

## シールド掘進に伴う地盤変位に関する研究

STUDIES ON DISPLACEMENT OF SOFT GROUND CAUSED  
BY DRIVING OF SHIELD TUNNEL

小林 健郎\*・西松 裕一\*\*

By Tatsuo KOBAYASHI and Yuichi NISHIMATSU

### 1. 序論

都市トンネルの主要な施工法であるシールド工法は、普及当初から地盤沈下の少ない工法として注目されていた。昭和45年以後、シールド工事量の増加とともに技術も向上し年々難しくなる地質条件、施工条件を克服することができるようになった。しかしながら沈下への対応はいまだ解決されず、古くて新しい問題として、残されている。

シールド掘進に伴う地盤変位に関する既往の研究を概観すると次のとくである。模型実験による研究としては村山<sup>1)</sup>、藤村ら<sup>2)</sup>のものが挙げられる。彼らは降下床実験により地中および地表沈下現象を考察している。また、島田<sup>3)</sup>は降下床実験と現場実測データとにより地表沈下の形状、沈下量の予測式を提案した。関数理論を用いた研究としては Jeffery<sup>4)</sup> の研究がよく知られている。彼は円形トンネルの弾性解として地表面の沈下形状を求めた。さらに Jeffery の式をもとに Limanov<sup>5)</sup> がトンネル直上の最大沈下量の予測式を誘導している。Litwiniszyn<sup>6)</sup> は確率モデルを用いて沈下形状が正規分布となることを説明したが、Peck<sup>7)</sup> は Vinel と Herman の現場実測例を引用して、その考え方方がほぼ妥当であることを示している。森<sup>8)</sup>は地山応力解放による粘土地盤の圧密沈下予測計算値を示している。FEM を用いた研究としては宮下<sup>9)</sup>が弾性解を行い、川本<sup>10)</sup>が FEM 解析と現場実測を比較し両者が一致しない点を局部沈下現象で説明している。以上、シールドの地盤変位に関する従来の研究を概観したが、これらの研究は模型実験あるいは解析等、単独の方法による研究が大部分であることのほか施工面に対する考慮がほとんどなされていない。このような現状に鑑み本研究では模型実験、現場計測、

FEM 解析を組み合わせ沈下発生の機構を調べ、沈下を防止する施工法の検討を試みた。

地盤沈下が問題となる地質は切羽の状態が非自立性の軟弱な地山であり粘性土においては流動性粘土およびシルトである。砂質土においては地下水位面上でシルト、粘土の含有率が少なく均等係数が小さい崩壊性砂および地下水水面下にある崩壊性または剝落性の砂、砂礫である。

シールド掘進による地盤変位現象は地質、掘削径、土被り、時間、地下水等の条件のほかに施工法、施工成績等による影響の条件が加わり、おののの条件は互いに関連し複雑な様相を呈している。このような多様で変化に富む現象を単独な手法で究明することは難しく、複数の方法を組み合わせ、これらを互いに補いながら解明していくことが妥当な策と考えられる。したがって本研究では模型実験、現場計測、FEM 解析の三者を組み合わせ掘削量の過不足を表わす取込率等のインデックスを中心にして、総合的に検討していく。なお本研究はトンネル横断方向に偏り行うものであり縦断方向については別途、述べることとする。

### 2. 粘性土の取込率と地盤変位

#### (1) シールド掘進模型実験

##### a) 模型実験概要

本実験の目的は、シールド掘進に伴って生ずる地盤変位が粘性土において、どのように発生するかを見極め、合わせて取込率（単位トンネル長当たりの実掘削量に対する理論掘削量の比）の影響を調べるところにある。模型実験による地盤変位は土被り  $H$  と掘削径  $\phi$  の比、すなわち土被り比  $H/\phi$  を 1.23 と一定にして取込率を 105～86% に変化させ、模型シールドを土槽内で掘進し地盤内に設置した計測素子の動きを測定することにより

\* 工博 前田建設工業(株) 土木設計部設計課長

\*\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部資源開発工学科

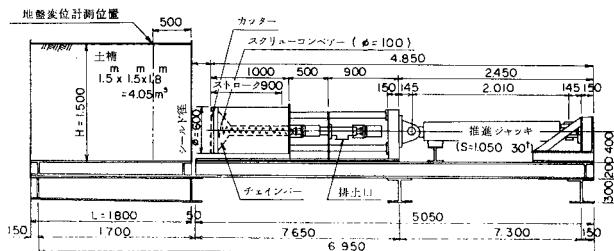


図-1 シールド模型図

求めた。実験に用いた模型シールドは図-1に示すごとく、外径 600 mm、掘進長 900 mm の土圧シールドであり、スポーク型カッター、円錐状のチエインバー、排土用スクリューコンベア等が主要駆動部分となっているテールボイドのない円筒形のものである。地盤変位は坑口より 500 mm 離れた計測横断面において、6 鉛直測線 上に 42 測点、5 水平測線上に 15 測点、合計 11 測線上に 57 測点を設けて計測した。変位計測点には図-2に示すごとく直径 15 mm の計測素子がセットされていて、これに取り付けたテフロンシースで外被されている直径 0.4 mm の測定ワイヤーの上端が、蓮根状の計測ベース 内で滑動できる端子に接続されている。計測は計測素子の動きが端子に伝わり、その動きを計測ベースの基面よりダイアルデプスゲージにて測定する方法を用いた。

### b) 実験条件およびその吟味

模型地盤に使用した粘性土は東京都江東区西瑞江町のブラインドシールド現場発生土であり土質性状は表-1に示すとおりであった。模型地盤は計測素子間隔等も勘案し層厚 15 cm 分の試料土を投入し 1 層ごとに体重 60 kg の作業員が踏み固めて作製したが、その他特にサーチャージを加え圧密させることはしなかった。したがって局部的には密度の低い状態が発生している可能性もあるので製作後 2 日間放置し土の落ち着きを待った。この間に約 5 mm の圧縮が認められた。用いた試料の含水比は 54.4% と液性限界 47.3% より大きいが、ブロック状になっているため 60 kg 程度の軽い荷重では締め固めが可能であった。実験直前には掘進と無関係の位置にコーン貫入試験を 3 本を行い、地山状態をチェックしたが表-1に示す力学特性値は、このときの測定値および測定平均値より換算した値である。測定結果によると粘着力の最小値は  $0.04 \text{ kg/cm}^2$  (0.39 kPa) で、最大値は  $0.15 \text{ kg/cm}^2$  (1.27 kPa) であり模型地盤は不均一な状態であった。

シールド掘進はカッター回転数 4 rpm、掘進速度 2.0 cm/min を一定に保ち、スクリューコンベアの回転数を 18~30 rpm に変化させ、取込率の調整を行いつつ実施した。取込率はシールド掘進 7 段階 (15, 30, 40, 50, 60, 75, 85 cm) の各ステップごとに排土重量を計測し

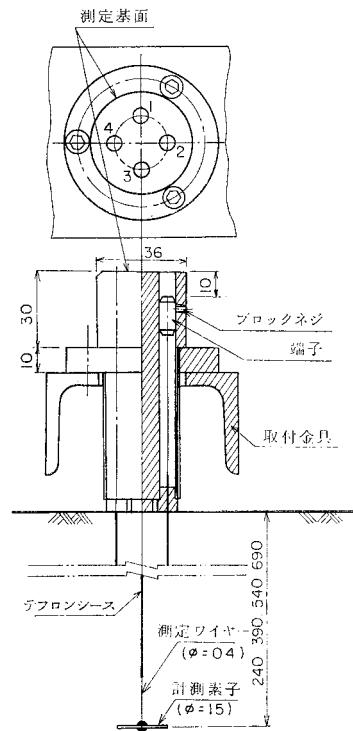


図-2 地中変位計測装置図

表-1 粘性土土質試験結果

採取地層			沖積シルト質粘土層
自然状態 間隙比	自然単位体積 隙比	含水量比	$\omega = 54.4\%$ $r_f = 1.66 \text{ t/m}^3 (16.3 \text{ kN/m}^3)$ $e = 1.50$
粒度 度	砂分 シルト分 粘土分 日本統一分類	含有率 含有率 含有率 類	$S = 31\%$ $M = 48\%$ $C = 21\%$ $ML$
コシシス ンシス ンシス	液塑性 限界 液塑性 限界 液塑性 指數 液塑性 指數	界限 界限 指數 指數	$W_L = 47.3\%$ $W_P = 30.7\%$ $I_P = 16.6\%$ $I_L = 143\%$
力学特性 力特性	コ貫入試験 最平	小大均 小大均 小大均 小大均 小大均 小大均	$0.04 \text{ kg/cm}^2$ (0.39 kPa) $0.15 \text{ kg/cm}^2$ (1.27 kPa) $0.06 \text{ kg/cm}^2$ (0.59 kPa) 平均値より推定した $E$
			$E = 210 C = 12.6 \text{ kg/cm}^2$ (123.0 kPa)

総排土重量と地山単位体積重量から算出した。地山単位体積重量は内径 200 mm、長さ 300 mm の大型円筒形採土容器 3 個により求めた値の平均値とした。

変位計測は掘進 7 段階ごとにシールドを停止して行い 1 実験に 2 時間を要した。最終変位量は掘進終了 24 時間後の変位測定値より、あらかじめキャリブレーション計測より求めた自然圧縮量を差し引いた値とした。

本研究の模型実験が現場の条件に比べて非現実的なものとならないために、表-2 に示すような 10 項目の影響因子を選択し次元解析<sup>9), 10)</sup>を行った結果、無次元積を

次のとくに得た。すなわち、 $\pi_1 : L/D$ ,  $\pi_2 : l/D$ ,  $\pi_3 : r$ ,  $\pi_4 : D_f/D$ ,  $D_s : D^2/EP$ ,  $\pi_6 : Dn/v$ ,  $\pi_7 : D\omega/v$  である。条件  $\pi_1\pi_2\pi_3\pi_4$  が成立するように縮尺を決定し、条件  $\pi_5\pi_6\pi_7$  については本実験の縮尺比  $1/10$  として次のとくに考えた。条件  $\pi_5$  は推力  $P$  とシールド径の2乗  $D^2$  とが比例するという関係から地山変形係数の検討が必要と判断される。模型地盤の変形係数が表-1に示すとく  $12.6 \text{ kg/cm}^2$  ( $123 \text{ kPa}$ ) であったと予測されるので、これを10倍すると  $126 \text{ kg/cm}^2$  ( $1230 \text{ kPa}$ ) となり実物の地山変形係数では妥当な値であると考えてよい。条件  $\pi_6\pi_7$  は表-3に示すとく各要因の縮尺比を定めることにより、模型は相似則をほぼ満足しているものと考えられる。

変位計測の実験精度に関してはダイアルゲージで  $1/100 \text{ mm}$  まで読み取られているが、計測素子と測定ワイヤーが地山の挙動と共に一体となっている保証はなく、測定者の個人誤差も考慮すれば  $1/10 \text{ mm}$  程度までの精度と推定される。ただし計測値の絶対値とは別に測点相互間の変位関係を検討する場合には  $1/20 \sim 1/50 \text{ mm}$  程度までの精度が期待できるものと考えられる。取込率の精度については地山単位体積重量の測定精度に支配され、3桁まで有効と判断される。

### c) 模型実験結果

実験は取込率を変化させて  $105, 101, 99, 94, 92, 86\%$  の6ケースについて行った。実験結果の一例を取込率  $101\%$  について示すと図-3、図-4のとおりである。図-3は計測した一部について各測点ごとに掘進長に対する変位量を示し、最終変位量を( )内に表わした。図-4は計測横断面の最終沈下量、圧縮領域、等変位曲線ならびにFEM弾性解析によるひずみ0ラインをも

表-2 影響因子

要 因	記 号	単 位	次 元
シールド径	$D$	cm	L
シールド長	$L$	cm	L
テールボイド量	$l$	cm	L
取込率	$r$	%	$M^0L^0T^0$
土被り	$D_f$	cm	L
掘進速度	$v$	cm/s	$LT^{-1}$
地山の変形係数	$E$	$g/cm \cdot s^2$	$ML^{-1}T^{-2}$
推力	$P$	$g \cdot cm/s^2$	$ML^{-1}T^{-2}$
カッター回転数	$n$	rad/s	$T^{-1}$
オーガー回転数	$w$	rad/s	$T^{-1}$

表-3 実物と模型との比

要 因	実 物	模 型	比
シールド径 $D(\text{m})$	6.00	0.60	$1/10$
推進速度 $v(\text{cm}/\text{min})$	5.0	2.0	$1/2.5$
カッター回転数 $n(\text{rpm})$	1	4	4
オーガー回転数 $w(\text{rpm})$	6	$18 \sim 30$	$3 \sim 5$
取込率を変化させるため			

$$\pi_6 : Dn/v = 1/10 \times 4/1/2.5 = 1, \pi_7 : Dw/v = 1/10 \times 3 \sim 5/1/2.5 = 1$$

示した。当然のことながら、ひずみ0ラインの下部が圧縮領域である。

### (2) 現場計測結果

粘性土地盤における地盤内現場計測の概要是表-4に示すとくである。同表によると掘削径と土被り比はま

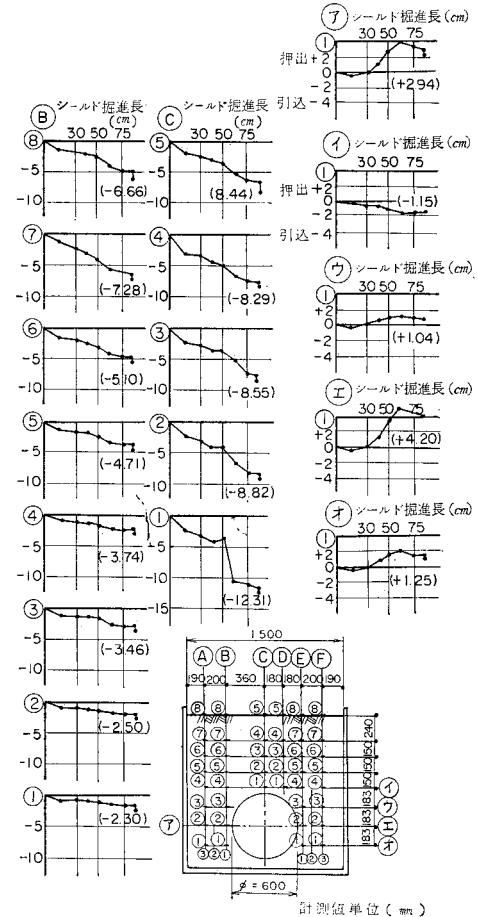


図-3 粘性土模型実験結果 (取込率 101%)

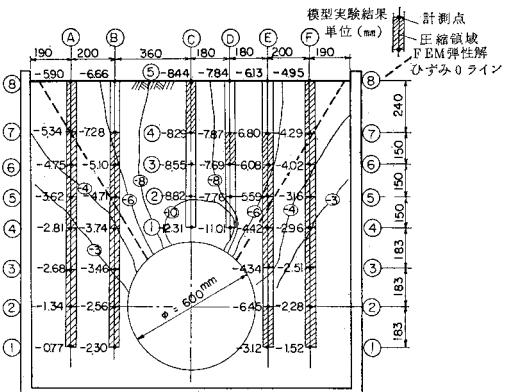


図-4 粘性土模型実験最終変位結果 (取込率 101%)

表-4 粘性土地盤変位計測現場

地山	工事名	施工場所	地質	シールドマシン	取込率	摘要
粘性土	菊川町地下鉄 (都交通 10号線)	東京都江東区森下町	沖積層シルト質粘土	オープン手掘 $\phi=7.141$	98~100%	$H/\phi=1.75$
	Hトンネル (国鉄第二東海道)	東京都港区浜松町	沖積層シルト質粘土	メカ力 $\phi=7.100$	104.7%	$H/\phi=3.31$
	天王町 (横浜市下水道)	横浜市保土谷区天王町	沖積層粘土質シルト	ブラインド $\phi=3.910$	99.7%	$H/\phi=2.81$
性 土	A市地下鉄	—	沖積層粘土質シルト	ブラインド $\phi=6.320$	100%	$H/\phi=1.90$
	B鉄道	—	沖積層シルト、砂	オープン手掘 $\phi=7.100$	不明	$H/\phi=2.73$
	英國押管	Othford Junction near Sevenoaks, UK	粘性土盛土	オープン手掘 $3.150 \times 3.150$	不明	Tunnels & Tunnelling September 1980 文献による $H/\phi=0.79$
	川越(埼玉県荒川右岸流域下水道)	埼玉県川越市大字小仙波	沖積層粘土	土圧 $\phi=2.750$	98~100%	$H/\phi=1.64$

ちまちであるが、取込率はいずれもほぼ 100% 前後である。現場計測結果の一例として菊川町<sup>11)</sup>の場合を示すと図-5 のとおりである。この現場は圧気を補助工法とした手掘シールドであり、取込率は 98~100% であった。同図の横断面に示す変位量は最終沈下量であり、各測線の圧縮領域は前図と同様に示してある。変位量の経時変化はトンネルセンター①測線と、側部②測線について示してある。

### (3) 模型実験結果と現場計測結果の検討

#### a) 模型実験結果の検討

図-3 によると取込率 101% におけるトンネル直上部 C<sub>1</sub> の沈下量は -12.51 mm で、それ以浅 C<sub>2</sub>~C<sub>5</sub> の沈下量はおむね -8.5 mm の同量であった。トンネルセンター C<sub>1</sub> 測線の最終変位は取込率によって変位状態の相違が認められ、そのパターンは図-6 のごとくまとめられる。またトンネル直上部 C<sub>1</sub>、土被り中央部 C<sub>3</sub>、地表部 C<sub>5</sub> の各変位量と取込率との関係は図-7 に示すとおりであった。同図によるとトンネルセンター地表部 C<sub>5</sub> が沈下 0 となる取込率は 95% 付近であり、95~101% 間では C<sub>3</sub> と C<sub>5</sub> との沈下量が同一であって、C<sub>1</sub>C<sub>3</sub>C<sub>5</sub> の沈下が等しくなるのは 100% 付近である。

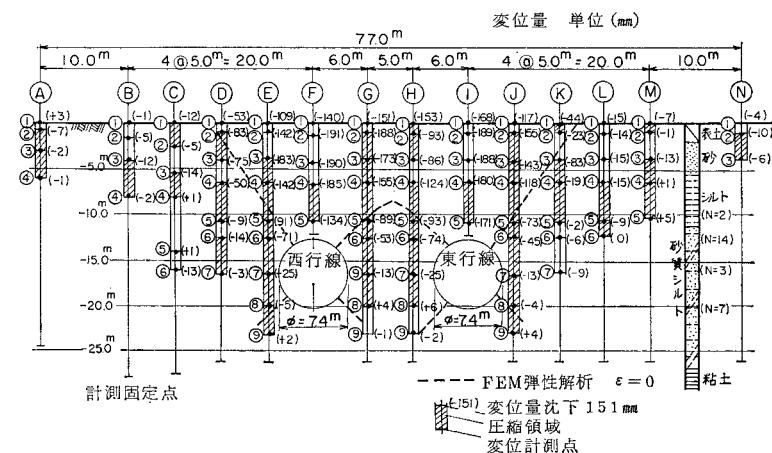


図-5 菊川町地盤変位計測例

トンネル横断面における圧縮領域の形成状態と等変位曲線とについては取込率 101% の例が図-4 に示されて

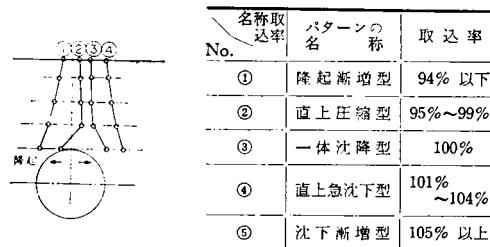


図-6 粘性土地盤変位パターン図

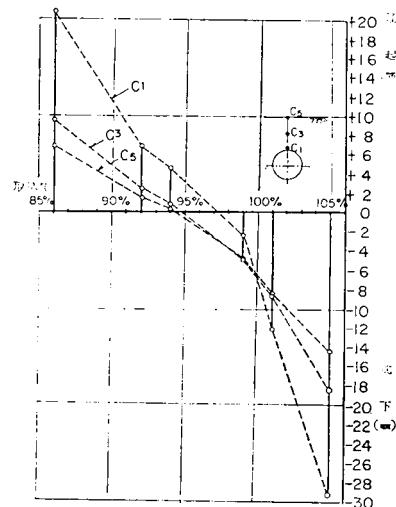
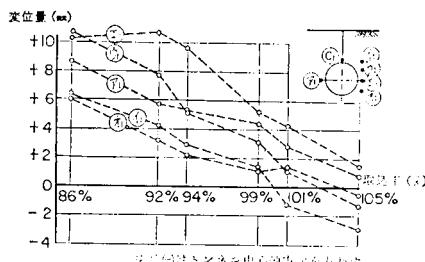
図-7 粘性土トンネルセンター  $C_1, C_3, C_5$  変位結果

図-8 粘性土水平方向変位結果

いる。同図によるとトンネル側部 ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ の圧縮範囲は ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ 測点までであり、FEM 弾性解による限界点 ⑦, ④~⑤, ⑤~④, ⑦ をはるかに超えて地表近くまで発達している。なお本文では省略したが、このような現象は取込率が増加するに従ってより顕著に現われる傾向にあった。また等変位曲線は後に述べる砂の場合に比べ縦長の半長楕円形状を呈している。

トンネル周辺の横断面水平方向変位状況は図-8 に示すとおりであった。同図によると取込率が減少するにつれてトンネル周辺が押し出される傾向が認められる。また 101% 以上になる

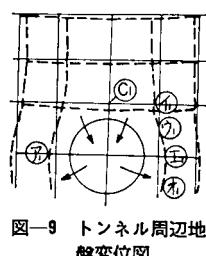
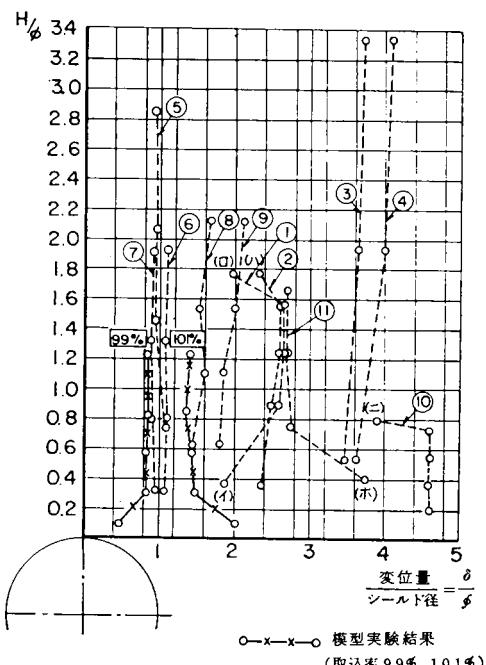


図-9 トンネル周辺地盤変位図

とトンネル上半イ<sub>1</sub>, ウ<sub>1</sub>, には引き込みの現象が現われ、図-7 によればトンネル頂部 C<sub>1</sub> は 99% 以上で引き込みが認められる。この結果から取込率が 100% 程度になると、トンネル周辺は図-9 に示すような挙動を呈するものと推定される。



現場番号	現場名	シールド径 (m)	土被り (m)	取込率 (%)
①	菊川町西行線	7.14	13.0	98
②	菊川町東行線	7.14	13.0	100
③	Hトンネル上り線	7.10	23.5	104.7
④	Hトンネル下り線	7.10	23.5	104.7
⑤	天王町	3.91	11.0	99.7
⑥	A市地下鉄上り線	6.32	12.0	100
⑦	A市地下鉄下り線	6.32	12.0	100
⑧	B鉄道上り線	7.10	19.4	不明
⑨	B鉄道下り線	7.10	19.4	不明
⑩	英吉利海峡 Flood relief culvert	3.15	2.5	不明
⑪	川越	2.75	4.5	100

現場番号	検討計測点	検討結果
①	(イ)	取込率が 98% であり、実験結果も同様な傾向であった。
①	(ロ)	地表付近は、埋設物、通路舗装等で沈下が抑えられたものと推定される。
②	(ハ)	同上
⑩	(ニ)	地表は、鉄道の道床、レール、枕木等で誤差を生ずる可能性がある。
⑪	(ホ)	測点が砂質シルト中にあり、地盤の変位が砂質土的な挙動をしたものと推定される。

図-10 粘性土トンネルセンター変位計測結果

### b) 現場計測結果の検討

現場計測例は図-5に示されているが、この結果によるとトンネルセンター⑩⑪計測線の深度別最終沈下量は180mm程度のほぼ同量であり、総時変化(⑪測線)も同様な様相を呈している。これに対して側部は⑪測線の深度別変位に示されているように②③④⑤⑥⑦測点の順序で沈下量が減少していく圧縮領域が地表付近にまで発達している。このような現象は他の現場計測6例においても同様に認められた。

### c) 模型実験と現場計測結果との対比

トンネルセンター土被り部地中変位の現場計測結果11例については図-10に示した。各計測例は掘削径と土被りが異なるので土被り比 $H/\phi$ と、変位量の掘削径に対する比 $\delta/H$ により整理した。同図によると11例のうち3例を除き本模型実験結果の取込率100%付近の挙動ときわめてよく対応しており、異なった動きを呈する3例(イ)～(ホ)は同図中の別表に示すような原因により模型実験結果と異なったものと考えられる。

トンネル側部の圧縮領域は図-11に示すとおりである。同図によると現場計測11例17測線のうち②菊川東行線右1.34φ測線を除き他の16測線は、すべて圧縮範囲がFEM弹性解による圧縮範囲を超えて上方にまで発達していく、取込率100%以上の実験結果と一致している。

以上により現場におけるシールド掘進時の地盤挙動は本模型実験における地盤内挙動とほぼ同様であったと判断され、これにより本模型実験は現場の地盤挙動を適切に表わしていると考えてよい。

## 3. 砂質土の取込率と地盤変位

### (1) シールド掘進模型実験

本実験は粘性土で行ったと同様な目的および方法によ

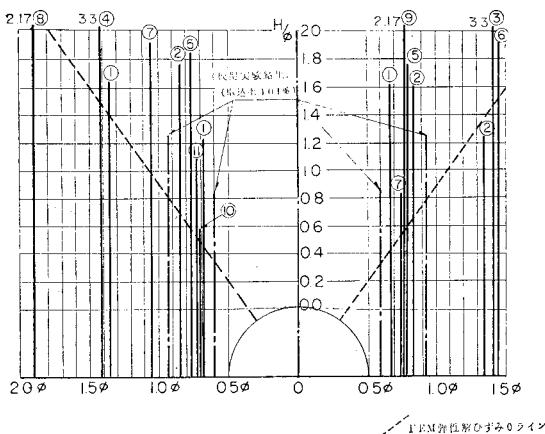


図-11 粘性土圧縮領域

表-5 砂質土模型実験内容

Case	取込率	Case	取込率	Case	取込率
1	107%	$H/\phi=1.0\text{①}$	102%	サーチャージ(A)	89%
2	104%	$H/\phi=1.0\text{②}$	102% (取込不均一)	(B)	93%
3	98%	$H/\phi=1.0\text{③}$	96%	(C)	90%
4	95%	$H/\phi=1.0\text{④}$	92%		
5	91%	$H/\phi=0.8\text{①}$	101%		
6	85%	$H/\phi=0.8\text{②}$	96%		

リ砂質土における地盤

内変位と取込率の影響を調べたものである。

実験は表-5に示すごとく粘性土と同様に土被り比( $H/\phi=1.23$ )を一定に保ち、取込率は107, 104, 98, 95,

91, 85%の6段階に変化させた。ほかに、土被り比を1.0, 0.8と標準土被り比1.23に比べ小さくした場合、サーチャージを加えた場合、推進速度、カッターレバーレンジ等を変化させ取込状態を不均等にした場合についても実験を行った。

模型地盤に用いた砂は相模川より採取した川砂であり、砂の性状は、表-6に示すとおりである。地山単位体積重量を求める試料の秤量には粘性土の場合より小さい内径75mm、長さ65mmの採取容器3個を用いた。土被りの少ない場合は土被りを60cmまたは48cmに減じ、サーチャージのある場合は標準土被り74cmの上に0.91t/m<sup>2</sup>(0.89kPa)または0.66t/m<sup>2</sup>(0.65kPa)の砂を上載した。取込不均等の場合は土被り、平均取込率は同一にして掘進速度、排土スクリュー回転速度を一時的に急変させて排土状態を脈動させた。このほかの実験条件は粘性土の場合と同様である。

表-6 砂の性状

疎	分 (%)	0
砂	分 (%)	90.6
シルト・粘土分	(%)	9.4
最大粒径(mm)		9.52
$D_{10}$ (mm)		0.093
均等係数		5.6
曲率係数		0.83
統一分類		S F
含水比		5~7%

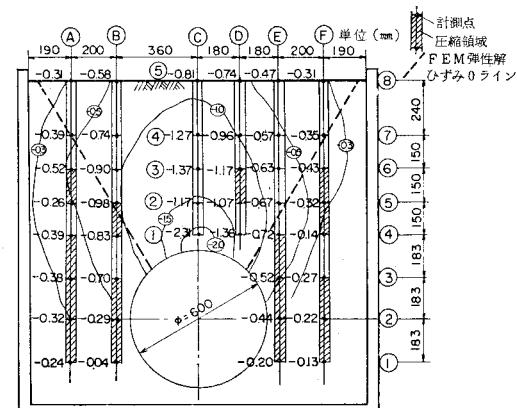


図-12 砂質土 Case 4 模型実験結果(取込率 95%)

模型実験結果については計測横断面鉛直方向の最終変位量の例を図-12より図-14に示す。図-12は標準土被り状態の取込率95%の場合であり、図-13は土被り状態の取込率95%の場合である。

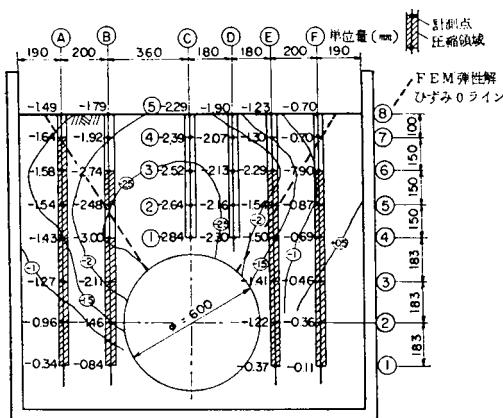


図-13 砂質土 Case  $H/\phi=1.0$  ① 模型実験結果  
(取込率 102%)

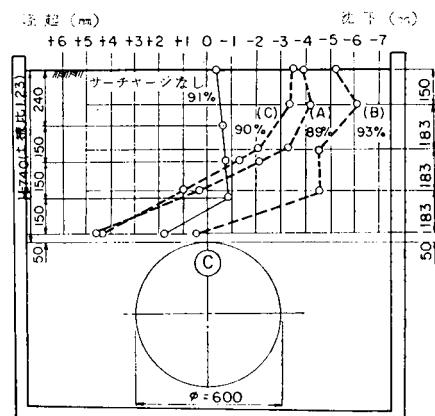


図-14 砂質土サーチャージ(A)(B)(C)  
模型実験結果

りの少ない場合である。図-14にはサーチャージのある場合が示されている。

## (2) 現場計測結果

砂質土地盤における地盤内現場計測は表-7に示すごとく行われた。同表によると掘削径と土被り比はまちまちであるが、取込率はほぼ100%前後で施工されている。現場計測結果の一例として、ある地下鉄現場におけるものを示すと図-15のとおりである。この現場は土圧式シールドにより施工され取込率は100%であった。同図に示す①測線はビル下であり、②③④測線は一般道路下であった。

## (3) 模型実験結果と現場計測結果の検討

### a) 模型実験結果の検討

図-12によると取込率95%におけるトンネル直上部C<sub>1</sub>の沈下量は-2.31mmで、地表に向かって沈下量が減少し地表C<sub>5</sub>は-0.81mmであった。トンネルセンターC測線の変位状況は取込率により異なり、そのパターンは図-16のごとくにまとめられる。また、トンネル直上部C<sub>1</sub>、土被り中央部C<sub>3</sub>、地表部C<sub>5</sub>の各変位量と取込率との関係は図-17に示すとおりであった。同図によると、トンネルセンター地表部C<sub>5</sub>が沈下0となる取込率は91%付近と判断される。

トンネル横断面における圧縮領域の形成状態と等変位曲線とについては、取込率95%の例が図-12に示されている。同図によるとトンネル側部の圧縮領域は、FEM弾性解の圧縮領域程度と判断されるが、本模型実験結果によると取込率が増加するに従って徐々に領域が地表面付近にまで発達する。ただし粘性土のように高い範囲にまでは発達しなかった。また等変位曲線は粘性土の場合に比べ丸形に近い半長楕円形状を呈している。

トンネル周辺の横断面水平方向変位状況は図-18に示すとおりであった。同図によると取込率が減少するにつれて粘性土の場合と同様にトンネル周辺は押し出される傾向が認められる。また95%以上になるとトンネル上半部、ウ<sub>1</sub>は引き込みの現象が現われ、図-17によ

表-7 砂質土地盤変位計測現場

地山	工事名	施工場所	地質	シールドマシン	取込率	摘要
美濃(大阪市下水道)	大坂市生野区美濃園	洪積層砂	削土密封 $\phi=3.040$	99%		$H/\phi=2.14$
砂青森下水(青森市公共下水八重田幹線)	青森市大字造道字磯野	沖積層疊混り砂	泥水加压 $\phi=3.540$ $\phi=2.590$	99.3% 101.6%		$H/\phi=1.07 \text{ or } 1.81$
質C市地下鉄	—	洪積層砂	土圧 $\phi=7.450$	100%		$H/\phi=2.15 \text{ or } 3.09$
土英國押管	Oxford Junction near Sevenoaks, UK	砂質土盛土	オープン手掘 $3.150 \times 3.150$	不明	Tunnels & Tunnelling September 1980 文献による $H/\phi=0.79$	
川越(埼玉県荒川右岸流域下水道)	川越市大字小仙波	沖積層砂	土圧 $\phi=2.750$	98%		$H/\phi=1.64$

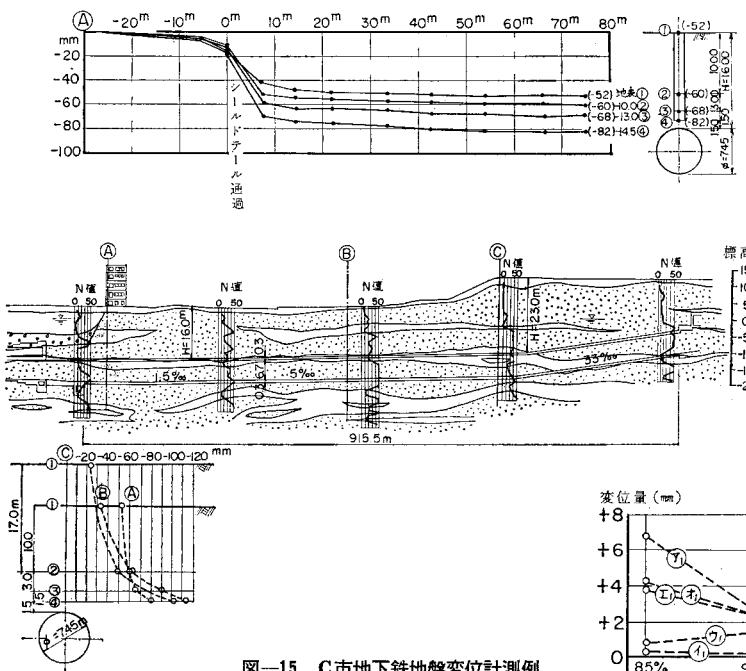
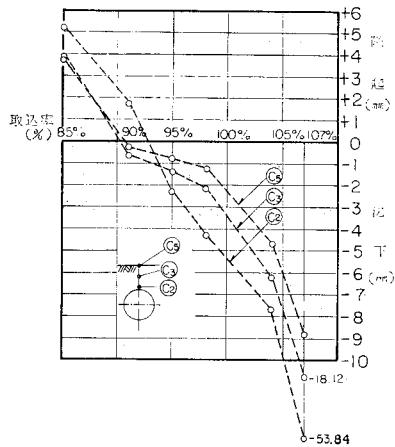
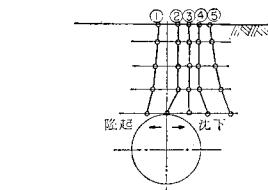


図-15 C市地下鉄地盤変位計測例

図-17 砂質土トンネルセンター  $C_1C_2C_3$  変位結果

ればトンネル頂部  $C_1$  は 95% 以上で引き込みが認められる。このような結果により取込率が 95% 以上になると粘性土の場合と同様図-9に示すような挙動を呈するものと推定される。

各取込率ごとに土被りの少ない場合と標準土被りの場合とを比較すると、トンネル直上付近を除けばトンネルセンター上の変位量は、土被り量とはほぼ無関係にトンネル天端からの距離によって決まってくる。また図-19(左)の模式的な等変位曲線に示すごとく土被りの少ない場合は、標準土被り部の上方を切断したような等変位線を呈している。図-13と図-12を比較しても、前者の曲線が偏平となっていることが認められる。このような



No.	名称取込率 No.	パターンの名稱	取込率
①	隆起漸増型	90% 以下	
②	直上圧縮型	90%~93%	
③	直上急沈下型	94%~103%	
④	沈下漸増型	103% 以上	

図-16 砂質土地盤変位パターン図

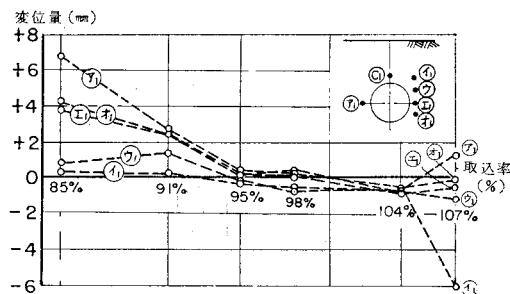


図-18 砂質土水平方向変位結果

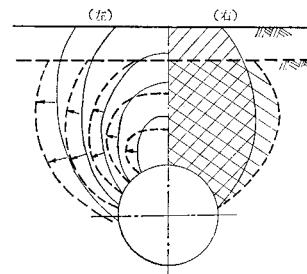


図-19 等変位曲線比較図

結果は、図-19(右)のごとく地盤内等変位曲線の包括する面積は取込率、地山の変形係数が同等であれば等しいので、土被りの少ない場合は面積確保上、側方に拡大せざるを得ないと考えれば説明できる。

サーチャージを加えた場合は、サーチャージのない場合と比較すると図-14に示すごとく、トンネルセンターにおいて直上部は同様な変位量であるが、地表付近では大きな沈下が発生する。またサーチャージ量の大きい方が地表沈下も大きくなる傾向を示している。

取込率を 102% と同一にして行った込みの均等、不均等の条件差による地盤変位への影響に関する実験結果は、トンネルセンター C 測線においてトンネル直上を除き不均等の方が大きな沈下量を与えた。またトンネル

周辺水平方向の変位は不均等の方が大きかった。このような結果から取込みを不均等にすると図-9のごとき挙動がさらに助長されることになり、沈下対策上好ましくないと判断される。

### b) 模型実験結果と現場計測結果との対比

トンネルセンター土被り部地中変位の現場計測6例を粘性土の場合と同様に整理を行い、図-20に示した。これによると現場計測結果は、地表より深度を増すに従って沈下量が増加し、本模型実験結果の取込率94%以上の場合に類似している。またトンネル側部における圧縮領域の現場6例を図-21に示した。同図によると計測結果の圧縮領域はFEM弾性解の圧縮範囲を超えて上方にまで及んでいて、模型実験における取込率98%以上の場合と同様である。

トンネル周辺地盤の水平変位の測定は⑦青森下水の現場において行われた。同現場は泥水加圧シールドにより下水道を築造したものであり掘削径は3.54m、土被りは3.80mであり地盤はN値10の沖積砂であった。計測結果<sup>12)</sup>によるとトンネル側部および下方部が押出

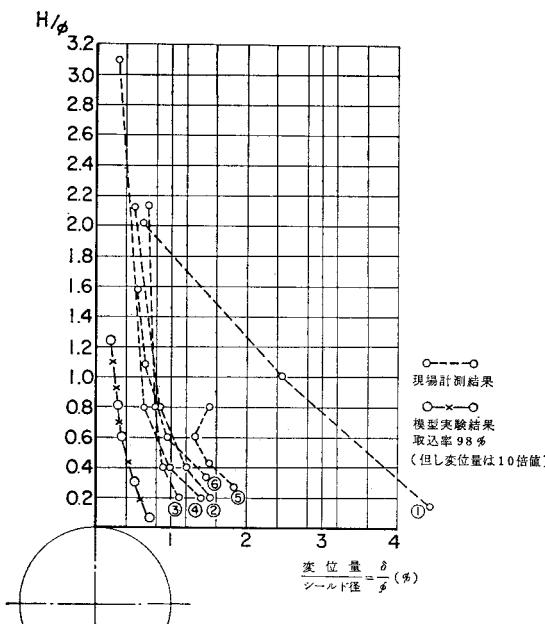


図-20 砂質土トンネルセンター変位計測結果

し、上方部が引き込みの変位状況を呈し、本模型実験結果における取込率95%以上の状態とほぼ同様であった。

サーチャージの影響は図-15の④測線に示されているとおりである。同図によると④と同様な条件の⑤測線の地表沈下量は④より少なく模型実験結果と一致していた。

以上の検討結果を総合すると、現場計測結果は模型実験結果の取込率95%程度以上における地盤内挙動とほぼ同様であったと判断される。

## 4. シールド掘進に伴う地盤内挙動の推定

### (1) シールド推進方向影響模型実験

#### a) 実験概要および実験結果

本実験の目的はシールドの掘進（押し出し・取込み）に伴って生ずる地山の挙動を観察し、トンネルセンター地表変位を0とする取込率が100%以下であることの原因と先行沈下現象の原因等を推定するところにある。本実験は前面に透明なアクリル板を張った縦30cm、横40cm、幅20cmの槽に、外径13cmの半円筒形シールドを設置した模型により行われた。地山は直径2mmの発泡ウレタンプリルを用い適度の間隔に着色した層を水平に設けたもので、シールド設置状況は写真-1に示すとおりである。実験はまずシールドを3.0cm押し出しその影響をみたが、その結果は写真-2に示すとおりであった。これによると、切羽がブラインドの状態となっているため地山は押し出され隆起し、その影響範囲は切

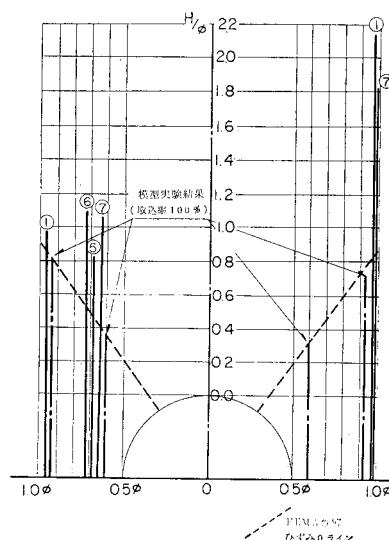


図-21 砂質土圧縮領域

羽面と  $\theta_1=45^\circ$  を成すことが認められる。次に切羽下方にある開口部を手動操作し押し出した体積  $199 \text{ cm}^3$  分の取込みを行ったが、その結果は写真-3に示すとおりであった。これによると、取込みの影響範囲は切羽面と  $\theta_2=22^\circ$  を成すことが認められる。本実験ではトンネル縦方向に関する挙動を観察したが、地表変位の観察によれ

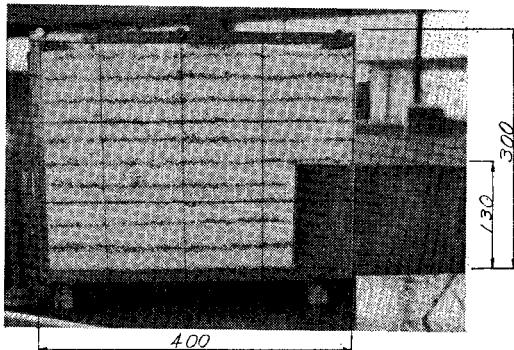


写真-1 シールド設置状況写真

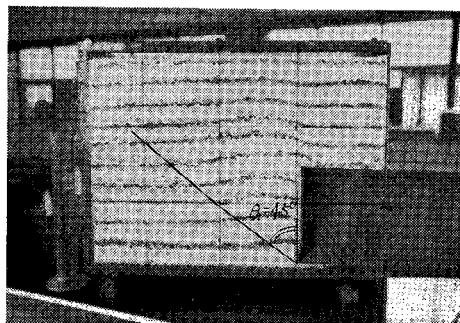


写真-2 押出状況写真

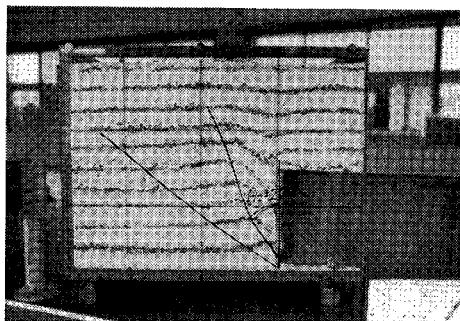


写真-3 取込状況写真

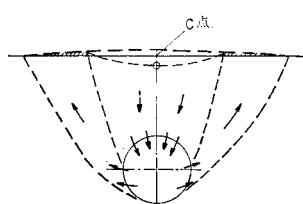


図-22 横断面方向影響範囲図

ば、このような現象は立体的に起こっていると推定され、横断面においても同様な挙動が生ずるものと考えられる。

### b) 実験結果の検討と二、三の推定

実験結果から押出しと取込みの影響範囲には大きな差があり、押出しは取込みに比べ広範囲にわたり影響するが取込みの影響範囲は狭いことが判明した。シールドの推進時は模型実験におけるごとく押出しと取込みとが独立して行われているのではなく同時に起こっている。図-9によるとトンネル周辺地盤は上半付近が取込み、下半付近が押出しの現象を呈するので実験結果をトンネル横断面に当てはめると、図-22に示すような挙動が生じているものと推定される。比較的土被りの少ない現場において、トンネル軸と直角方向に地表面変位を計測すると、トンネルより離れた部所に mm 単位のわずかな隆起が観測されている。この事実は図-22に示す挙動を裏付ける現象と考えられ、トンネルセンターの地表沈下を 0 にする取込率が 100% 以下となる原因是、このような地山の挙動によるものと推定される。

トンネル縦断面の地表変位現象として先行隆起と後続(一次、二次)沈下および地山が軟弱な場合には、先行沈下現象が認められる。これらの現象は従来、図-23(a)に示すような切羽における台形状の土圧と推力とのバランスが上半では推力が、下半では土圧が勝るために生ずる現象と考えられていた。本実験結果によると切羽における押出し・取込みの位置が図-23(b)に示すごとく、これまでの考え方と逆になると考えられ、先行隆起と一次沈下が合成された弾性変形として先行沈下を生じさせたものと推定される。

### (2) FEM 弾塑性解析

#### a) 解析概要

粘性土地盤におけるトンネル横断面の変位現象<sup>13)</sup>は、トンネルセンター土被り部がそのままの形状を保ちつつ

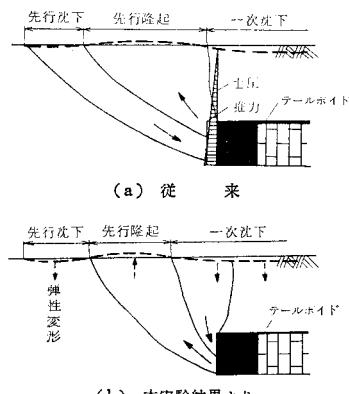


図-23 縦断面地表変位原因推定図

沈下を起こし、側部には土被りの上方にまで及ぶ圧縮領域が発達する特徴が認められた。FEM 弹性解析ではトンネルセンター土被り部の沈下は、トンネル直上が最大で上方に向かうに従って減少し、側部の圧縮領域はトンネル斜め上方より水平となす角度が約 55° 以下となり、実状とは異なる結果を得る。本解析の目的は FEM 弹塑性解析を行い粘性土地盤変位現象の特徴を表現できるか否かを見極め、そのような地山の挙動原因を推定するところにある。

本研究における FEM 弹塑性解析は、大田・関口モデル<sup>14),15)</sup>を用いて力のつり合い条件、連続条件、地山の降伏条件等を満足させながら時間の経過に伴い逐次解析してゆくものである。解析の対象としたのは図-5 の現場計測例に示す菊川町とし掘削径  $\phi = 7.4 \text{ m}$ 、機械長  $l = 6.7 \text{ m}$ 、掘進速度  $v = 2.7 \text{ m}/\text{日}$  の条件より切羽開放時間

を次のとく定めた。

$$(\phi + l)/v = (7.4 + 6.7)/2.7 = 5.2 \rightarrow 5 \text{ 日間}$$

このような条件に従って掘削相当外力を 5 等分割し、1 日～5 日についての解析を行った。TIME 1.0, TIME 5.0 は、それぞれ 1 日目、5 日目を意味し、最終状態は 1 か月後と定め TIME 30.0 とした。地盤定数は地質調査結果に基づき現場の地層を①から⑤まで分割し、図-24 に示すとく定めた。幾何学的条件は上面およびトンネル内面が自由、底面が固定、側面がローラーとした。水理学的条件は上面および左側面が排水とした。間隙水圧は地表より深度に比例して直線変化するものと仮定し、トンネル内面は 0 とした。

### b) 解析結果とその検討

トンネルセンター土被り部の変位量解析結果は表-8 に示すとおりであった。表-8 によると切羽開放の TIME 5.0 における沈下量はトンネル直上(98)で 54.95 cm、中間(48)で 46.02 cm、地表(9)で 39.81 cm であり直上沈下量に対し中間と地表でそれぞれ 83.7%, 73.2% であった。最終状態の TIME 30.0 では、この比が中間 88.8%，地表 81.3% に増加し、弾性解析結果が中間 64.4%，地表 51.7% と地表に向かうに従って沈下量が減少

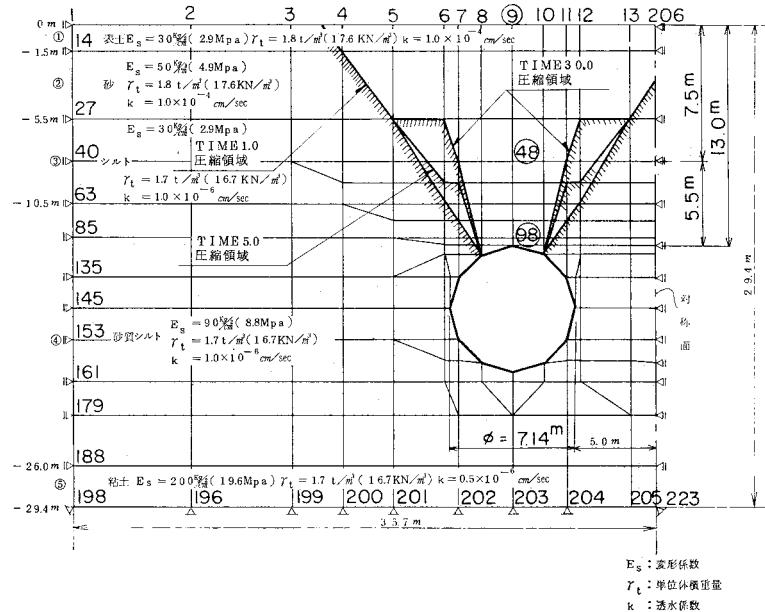


図-24 TIME 1.0, 5.0, 30.0 圧縮領域解析結果

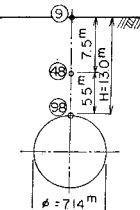
する結果に比べ土被り部全体が一体として沈下する傾向にあり、弾性解析に比べ現実の状況をより忠実に表わしている。

側部の圧縮領域に関する解析結果は図-24 に示すとおりであった。同図によると TIME 1.0 は、ほぼ弾性解析結果に等しく、TIME 5.0, TIME 30.0 と時間が経過するのに従って圧縮領域が上方に拡大する傾向が認められ、実状に近い状態が計算されていると判断される。また計算結果によると当然のことながら、トンネル上方および側方に降伏した領域が存在していた。

粘性土地盤におけるシールド掘進現場での計測結果<sup>16)</sup>からは特に上方と側方で、トンネル周辺地山は強度、変形係数の低下する現象が認められている。トンネルセンター土被り部が、そのままの形で自沈し、その荷重が側部の変形係数が低下していない地山に再分配され、圧縮領域が上方に発達するものと推定される。したがって地

表-8 トンネルセンター変位解析結果

接点 変位 段階	地上部(9)		中間部(48)		直上部(98)	
	変位量 (cm)	(9)/98	変位量 (cm)	(48)/98	変位量 (cm)	(98)/98
TIME 1.0	-10.60	0.720	-12.53	0.851	-14.73	1.000
2.0	-19.79	0.745	-23.16	0.872	-26.56	1.000
3.0	-26.38	0.739	-30.74	0.861	-35.70	1.000
4.0	-33.47	0.732	-38.86	0.850	-45.74	1.000
5.0	-39.81	0.724	-46.02	0.837	-54.95	1.000
10.0	-47.70	0.782	-53.51	0.878	-60.97	1.000
15.0	-49.39	0.802	-54.45	0.884	-61.58	1.000
20.0	-50.49	0.810	-55.49	0.890	-62.37	1.000
25.0	-50.58	0.812	-55.35	0.889	-62.26	1.000
30.0	-50.81	0.813	-55.66	0.888	-62.46	1.000
弾性解析 結果	-14.31	0.517	-17.84	0.644	-27.69	1.000



表沈下対策として特にトンネル直上付近の地山の状態が大きな意味をもち、たとえばこの部分の土質改良を行う等の対応が対策上のポイントと判断される。

## 5. 沈下対策上の施工法

以上、模型実験、現場計測、および FEM 解析結果から沈下対策上、注意すべき点が次のごとく挙げられる。

(1) 取込率の沈下に対する影響は大きく、沈下対策として取込率の管理はきわめて重要である。従来、テールボイドの影響を考えて取込率は 100% 以下にすべきものといわれてきたが、本模型実験によるとテールボイドがない場合においても取込率は 100% 以下にするのが妥当と判断される。

(2) 粘性土における地盤内変位の特徴から、トンネル直上部の地山を改良する等の対応が沈下対策上、重要なと考えられる。

(3) サーチャージのある場合は、ない場合よりも大きい沈下を招き、土被り比が小さい場合は主働崩壊角による影響範囲より広い範囲に影響が及ぶので、状況により補助工、防護工を計画する必要がある。

(4) 切羽における取込状態は均一に行うことが望ましい。

## 6. まとめ

シールドの掘進に伴うトンネル周辺地盤変位に関し、本研究により明らかとなった事項は次のとおりである。

(1) 粘性土および砂質土の現場計測結果は取込率 100% 前後の模型実験結果とおおむね一致しており、取込率の過大、過小の状態は模型実験により推定できると判断される。模型実験によるとトンネル横断面においてそれぞれの取込率固有の変位パターンが存在し、トンネルセンター地表部の変位を 0 にする取込率は粘性土で 95% 程度、砂質土で 91% 程度であることが判明した。

(2) 現場計測結果によると粘性土では横断面において、トンネルセンター土被り部が、そのままの形で沈下し側部には土被り上方にまで及ぶ圧縮領域が生ずるような挙動が認められた。砂質土ではトンネルセンター土被り部の沈下はトンネルに近づくほど大きく、側部の圧縮領域は FEM 弾性解の範囲より高い範囲にまで発達していた。これらの現象は模型実験においても同様に認められた。

(3) 模型実験結果によると粘性土では取込率 100%

以上、砂質土では 95% 以上の条件で切羽上半が取込みの、下半が押出しの傾向になることが認められた。また地盤内等変位曲線は粘性土では縦長の長楕円形状を呈し、砂質土では円形に近い縦長の楕円形状を呈している。

(4) シールド推進方向の影響に関する模型実験によると、押出しと取込みの影響範囲は異なり、押出しの方が影響範囲が大きい。これが地表変位を 0 にする取込率が 100% 以下となる原因になると推定される。

(5) FEM 弹塑性解析により粘性土における地盤変位の特徴が追跡でき、これからも沈下対策上トンネル直上部の処理が重要であることが明らかとなった。

(6) 以上のような結果に基づいて、サーチャージ、土被り比、取込みの均一性、等の条件による影響をも考慮した沈下対策のための施工上の注意点を指摘した。

## 参考文献

- 1) 村山朔郎・松岡 元：粒状土地盤の局部沈下現象について、土木学会論文報告集、第 172 号、1969 年 12 月。
- 2) 藤村 尚ほか：地下浅所のトンネル掘削に伴う地表沈下、第 34 回土木学会学術講演会、1979。
- 3) 島田隆夫：土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下、土木学会論文集、第 296 号、1980 年 4 月。
- 4) Szechye, K. (島田隆夫・訳)：トンネル工学、鹿島出版会、pp. 650～656、1971。
- 5) Peck, R.B. : Deep Excavation and Tunnelling in soft ground, 1969 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 6) 森 麟ほか：粘性土地盤でのシールド工事による圧密沈下について、第 12 回土質力学研究発表会、1977。
- 7) 宮下和夫：アーストンネルの設計と施工、山海堂、pp. 99～106、1973。
- 8) 川本赳万ほか：シールド掘削に伴う地表沈下と振動特性、土と基礎、20 卷 3 号、1972。
- 9) 本間 仁・春日屋伸昌：次元解析、最小 2 乗法と実験式、コロナ社、pp. 20～59、1957。
- 10) 西松裕一：掘削機械の刃物速度に関する 2, 3 の問題について、日本鉱業会誌、87, 995, 1972 年 2 月。
- 11) 東京都交通局：都営地下鉄 10 号線菊川第一工区地盤変動測定報告書、1974 年 4 月。
- 12) 松橋武智雄・小林健郎ほか：セミシールド工法による二条管施工の影響調査（その 2）、下水道協会誌、Vol. 18, No. 211, pp. 9～11, 1981 年 12 月。
- 13) 桑原 力・小林健郎：トンネル周辺地盤変位計測結果と考察、土と基礎、Vol. 28, No. 12, pp. 53, 56, 1980-12.
- 14) 木村 孟：土木学大系 8、土質力学、彰国社、pp. 91～133, 1980.
- 15) 関口秀雄・太田秀樹：地盤の弾性的性質に基づく挙動解析、土木学会関西支部研修会テキスト、1980-1。
- 16) 桑原 力・小林健郎・青山菊男：シールド現場で行った計測例、トンネルと地下、Vol. 13, No. 1, pp. 31～34, 57 年 1 月。

(1982.3.15・受付)