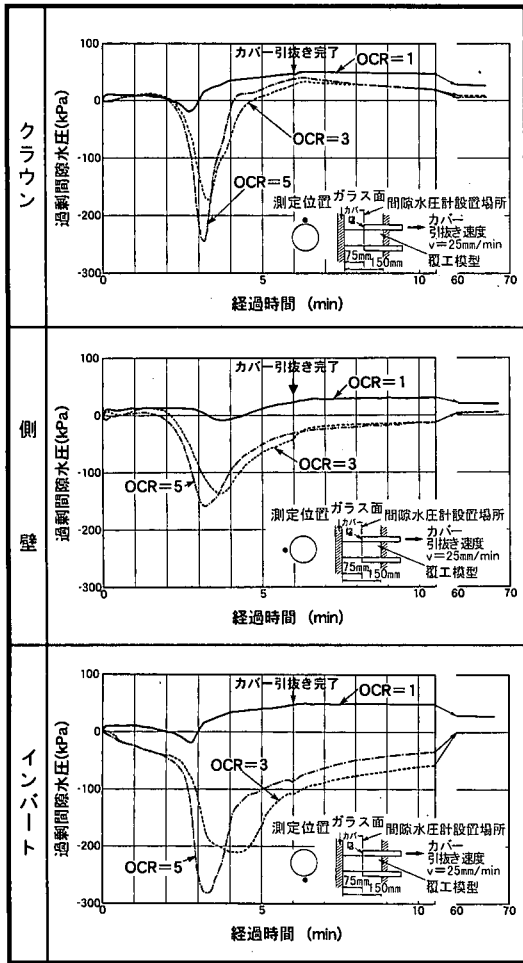


図-24 過圧密比毎の過剰間隙水圧挙動

いる。

(フェイズ2)

後続沈下区間でなおかつ、トンネル軸方向に発生する応力解放の影響を受ける区間に相当する。

周辺地盤は、横断面内で地盤が覆工に接触し半径方向変位が拘束された後、トンネル周りに集中した応力に応答する形で弾塑性変形が進行する。さらにこの変形に加えて、トンネル軸方向に継続して発生するテールボイドの解放力が後方の計測断面に伝わるにより、付加荷重が作用して変形が進行する。

その結果、側壁部においては、間隙水圧の急速な上昇による有効応力の減少、およびトンネル軸方向に伝わる付加荷重による全応力の増加により、すり鉢状にすべり面すなわちせん断破壊面が発生する。すり鉢状のすべり面に沿った変形は、トンネル軸方向に関して応力解放による付加荷重の影響を受ける

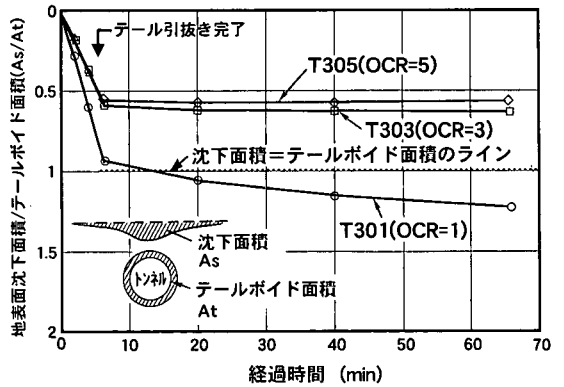


図-25 無次元化した沈下面積経時変化図

までの間進行するものとする。

すり鉢状のすべり面より上位に位置する地盤部分は、あたかも一塊のブロックの様に、すべり面に沿って下側へ移動しようとする。しかしながら移動は、剛性の高い覆工に拘束されて、クラウン部の覆工と地盤の境界付近における地盤に局所的に大きい鉛直圧縮ひずみと、覆工の円周方向に沿った地盤変位が発生する。

一方、すべり面より下位にあるインバート部の地盤は、すべり面より上位の土塊荷重により、下側に押されることにより、テールボイド沈下区間で見られたトンネル中心に向かう変位から反転して、トンネルから離れる下向き増分変位が発生する。

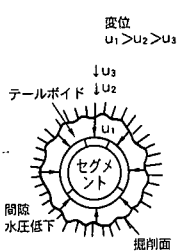
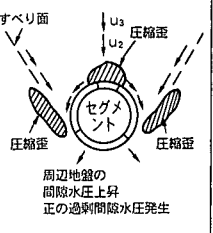
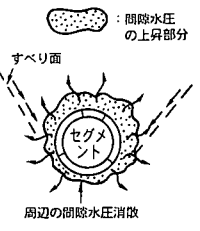
なお、すべり面付近ではすべり面直角方向に圧縮ひずみが発生する。現場における層別沈下計は、すべり面直角方向に発生している圧縮ひずみの鉛直成分を検出しているものと思われる。

地盤中の過剰間隙水圧は、地盤が覆工に接触した時点で極小値を示した後、覆工による半径方向変位の拘束とトンネル軸方向に継続付加される荷重の影響を受けて、トンネル周辺で全体的に上昇する。水圧の上昇は、トンネル軸方向に関する応力解放の影響が無くなるまで継続し、最終的に最大値を示す。

過剰間隙水圧の最大値は、過圧密比と発生応力の大小関係にもよるが、クラウン部を除き、正規圧密粘土については正の過剰間隙水圧を発生し、過圧密粘土(OCRが5程度まで)については発生しない傾向にある。一方クラウン部においては、上述した様に、すべり面の発生により移動する土塊が覆工が拘束する。このことが覆工背面地盤における局所的に大きい鉛直圧縮ひずみの発生を招き、間隙水圧は正規圧密粘土および過圧密粘土共に、正の過剰間隙水圧を発生する。

また、フェイズ2における過剰間隙水圧の変化速

表-5 地盤変形メカニズム

沈下区分	地盤変形メカニズム	概要図	遠心模型実験データによる地盤変形メカニズムの裏付け			
			地盤内変位	地盤内歪み	地盤内間隙水圧	覆工作用圧
テールボイド沈下区間 (フェイズ1)	<p>周辺地盤は、テールボイド発生に伴う応力解放により、概ねトンネル中心に向かって変位し、テールボイドを埋める様に変形する。その挙動は、概ね二次元弾性論による無限地盤中円孔周りの地盤変形挙動を示す。</p> <p>間隙水圧は、全応力の応力解放で、周辺地盤が概ね非排水に近い状態で膨張することから、低下する傾向にある。</p>	 <p>変位 $u_1 > u_2 > u_3$</p> <p>テールボイド</p> <p>間隙水圧低下</p> <p>掘削面</p>	<p>周辺地盤は、クラウン部の鉛直変位、側壁部の水平変位およびインバート部の鉛直変位の順でかつ、それぞれの部分においてはトンネル近傍ほど早い変位速度を示す。</p>	<p>主歪みは、初期状態において鉛直と水平方向にあり、応力解放に伴い回転しながらトンネル周りに再配分され、接線と半径方向になる。</p>	<p>過剰間隙水圧は、周辺地盤が急速な非排水に近い状態に膨張する傾向にあることから、負圧が発生する。</p>	<p>地盤変形が要因となって作用する覆工作用圧は、応力解放後の地盤が土圧計に接触するまでは発生しないことが予想される。</p>
後続沈下区間 (フェイズ2)	<p>周辺地盤は、覆工(セグメント)に接触し、半径方向変位が拘束された後、覆工周りに集中した応力による弾塑性変形と、トンネル軸方向に継続して伝わるテールボイド解放による付加荷重により変形が進行する。</p> <p>その結果、側壁部においては、間隙水圧の急速な上昇による有効応力の減少、およびトンネル軸方向に伝わる付加荷重による全応力の増加により、すべり面にすべり面が発生する。</p> <p>すべり面より上位に位置する地盤部分は、一塊のブロックの様に、すべり面に沿って下側へ移動しようとするが、覆工に拘束されて、クラウン部の背面地盤については局所的に鉛直圧縮歪みが卓越し、側壁部については覆工に沿った円周方向変位が発生する。</p> <p>すべり面より下位にあるインバート部の地盤は、すべり面より上位の土塊荷重により、下側に押されることから、テールボイド沈下区間で見られたトンネル中心に向かう変位から反転して、トンネルから離れる下向き増分変位が発生する。</p>	 <p>変位 $u_1 \approx 0$ (掘削面変位) 変位 $u_2 \approx u_3$</p> <p>すべり面</p> <p>圧縮歪</p> <p>セグメント</p> <p>圧縮歪</p> <p>周辺地盤の間隙水圧上昇 正の過剰間隙水圧発生</p>	<p>周辺地盤は、すべり面の発生で全体的にトンネル下側に向かって変位する。覆工との境界面においては、トンネル半径方向変位が拘束され、円周方向変位が覆工に沿った形で下側に発生する。</p> <p>特に、トンネル直上鉛直変位については、覆工背面で変位が拘束されるものの、それより上位の部分は、すべり面の上位にあるブロックの一部にあることから、同じ変位速度で沈下する。トンネルインバート部の鉛直変位については、すべり面の上位にある地盤の滑動力の反力を受け、下向きに変位する。</p>	<p>圧縮主歪みは、クラウン部の覆工背面においてトンネル半径方向に、すべり面上においてすべり面垂直方向に、インバート部の覆工背面においてトンネル円周方向に、それぞれ卓越して発生している。</p>	<p>間隙水圧は、周辺地盤が覆工に接触した時点で極小値を示した後、覆工による半径方向変位の拘束とトンネル軸方向に継続する付加荷重の影響をうけて、トンネル周辺で全体的に上昇する。水圧の上昇は、トンネル軸方向に関する応力解放の影響がなくなるまで継続し、最終的に最大値を示す。</p> <p>間隙水圧の最大値は、正規圧密粘土については正の過剰間隙水圧となる。特にクラウン部においては、圧縮歪みの卓越部分に対応した形で上昇する。</p>	<p>覆工作用圧は、周辺地盤が覆工に接触した後、トンネル軸方向に継続して発生する付加荷重を受け上昇する。</p> <p>覆工作用圧の上昇は、間隙水圧と同様、トンネル軸方向に関する応力解放の影響がなくなるまで継続し、最終的に最大値を示す。</p>
(フェイズ3)	<p>正規圧密粘土において、フェイズ2の段階でトンネル周辺地盤に発生した過剰間隙水圧が消散する過程で、地盤全体が圧密沈下すると共に、すり鉢状に発生しているすべり面に沿ったせん断変形も併せて進行する。</p> <p>特筆すべき点は、間隙水圧の低下に伴い、覆工圧も低下し、覆工圧と釣り合う地盤中の全応力も低下していることである。</p>	 <p>間隙水圧の上昇部分</p> <p>すべり面</p> <p>セグメント</p> <p>周辺の間隙水圧消散</p>	<p>フェイズ2の地盤内変位が、遅い変位速度で継続する。</p>	<p>フェイズ2の地盤内歪みが、遅い歪み速度で継続する。</p>	<p>間隙水圧は、正規圧密粘土については、地盤の透水係数に従う速度で、静水圧状態へ向いて正の過剰間隙水圧が消散する。</p>	<p>覆工作用圧は、正規圧密粘土については、過剰間隙水圧の消散に伴い、クラウン部を除いて減少する。反面クラウン部については増加する。</p>

度は、後述するフェイズ3の付加荷重が無く地盤の透水係数に支配される変化速度に比べ大きいことから、フェイズ1同様トンネル軸方向に伝わり付加される全応力の変化速度に支配されているものと考えられる。

覆工作用圧は、周辺地盤が覆工に接触した後、ト

ンネル軸方向に継続して発生する応力解放による付加荷重の影響を受け増加する。覆工作用圧の増加は、間隙水圧と同様、トンネル軸方向に関する応力解放の影響が無くなるまで継続し、最終的に最大値を示す。

フェイズ2の影響区間長は、軟弱粘性土における

現場計測実績²⁰⁾によれば、概ねトンネル下端位置の土被り深さであると想定される。

(フェイズ3)

後続沈下区間でなおかつ、トンネル軸方向に発生する応力解放の影響を受けない区間に相当する。

周辺地盤には、フェイズ2の段階でトンネル軸方向に伝達する付加荷重により累積された過剰間隙水圧が発生している。具体的には、正規圧密粘土においてはトンネル周り全体に亘り正の過剰間隙水圧が発生しており、過圧密粘土においてはクラウン部のみ正の過剰間隙水圧が発生しておりクラウン部以外は発生していない状態になっている。この状況でトンネル軸方向に伝わっていた付加荷重が寸断された以後の挙動がフェイズ3となる。フェイズ3の主な挙動は、過剰間隙水圧の消散過程であり、最終的に安定した静水圧状態になる間で発生する地盤変形および覆工作用圧の変化となる。

正規圧密粘土においては、トンネル周辺に発生した過剰間隙水圧が消散する過程で、周辺地盤全体が圧密沈下すると共に、すり鉢状に発生しているすべり面に沿ったせん断変形も併せて進行する。この段階における特筆すべき点は、間隙水圧の低下に伴い覆工作用圧も低下することである。このことから覆工の背面にあり、覆工作用圧と釣合う地盤中の全応力も低下していることが理解され、既往の現場計測に見られる後続沈下区間での地盤中の間隙水圧と共に全応力も低下する現象^{1), 25)}が再現されているものと考察する。

過圧密粘土においては、トンネルクラウン部のみ発生している過剰間隙水圧が消散するものの、変形係数およびせん断強度が大きい為、地盤変形への影響は小さく、フェイズ3の段階における顕著な地盤変位や変形は見られない。

7. まとめ

シールドテールボイド発生による境界条件、自重に起因した地盤内応力および土の変形・破壊特性の再現が可能な遠心模型実験を用いて、軟弱粘性土における地盤変形メカニズムの解明を試みた。

具体的には、模型実験自体の実験再現性の検証、テールボイド量の幾何学的縮尺率からの乖離が及ぼすメカニズムへの影響評価および現場計測結果に対する近似度の評価を経た遠心模型実験結果を用いて地盤変形メカニズムを考察した。

その結果、軟弱粘性土においてシールドテールボ

イド発生以後の地盤変形メカニズムは、次に示す三段階のフェイズによって解釈できることが理解できた。

① フェイズ1は、テールボイド沈下区間に相当する。周辺地盤は、テールボイド発生に伴う応力解放により、概ねトンネル中心に向かい、テールボイドを埋める様に変位する。二次元弾性論による無限地盤中円孔周りの変位分布に類似している。

② フェイズ2は、後続沈下区間でなおかつ、トンネル軸方向に発生する応力解放の影響を受ける区間に相当する。周辺地盤は、横断面内で地盤が覆工に接触した後、トンネル周りに集中した応力にตอบสนองする形で弾塑性変形が進行する。さらにこの変形に加えて、トンネル軸方向に継続して発生するテールボイドの解放力が後方の計測断面に伝わることにより、付加荷重が作用して変形が進行する。その結果、側壁部において、間隙水圧の急速な上昇による有効応力の減少およびトンネル軸方向に伝わる付加荷重による全応力の増加により、すり鉢状にすべり面、すなわちせん断破壊面が発生する。すべり面より上位に位置する地盤の変位は、あたかも一塊のブロックの様に、すり鉢状のすべり面に沿ってトンネル底部に向かい移動する。

③ フェイズ3は、後続沈下区間でなおかつ、トンネル軸方向に発生する応力解放の影響を受けない区間に相当する。フェイズ2の段階でトンネル軸方向に伝達する付加荷重により累積された過剰間隙水圧が、付加荷重の寸断後、消散する過程で発生する地盤変形である。正規圧密粘土においては、正の過剰間隙水圧が消散する過程で、周辺地盤全体が圧密沈下すると共に、すり鉢状に発生しているすべり面に沿ったせん断変形も併せて進行する。過圧密粘土においては、クラウン部のみ発生している過剰間隙水圧が消散するものの、地盤変形への影響は小さく、顕著な地盤変形は見られない。

今後は、今回示したメカニズムを援用し、既往の現場計測結果を再分析・再評価し、軟弱粘性土においてシールドテールボイド発生以後の地盤変形特性の一般性について更に検討を進める。具体的には、テールボイド沈下と後続沈下それぞれにおける、層別沈下計から得られる鉛直ひずみの分布特性による評価となろう。

参考文献

- 1) 大塚正博, 山崎剛, 日下部治: 軟弱粘性土中シールド施工時における裏込め注入有無によるトンネル直上地盤変位の差異, 土木学会論文集, No. 624/Ⅲ-47, pp. 51-64, 1999.

- 2) 山崎剛, 大塚正博, 日下部治: 軟弱粘性土でのシールドテールボイド発生による周辺地盤の変形挙動, 土木学会論文集, No. 631/Ⅲ-48, pp. 311-328, 1999.
- 3) 山崎剛: シールド工法の調査・設計から施工まで「9.2.1, 地盤変状の予測解析」地盤工学・実務シリーズ3, pp. 424-434, 1997.
- 4) 足立紀尚: 模型試験とその限界, 土と基礎, Vol. 40 No. 5, pp. 1~4, 1992.
- 5) 真下英人, 井手統一, 水谷敏則: 粘性地盤におけるシールドトンネルの作用荷重に関する実験的研究, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, pp. 108~109, 1989.
- 6) 須網功二, 名倉克博, 種村宣彦, 石田修: 遠心載荷装置を用いたシールド模型実験, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集, pp. 1348~1349, 1994.
- 7) 野本寿, 三戸憲二, 今村眞一郎, 上野勝利, 日下部治: 施工過程を考慮したシールドトンネルの遠心模型実験, 土木学会論文集, No. 529/Ⅲ-33, pp. 47-56, 1995.
- 8) 小笠原政文, 佐々木一哉, 藤井義文, 真川三雄: 超近接トンネルの断面力特性に関する遠心力実験, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, pp. 324~325, 1996.
- 9) 岸田隆夫, 半沢秀郎: サンプリング過程における粘土の強度変化についての一考察, 昭和56年度サンプリングシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 41~46, 1981.
- 10) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elastoviscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 71-87, 1987.
- 11) 太田秀樹, 成廣明雄, 山崎剛, 後藤政昭: 軟弱粘性土の弾粘塑性パラメタの実験による同定, 第23回土質工学研究発表会, pp. 545-548, 1988.
- 12) 龍岡文夫, 生原修: 模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響Ⅲ, 生産研究, 36巻, 3号, pp. 158-161, 1984.
- 13) ウォン・シンファン, 丸山隆, 斉藤邦夫, 木村孟: 正規圧密地盤内の2次元トンネルの変形破壊挙動, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp. 1551~1554, 1985.
- 14) Takemura, J., Kimura, T. and Wong, S.F.: Undrained stability of two-dimensional unlined tunnels in soft soil, Proc. of JSCE, No. 418, Ⅲ-12, pp. 267~277, 1990.
- 15) Mair, R. J.: Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay, Ph.D. Thesis, Cambridge University, 1979.
- 16) 藤田圭一: 基礎工からみたシールド工法, 基礎工, pp. 2-14, 1983. 10.
- 17) 桑原力, 小林健郎: トンネル周辺地盤変位計測結果と一考察, 土と基礎, 28-12, pp. 49-56, 1980.
- 18) 伊藤雅夫, 勝又正治, 松井幹雄: シールド掘進を考慮したFEM解析, 前田建設技術研究所報, Vol. 26, pp. 1~7, 1985.
- 19) 橋本正, 高見邦幸, 中廣俊幸, 八谷誠: 切羽およびテールボイドの影響を考慮したシールドトンネルの地盤変形解析について, 第23回土質工学研究発表会, pp. 1941-1942, 1988.
- 20) 石嶋嶺, 島村誠, 岡留孝一: 軟弱粘性土地盤におけるシールド工事の施工, 電力土木, No. 245, pp. 59-66, 1993. 5.
- 21) 野本寿, 今村眞一郎: 遠心実験による砂地盤中のシールドトンネルの覆工土圧と沈下性状について, 土木学会論文集, No. 561/Ⅲ-38, pp. 283-293, 1997.
- 22) 笠井靖浩, 藤井綱男, 野田賢治: テールクリアランスの連続管理を実施したシールド施工実績, 電力土木, No. 260, pp. 73-80, 1995. 11.
- 23) 有泉毅, 岡留孝一, 五十嵐寛昌, 長屋淳一: シールド洞道に働く施工時荷重に関する分析, トンネル工学研究発表会論文・報告集第9巻, 土木学会, pp. 71-78, 1999.
- 24) 橋本正, 長屋淳一: 実測値からみた土圧挙動, 現場技術者のための土質工学講習会③土圧の見方と設計への応用, 土質工学会関西支部, pp. 23-38, 1995.
- 25) 平田武弘: 土圧式シールド掘削に伴う軟弱粘性土地盤の挙動と施工管理, 土木学会論文集, No. 355/Ⅵ-2, pp. 114-123, 1985.

(2000. 1. 25 受付)

MECHANISM OF GROUND DEFORMATION DUE TO TAIL VOID OF SHIELD IN SOFT CLAY OBSERVED IN FIELD AND CENTRIFUGE MODEL

Takeshi YAMAZAKI, Masahiro OHTSUKA, Osamu KUSAKABE,
Mituo KURIHARA and Hiromasa IGARASHI

An attempt was made to examine the mechanism of ground deformation due to tail void formation in shield tunneling in soft clay by using a series of centrifuge model tests, in which the reproduction of stress-strain characteristics and boundary conditions is possible. After confirming the repeatability and reliability of the model test data, the mechanism of ground deformation was deduced from the data of ground displacements, pore pressures and earth pressures on lining. It was shown that the ground deformation mechanism can be well explained by newly defined three phases