

シールドマシンと地山の摩擦に関する研究

STUDY OF FRICTION RESISTANCE BETWEEN SHIELD MACHINE AND SURROUNDING SUBSOILS

小笠原 政文*, 松下 雅行**, 大泉 英俊***, 白井 孝典****

Masahumi Ogasawara and Masayuki Matsushita and Hidetoshi Oizumi and Takanori Shirai

* 正会員 首都高速道路公団 工務部 設計技術課長補佐

** 正会員 首都高速道路公団 工務部 工務企画課

*** 正会員 日本シールドコンサルタント株式会社 研究調査部 課長

**** 正会員 日本シールドコンサルタント株式会社 研究調査部

This paper considers friction force and changes to the ground status (especially in terms of horizontal drag) based on a model shield tunnelling experiment conducted in a large soil tank in relation to the friction between shield machine skin plate and the ground, and provides an analytical review. As a result of the experiment, how friction coefficients, varying overburden depths, and varying physical soil characteristics affect the ground status was identified. It was confirmed that the friction coefficient measured in laboratory tests agreed to what was obtained in the experiment with a model. Then based on the experiment results, a mechanical model was proposed for evaluating friction force.

Keywords: shield machine, friction resistance around shield, surface displacement

1. はじめに

都市道路トンネルでは、道路機能の確保面から小土被りとなることが多く、しかも小土被りシールド工事では、上部地山がシールドマシンとの摩擦によって変形した事例がある¹⁾。このような状況を考慮すると、大口径、小土被りの泥土圧シールド工法では、従来あまり問題にされていなかった、シールド掘進時のマシン周面の摩擦力による上部地山の引きずり、およびそれに伴い地表面に変状が生じることが懸念される。しかし、シールド工法における地盤変状に関する既往の実験・研究は、切羽の安定およびテールボイドに関するものがほとんどで、シールドマシンの摩擦に関する研究は、森等²⁾と吉田等³⁾の2例のみであり、これらを基に地盤への影響を予測することは難しい。そこで、シールドマシンの周面摩擦と地盤変状に着目して、大型土槽実験を行い、摩擦力と地盤変状の関係を調べると共に、実験結果を説明できる解析モデルの提案を行った。本論文は、こうした、マシンの摩擦力と地盤変状に関する一連の研究成果をとりまとめたものである。

2. 予備実験

土槽実験を行うにあたり、土槽作成方法および試料選定、管表面摩擦の違い、摩擦係数の測定、地中変位計の

製作およびキャリブレーションを目的として予め次の予備実験を行った。

2.1 土質試料の選定

土槽実験では、地盤材料として密な砂地盤、粗な(緩い)砂地盤および粘性土を対象として再現した。使用する砂は、比較的入手しやすい川砂3種類およびけい砂について①締め固め方法による密度の相違の確認、②締め固めに最適な粒径加積曲線の選定、③大量に使用する砂の均一性の確認を行った。

密な砂地盤は、突き固め試験により最大乾燥密度、最適含水比を求め、次に撤出し厚25cmとして小型タンパーによる転圧試験を行い、最大乾燥密度の95% ($\gamma_d=1.638 \text{ t/m}^3$) が確保されるような転圧回数を求めた。

また、粗な砂地盤は、水中落下(水深20cm)により堆積させた試料の密度を求め、両者の差が明確にでる砂質土を選定した。その結果、表-1に示すように、①締め固めし易い、②粗・密の差が大きい等の点から鬼怒川砂を用いた。

2.2 表面摩擦係数の変化と測定

シールドマシンと地山の摩擦力には、管表面の平滑度、マシン径、オーバーカット量、マシンと地山の接触圧、裏込め注入材のマシンへの周り込み、滑材の使用等が影

表-1 土質資料の試験結果

	均等係数 Uc	曲率係数 Uc'	比重 Gs	最大乾燥密度 (密) $\gamma_d (\text{t/m}^3)$	単位体積重量 (粗) $\gamma_d (\text{t/m}^3)$	密		粗	
						粘着力C (kgf/cm ²)	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	粘着力C (kgf/cm ²)	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$
鬼怒川砂	5.64	1.04	2.684	1.724	1.428	0.500	23.700	0.000	14.400

響するものと考えられる。そこで、本実験では、マシン表面の摩擦係数を変化させることで差異を表現することとし、3水準の摩擦係数をパラメータとした。3水準の差は、使用するマシン模型の周面に粗さの異なるサンドペーパー(SP)を張り付けることにより表現した。その摩擦係数の測定は、図-1に示すように一面せん断試験機を改良し、せん断面摩擦係数試験装置を介してマシン表面を模擬する材料と土槽で使用する土質材料を滑らせる方法で行った。

管表面材料摩擦試験結果の一例を図-2に示す。摩擦試験では、図に示すように2.0mm程度変位した位置を境に概ね水平応力が落ち着く傾向にある。そこで、変位2.0mmの位置での鉛直応力と水平応力の関係から摩擦係数を算定することとした。結果を表-2に示すが、周面無処理より摩擦係数が小さくなるものが見つからなかった。そこで、管表面材料として無処理を最小とし、表面処理の統一性を考えサンドペーパー#800、#120を張り付けた場合の合計3種類を選定した。

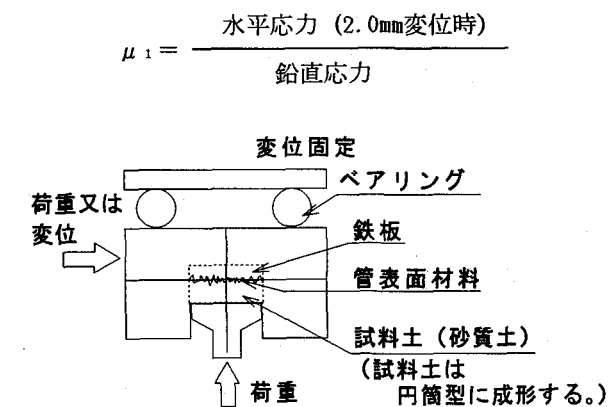


図-1 摩擦係数試験装置

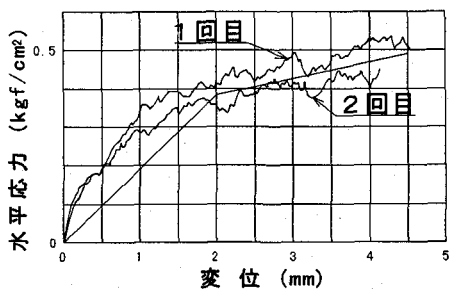
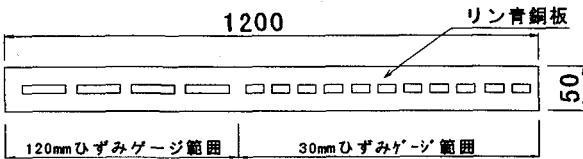


図-2 管表面材料摩擦試験結果の例(#120)

2.3 地中変位計の製作

土槽実験では、シールドマシンの掘進に伴う地表面変位(水平変形、沈下、隆起)に加え、マシン周辺の地中変位も計測する必要がある。そこで、図-3に示すようにひずみゲージをリン青銅板の両面に貼り付けこの青銅

板の変位をひずみで計測することにした。しかし、この変位計を本実験に用いるにあたり、①地盤への追従性(変位計が地盤変位のじゃまをしない)、②計測精度等の確認が必要である。そこで、地中変位計の製作にあたり、材料選定、厚さの決定、ゲージ位置等の試験を行いその仕様を決定した。その結果、取り扱い・計測精度・地盤への追従性等から図-3に示したリン青銅板(厚さ0.3mm)が最も良いことがわかり、校正係数を求め実験に用いた。



土槽壁面側

図-3 リン青銅板を用いた変位計

3. 土槽実験

3.1 実験装置

想定しているシールドトンネルの外径は、約13mである。実験供試体は、実験規模を考慮して約1/30のモデル(φ500mm)とした。また、土槽の大きさは、境界条件の影響を小さくするために、模型シールド側面と土槽壁面との間隔を2D(1000mm)以上開けるため、幅3000×長さ3000×深さ3000とした。実験装置の概略は、図-4に示すとおりである。

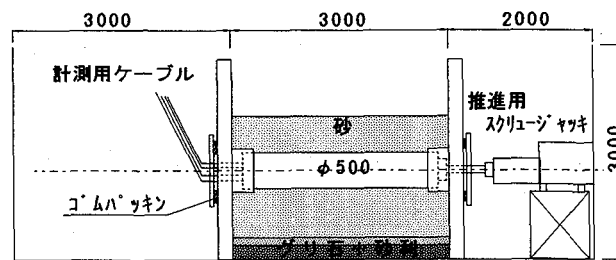


図-4 実験装置概略図

3.2 実験ケース

実験は、表-3に示すように、土被り比、管表面の粗さ(管と土との摩擦係数)および地下水の有無による影響、実験結果の信頼性を上げるための再現性、破壊形態の確認等を目的として17ケース行った。このうち破壊形態の確認は、土が摩擦力によって引きずられて破壊する場合の形態を確認することを目的として、管表面に縄を巻いた極粗状態(摩擦係数は不明)で実験を行った。

表-2 管表面材料摩擦試験結果 鉛直応力(0.5kgf/cm²)

管表面の処理方法	無処理	ビニール	布テープ	アルミ箔	SP#800	SP#120
水平応力(kgf/cm ²)	0.09	0.41 ^{*1}	0.20	0.40 ^{*2}	0.28	0.38
摩擦係数 μ ₁	0.18	0.82	0.40	0.80	0.56	0.76

*1: 砂粒がテープにくい込む

*2: テープをひっかけ摩擦が大きくなった

表－3 実験ケース

地盤の種類	ケース	土被り比			地下水		管表面粗さ			
		0.5	1	1.5	有	無	120	800	極粗	無
砂質土 締固め密	1	○			○	無	○			
	2		○		○		○			
	3			○	○		○			
	6	○			○			○		
	7		○		○			○		
	8			○	○			○		
	9	○			○					○
	10			○	○					○
	11	○			○				○	
	12	○				○				○
	13	○				○	○			
	4	○			○		○			
	5	○			○		○			
砂質土 締固め粗	14	○			○					○
	15		○		○					○
	16			○	○					○
砂・中粗	17	○			○		○			

3.3 土層作成方法

密な砂の場合の土層の作成は、図－4の土槽に、最適含水比に調整した砂を投入し、層厚25cm毎に小型タンパーにて6回転圧（速度15m/min）を繰り返して行った。このとき、管の設置深さでは、管底部よりも15cm程度高い位置で転圧後、管の設置部分を削り取って管を設置することで、管底部付近の転圧不足を補った。また、地中変位計は、設置位置の土層転圧後に設置し、さらに上部の土層を作成した。

粗な場合は、土層上部からエキスパンドメタルを用いたふるい落としによる自由落下により土層を作成した。

中粗な場合は、粗の場合と同様に自由落下させた砂を、層厚25cm毎にローラ（重さ20kg）を用いて締め固め、これを繰り返す方法を用いた。いずれの場合も、層厚25cm毎に密度の確認を行いながら作成した。地下水有りの場合は、土層完成後に土槽底部から徐々に（約1m/h）水を注入し、地表面と一致した状態で一日放置した。

3.4 実験方法

模型シールドの推進は、スクリージャッキを用いた変位制御とし、推進速度は5mm/minとした。

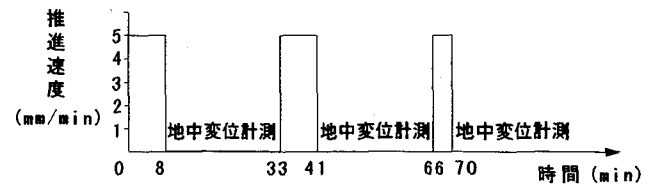
推進パターンは、実施工における掘進量（1.2m幅セグメント）および組立中の掘進停止を想定して、図－5に示すように40mm推進→25分間停止（地中変位計測）→40mm推進→25分間停止（地中変位計測）→20mm推進→地中変位計測→除荷→地中変位計測とした。

地中変位の計測は、その変位が微小であるため、計測精度を増すために1変位計当たり5回の計測値の平均を計測値とすることにした。このため、計測に時間がかかり、停止中のみ計測することとした。

3.4 計測項目

計測項目と計測位置の代表例をそれぞれ表－4および図－6、図－7に示す。ここで、模型シールドのひずみ測定には半導体ゲージを用い、地中変位の測定は図－7に示すようにリン青銅板を地中に埋め込み、そのひずみより、地中変位を求めることとした。なお、リン青銅板

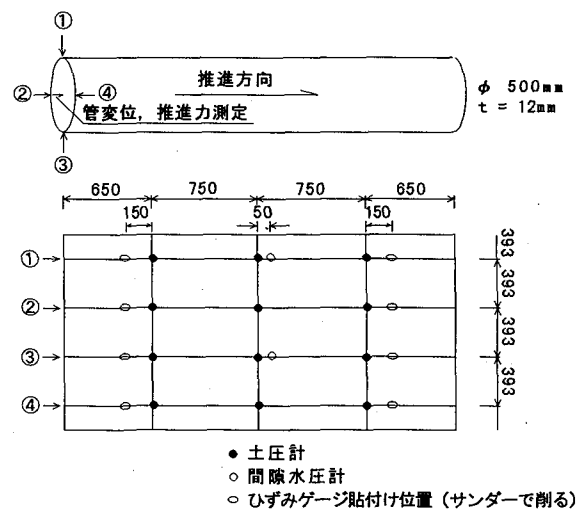
の端部（土槽壁面側）を不動点と仮定して、変位を求めた。



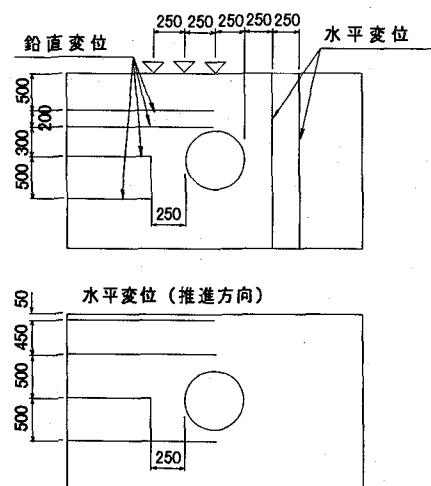
図－5 推進パターン

表－4 計測項目

計測項目	計測数
推力	1
推進量	1
模型シールドひずみ	8
土圧	12
水圧	2
地表面変位	3
地中鉛直変位	12
地中水平変位	3



図－6 土水圧計測位置図



図－7 地中変位計測位置の例(土被り比1.5Dの場合)

3.5 土槽実験結果

3.5.1 摩擦係数の違いによる影響

模型シールド推進量と推進荷重の関係の例を図-8～図-10に示す。図-8は模型シールド周面が無処理（鋼材面：摩擦係数0.18）を、また、図-9は周面にサンドペーパー#800（摩擦係数0.56）を、図-10は#120（摩擦係数0.76）を貼り付けたもので、いずれも密砂、土被り 0.5Dの場合である。図より周面が無処理の場合および、#120の場合は、推進開始直後に荷重が増加し、推進量約2.5mmで尖ったピークを示し、その後すぐに荷重が下がり、推進量40～50mm程度ではほぼ一定になっている。このピークまでが模型シールドと地山の静摩擦領域と考えられる。一方#800の場合は、推進開始直後に荷重が増加するが、尖ったピークはなく推進量増加と共にゆっくりとした荷重の低下がみられる。これらの傾向は、土被りが変わっても同じである。なお、図-11および図-12は、推進荷重と模型シールドの周面摩擦の関係を示したものであり、図-11がピーク荷重時、図-12が40mm推進時の荷重を示している。なお、図中の数字は、実験ケース番号を示している。この結果、周面摩擦が増加すると最大推進荷重も増加することがわかるが、推進荷重と周面摩擦が直線的な関係になっていない。これは、先に示した推進量と推進荷重の関係における挙動の違いによるものと思われるが、この原因は、サンドペーパーの粗さと砂の粒子の大きさに関係が有ると思われるが、今回の実験ではわからなかった。

次に、推進量と管直上地表面水平変位（模型シールド推進方向変位）の関係の例として、サンドペーパー#120および#800の場合を図-13に示す。この図より#120の場合、水平変位は推進開始直後に約1.7mm変位し、その後一定になっている。変位が一定になる位置は推進荷重のピーク位置と一致しており、地表面変位は推進荷重のピーク（静止摩擦の領域）まででそのほとんどが発生していることがわかる。

図-14は、推進量と管直上地表面鉛直変位の関係の例であり、図-13と同一実験の結果である。この図から、地表面は、模型シールド推進直後に約1.3mm程度沈下し、その後徐々に隆起方向に変位している。この図からも、地表面変位は推進荷重のピークまででそのほとんどが起こっていることがわかる。これらの傾向は、他のケースにおいても同じである。図-15は、模型シールドの周面摩擦の違いと管直上地表面水平変位の関係を示したものであり、周面摩擦が小さくなると地表面変位も少なくなっていることがわかる。

ここで、密砂：土被り0.5D、地下水有の場合の加工無しの変位が0になっている。これは、このケースが、地下水無しの場合を先に行っているため、管周面の土層が乱されてしまったことが原因の1つと考えられるが、他のケースから推定しても、地表面変位は1mm以下と思われる。図-16は、管直上地表面鉛直変位に対する

同様の図である。この図からも模型シールド表面摩擦が小さいほど地表面変位が少ないことがわかる。

以上の結果より、管周面の摩擦が小さいほど、最大推進荷重および地盤変位が少なくなることがわかる。

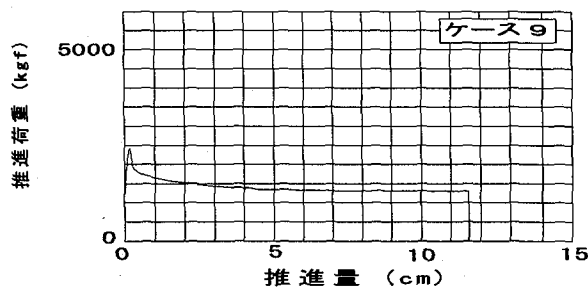


図-8 模型シールドの推進量と推進荷重の関係（周面無処理）

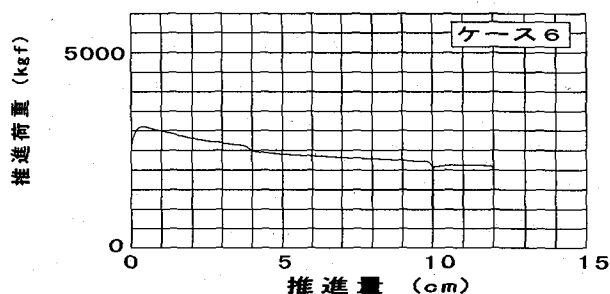


図-9 模型シールドの推進量と推進荷重の関係（#800）

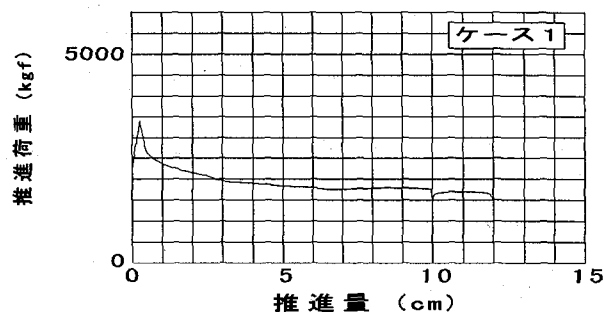


図-10 模型シールドの推進量と推進荷重の関係（#120）

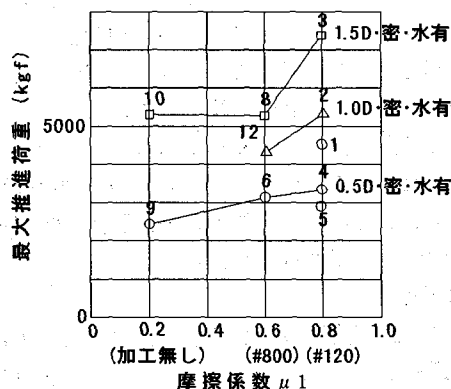


図-11 模型シールドの周面摩擦と推進荷重の関係（ピーク時）

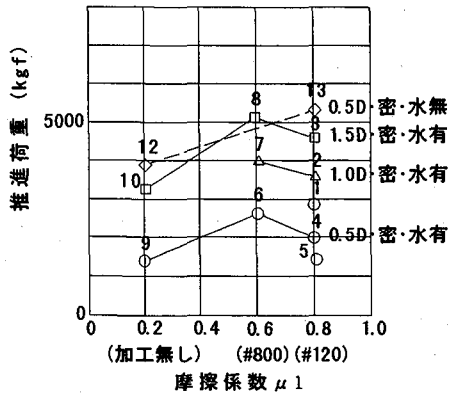


図-12 模型シールドの周面摩擦と推進荷重の関係
(4cm推進時)

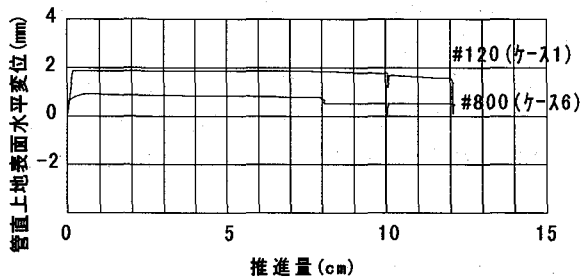


図-13 推進量と推進方向地表面水平変位の関係

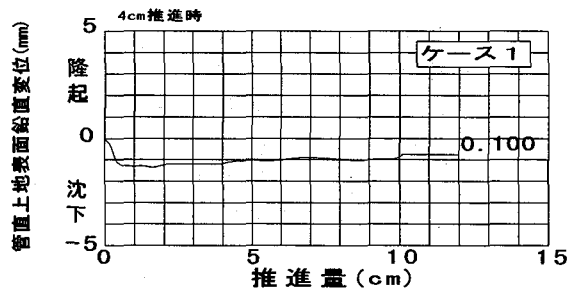


図-14 推進量と地表面鉛直変位の関係(#120)

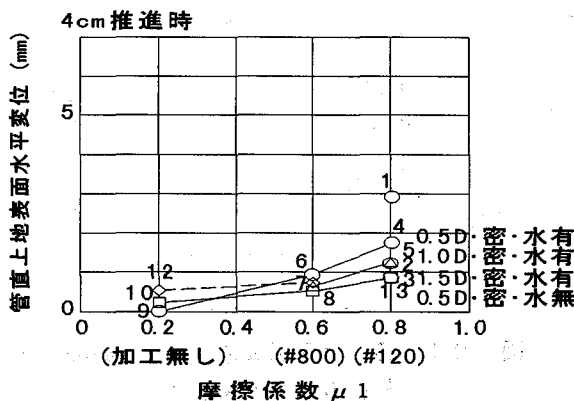


図-15 模型シールドの周面摩擦の違いと
地表面水平変位の関係

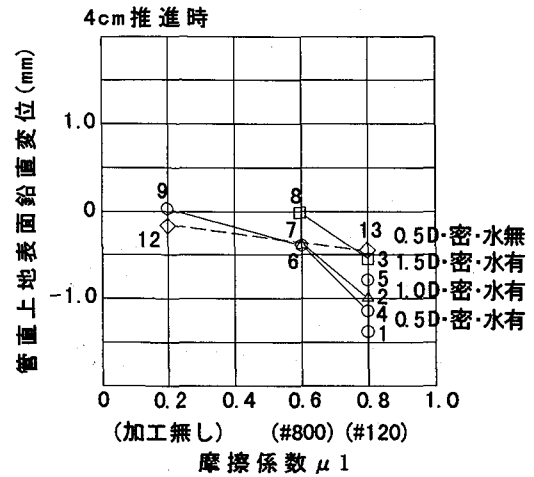


図-16 模型シールドの周面摩擦の違いと
地表面鉛直変位の関係

3.5.2 土被り比の違いによる影響

土被り比と模型シールド推進荷重の関係を図-17に、また土被り比と管直上地表面水平（模型シールド推進方向）変位および管直上地表面鉛直変位の関係を図-18、図-19にそれぞれ示す。図-17より土被り比と推進荷重は、土質、模型シールド周面摩擦等による違いがあるがほぼ直線的な関係にあり、土被り比が大きくなるほど推進荷重が大きくなることがわかる。図-18、図-19より地表面変位は土被り比が小さくなるほど大きくなる傾向があることがわかる。また、この関係はほぼ直線的であるが、水平変位では土被り比が1.0D以下の方が1.0D以上よりも大きく変位する傾向があるように見える。鉛直変位では、逆に土被り比1.0Dを境にして土被り比が大きい方が、土被り比の違いが地表面沈下量に与える影響が大きく、土被り比が小さい方がその影響が少なくなっている。しかし、今回の実験の範囲では、土被り比と地表面変位の関係が線形なのか非線形なのか判断しきれない。

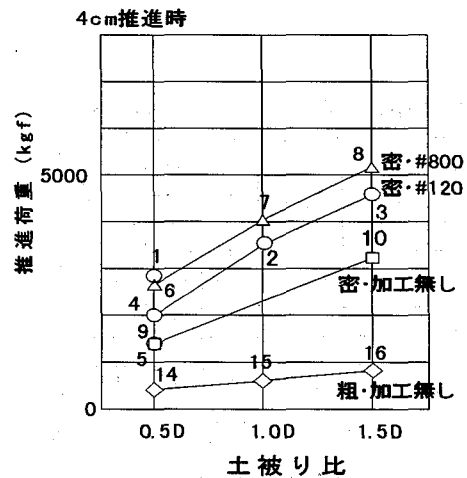


図-17 土被り比と模型シールド推進力の関係

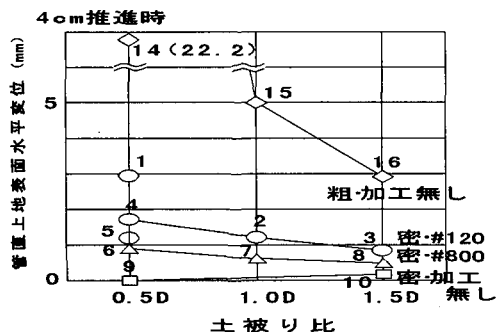


図-18 土被り比と地表面水平変位の関係(推進方向)

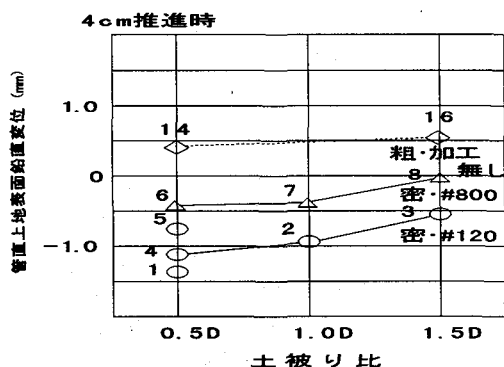


図-19 土被り比と地表面鉛直変位の関係

3.5.3 摩擦係数

予備実験結果と実際の摩擦係数を比較し、両者の関係を調べるために土層実験結果より摩擦係数を求めた。

本実験における側方土圧係数と推進量の関係の例を図-20に、各実験の平均的な側方土圧係数を表-5に示す。ここで、側方土圧係数 λ は、図-21に示すように、下記の式で求めた。

$$\lambda = \frac{\text{側方土圧(模型シールドの左右の土圧の平均)}}{\text{鉛直土圧(模型シールドのクラウンおよびインパートの土圧の平均値)}} \quad (1)$$

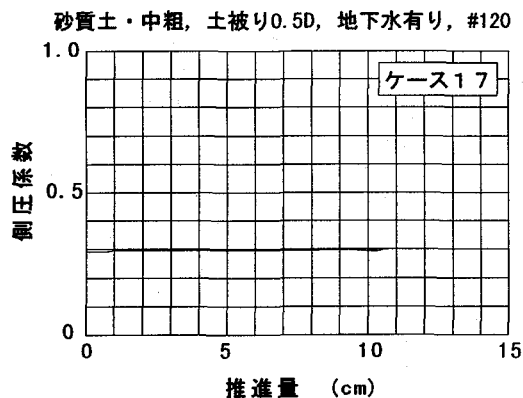


図-20 推進量と側方土圧係数の関係

表-5 土槽実験における側方土圧係数 λ

土被り比	密			中粗	粗
	無処理	#800	#120	#120	無処理
0.5D	8.0	6.0	3.0	0.3	0.5
1.0D	-	4.0	2.0	-	0.5
1.5D	8.0	4.0	3.0	-	0.5

図-20は土槽作成時にタンパーを使用していない中粗の場合の側方土圧係数であるが、側方土圧係数 $\lambda = 0.3$ 程度で一定している。表-5に示すように、土層作成にタンパーを用いた密な砂の場合の側方土圧係数が、2~8と自然では考えられない大きな値を示している。これは、土槽の壁により4方向拘束されているため、転圧時の水平方向エネルギーが開放されずに残っていることが原因と考えられる。

次に、土槽実験における模型シールドと地山との摩擦係数を次式により求めた結果の例を図-21に示すが、側方土圧係数は、(1式)による土槽実験結果を用いた。

$$\mu_2 = \frac{F}{2 \cdot D \cdot L \cdot \gamma_t \cdot H(1 + \lambda)} \quad (2)$$

ここで、

F : 管に作用する推進荷重(kgf)

D : 模型シールドの外径(cm)

L : 模型シールドと土の接触長(cm)

γ_t : 砂の湿潤密度(kgf/cm³)

H : 地表面から模型シールド中心までの深さ(cm)

λ : 側方土圧係数 (土槽実験結果)

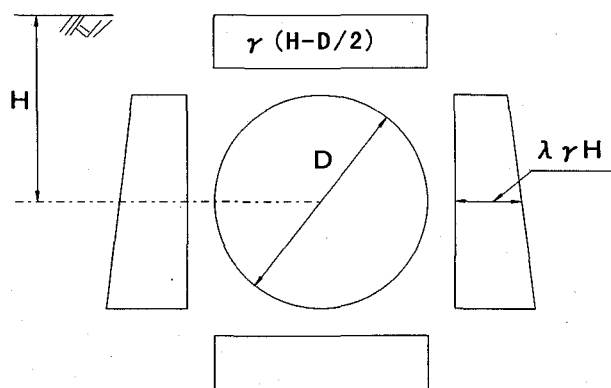


図-21 側方土圧係数を求めるための模型シールド荷重図

図-22よりサンドペーパー#120の場合摩擦係数はピーク時(静止摩擦係数)で0.6~0.8程度、40mm推進時(動摩擦係数)で0.4程度となっており、ピーク時の摩擦係数は、1面せん断試験機での結果とほぼ同程度の

値を示している。これは、他の周面摩擦状況および他の土被り比のものも同様であった。

これらの結果は、図-23に示すように、吉田ら³⁾および岸田ら⁴⁾の金属材料と砂の摩擦係数の研究結果のうち中ぐらいの密度の砂質土と一致し、シールドマシン表面が無処理の場合の摩擦係数が0.2から0.3程度であることが確認された。ただし、これらは砂の密度が大きくなるとダイレタンシーの影響により急激に摩擦係数が増加することが示されていたが、今回の実験の範囲（トンネル標準示方書における $k \cdot \lambda$ と N 値の目安を参考）⁶⁾ではそれほど大きな密度の土層実験を行っておらず、確認できなかった。

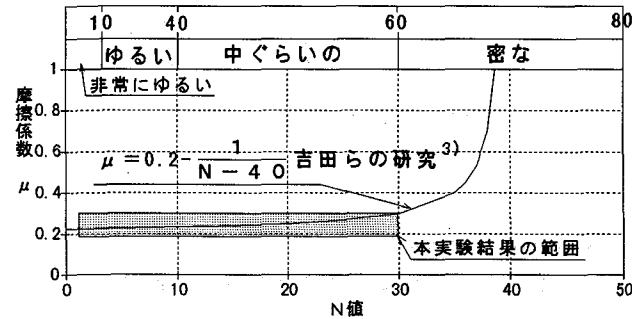


図-23 N値と摩擦の係数の関係

4. 土槽実験解析

4.1 解析手法

力学モデルは、図-13の模型実験結果での管の変位量と地盤の地表面水平変位の関係に着目する。管の水平変位が2～3mm程度までは、地表面変位は急激かつほぼ直線的に増加してゆくが、それ以降ではほとんど変化しない。すなわち、管微小変位内の領域では管と地盤はほぼ一体であり、応力と変位が比例する線形ばね的挙動をすることがわかる。ここで、線形ばね定数に管の伸びを乗じたものが解析上の荷重となるが、この値は、管法線方向荷重に摩擦係数を乗じた最大摩擦力と等価である。なお、模型実験における微小変位量は、図-8の推進量と推進荷重の関係から荷重ピーク時の変位量を読みとると2.5mm程度である。

管の変位と接触部分のせん断応力度のモデル化した関

係を図-24に、力学モデルの模式表示を図-25に示す。

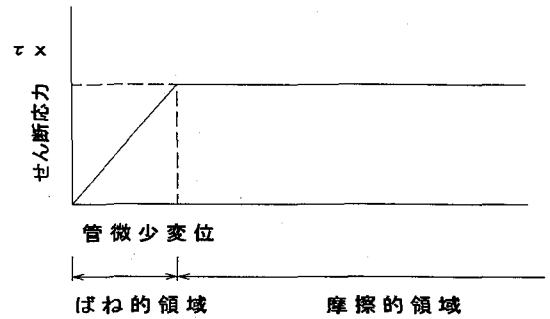


図-24 管の変位と接触部分のせん断応力のモデル化

ここで、ばね的挙動領域の解析方法を次のように考えた。

①摩擦係数 μ 、地盤の単位体積重量 γ 、土被り H から最大摩擦応力 τ_s を算出

$$\tau_s = \mu \cdot \gamma \cdot H$$

②最大摩擦応力 τ_s と地盤のせん断弾性係数 G_e 、および要素の長さ L から管接触部での地盤のせん断変位 δ_e を算出

③力学モデルの模式表示

$$\delta_e = \tau_s \cdot L / G_e$$

④管変位 δ から地盤のせん断変位 δ_e を差し引き、ばねの伸び量 δ_s を算出 $\delta_s = \delta - \delta_e$

⑤最大摩擦応力度 τ_s 、要素面積 A とばねの伸び量 δ_s からばね定数 k_s を算出 $k_s = \tau_s \cdot A / \delta_s$

⑥地盤にばねを付けて管変位量 δ を作用させ、地盤変位を算出

模式的表示は図-26のようになる。これは、ばね定数とばねの伸びを乗ずれば荷重となる。この荷重は最大摩擦荷重に他ならない。また、管変位は、実験では測定されていて特定が可能であるが、地盤変位予測解析では決定が困難である。そこで、図-27に示すように最大摩擦荷重を直接地盤に作用させる（節点荷重として作用させる）方法を採用する。これにより、実験解析と地盤変位予測解析は同じ手法による評価が可能となる。

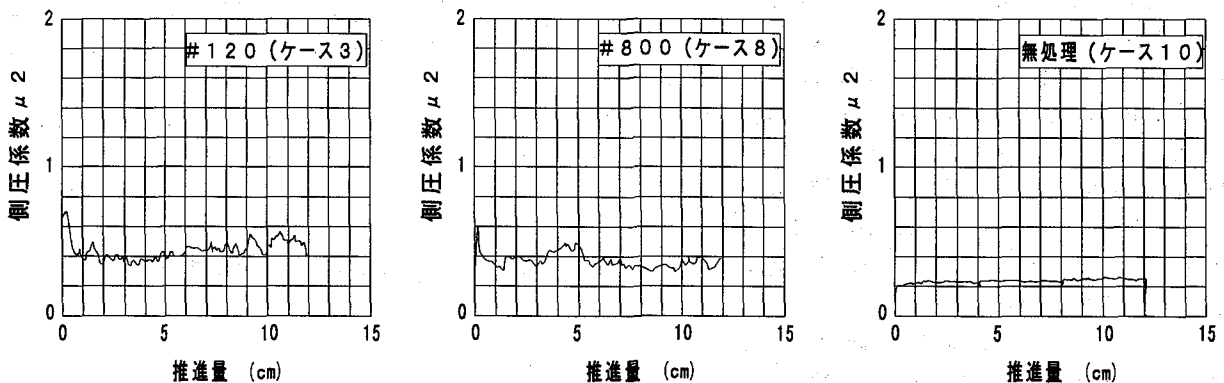


図-22 推進量と摩擦係数の関係（土被り1.5D）

ばね的挙動領域

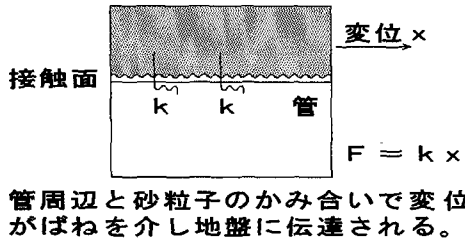
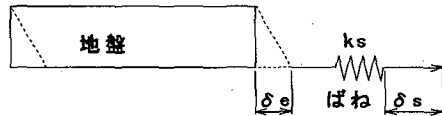
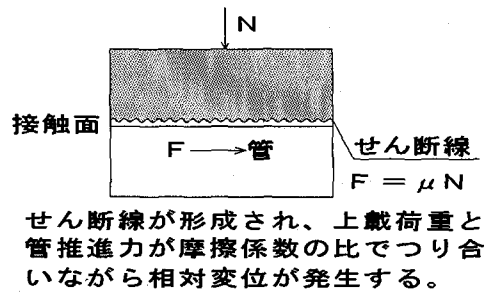


図-25 シールドマシンと地山の相互作用に対する力学モデルの模式表示

摩擦的挙動領域



ここに δe : 地盤のせん断変位
 δs : ばねの伸び
 ks : ばね定数
 管変位量を δ とすると、 $\delta = \delta e + \delta s$

図-26 摩擦ばねモデル模式

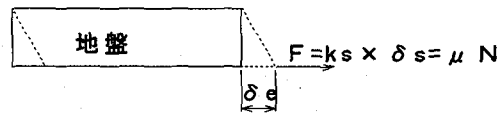


図-27 摩擦力直接載荷モデル模式

4.2 材料定数および解析条件

解析を行う実験ケースと解析定数を表-6に示す。また、解析モデルを、図-28、図-29に示す。図-28は、三次元FEM解析モデルであり対称モデルであるため、半断面解析とした。境界条件は、管の鉛直方向を固定とした。地盤は側壁部、管縦断方向切断部、管推進方向前端部では水平方向固定、底部は、鉛直方向固定とした。管推進方向後端部は、地盤と壁のはく離を想定し、拘束しない。また、土被り部分で地盤が上方へはらみ出さないように管接触部の地盤は管の法線方向を固定とした。図-29は二次元FEM解析モデルで、管縦断面の土被り部分のみをモデル化した。

4.3 解析結果

三次元解析および二次元解析で求められた、地表面中央部の水平変位結果を表-7に示す。本解析では、ケース1とケース4について実施した三次元解析結果を二次元解析結果で除して各々の平均値を求め換算係数とした。この結果、換算係数は $(1.22/3.59 + 0.96/2.76)/2 = 0.344$ である。この換算係数を二次元解析結果に乗じて二次元修正解析結果とした。実験の水平変位実測値に、三次元解析値および二次元修正解析値を併記したものを図-30に示す。これらの結果より、解析結果は実験結果の水平変位とほぼ一致することがわかる。したがって、今回提案した解析モデルで、摩擦による地盤変状解析が可能であると思われる。

また、地表面沈下は、実験結果は1mm程度の沈下を示したが、これは砂のダイレタンシーの影響によるものと考えられ、解析ではこの影響を考慮できないためここでは、比較しないものとした。

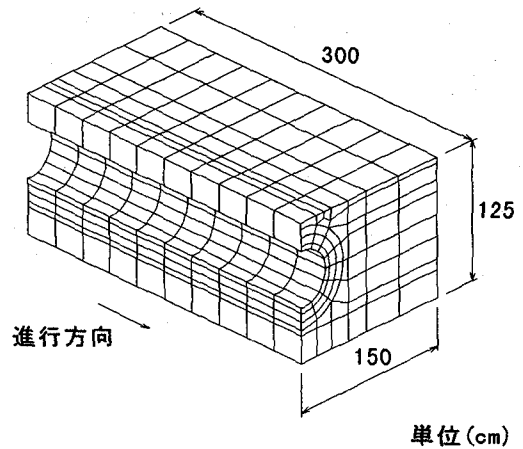


図-28 三次元有限要素法解析モデル

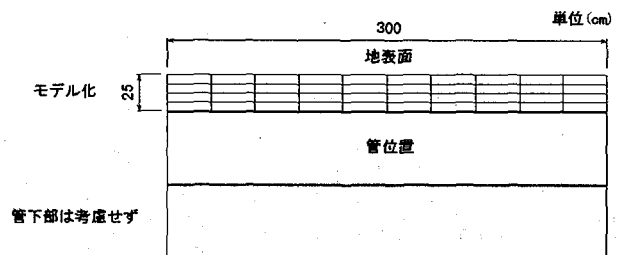


図-29 二次元有限要素法解析モデル

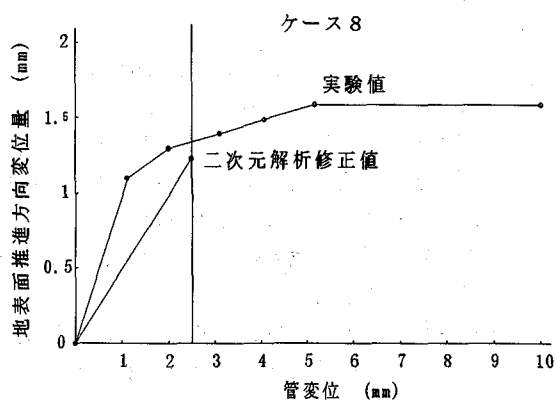
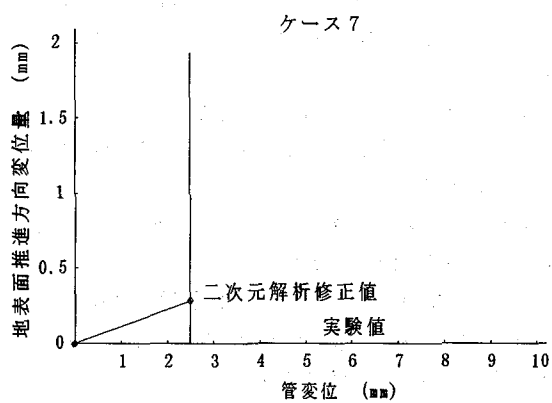
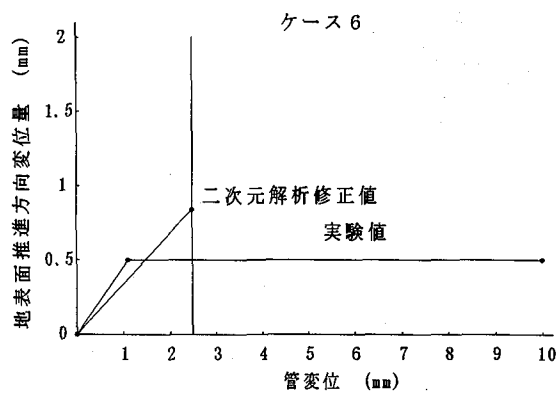
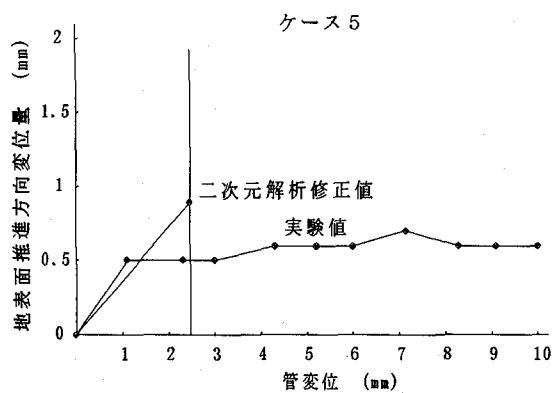
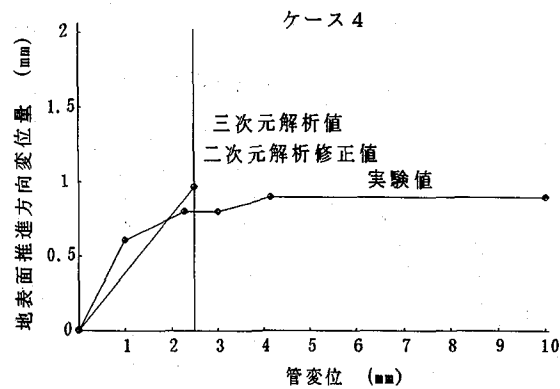
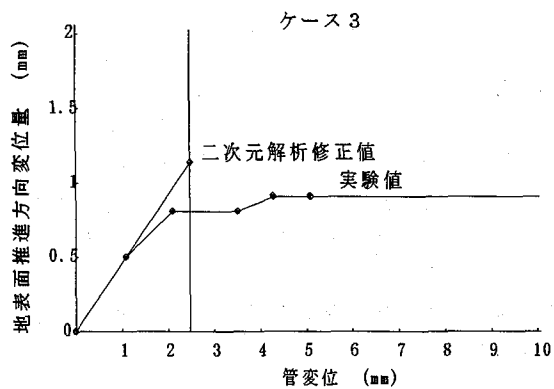
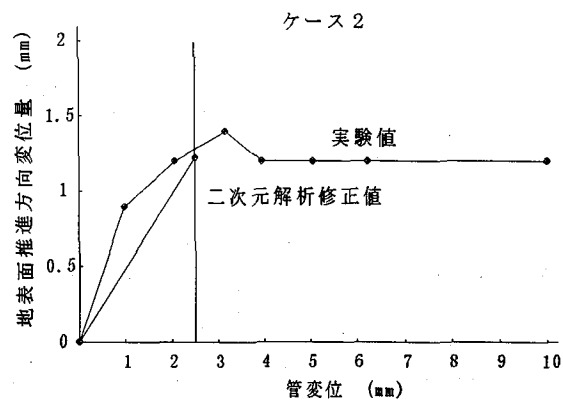
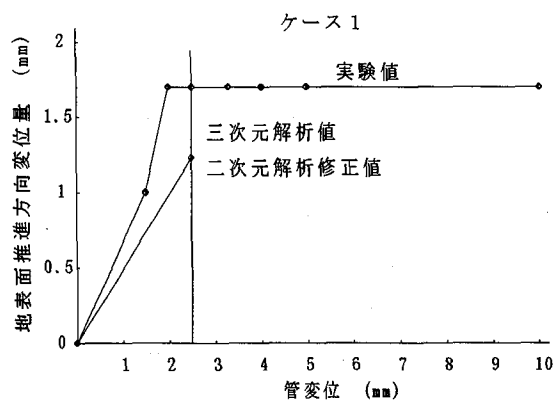


図-30 模型実験結果と実験解析結果

表－6 模型実験解析ケースと使用材料定数

ケース	水	土被り	管粗度	摩擦 係数 μ	側圧 係数 λ	弾性係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	三次元	二次元
1	有	0.5D	#120粗	0.76	2.55	118	0.3	○	○
2	有	1.0D	〃	0.76	0.32				○
3	有	1.5D	〃	0.76	0.58				○
4	有	0.5D	#800細	0.56	2.00			○	○
5	有	1.0D	〃	0.56	0.95				○
6	有	1.5D	〃	0.56	0.56				○
7	有	0.5D	無	0.18	3.42				○
8	無	0.5D	#120粗	0.76	0.21				○

表－7 地表面水平変位解析結果

ケース	土被り	解析結果(mm)		
		三次元	二次元	二次元修正
1	0.5D	1.22	3.59	(1.23)
2	1.0D	—	3.56	1.22
3	1.5D	—	3.34	1.15
4	0.5D	0.96	2.76	(0.95)
5	1.0D	—	2.62	0.90
6	1.5D	—	2.48	0.85
7	0.5D	—	0.84	0.29
8	0.5D	—	3.61	1.24

5. 結論

模型実験および実験解析結果から得られた結論は、以下のとおりである。

- ①地表面変位は、推進荷重のピーク（静止摩擦の領域）までで、そのほとんどが発生している。
- ②マシンと土との摩擦係数は、一面せん断試験機を改良したものを用いて概ね推定できる。
- ③マシンと地盤間の挙動は、微小変位区間内であれば線形ばね的である。
- ④マシンと地盤間の線形ばねは最大摩擦力で表現することができる。
- ⑤最大摩擦力は、一面せん断試験で得られる摩擦係数に管法線方向荷重を乗じて求めることができる。
- ⑥マシンと地山の摩擦係数は、既往の研究結果($\mu = 0.2 \sim 0.3$)とよく一致している。
- ⑦三次元有限要素法による解析は、水平方向地表面変位に着目した場合、実験値に近い値を得られる。
- ⑧二次元有限要素法による解析は、三次元有限要素法を基準値として換算係数を用いることで定性的な評価に利用できる。

本研究では、比較的硬質な砂質土地盤を対象としてシールドマシンの摩擦力による地表面変位の検討を行った。これらの結果、シールドマシンと地山の摩擦による地表面変位は、有限要素法により概ね予測できることがわかった。今後は、切羽の安定性およびテール部の応力解放を含めたトータルの検討を行う必要があると考える。

6. おわりに

本報文をまとめるに当たって、幾つかの土槽実験を行ってきたが、今後もさらに現場計測データ等の収集および分析により本研究結果をさらに良いものに上げていきたい。また、大口径・小土被りシールドを対象とした切羽の安定性およびテールボイドの影響も考慮したトータルの地盤変状予測解析をめざして研究を進めてゆきたいと考える。

参考文献

- 1) 金山：地下鉄駅シールド工事ならびに大断面土圧シールド工事の施工例，トンネル技術講習会テキスト，Vol1. 1983.
- 2) 森 麟 ほか：粘性土地盤中のシールド機の周面摩擦係数に基づく土の動きに関する基礎的研究，土木学会第41回年次学術講演会，pp. 827～828，1986年1月。
- 3) 吉田 保ほか：泥土圧シールド掘進時の切り羽土圧と周面摩擦係数について，土木学会論文集No. 445/Ⅲ-18，pp75～82，1992年3月。
- 4) 岸田 隆夫ほか：砂と金属材料との間の摩擦抵抗，第12回土質工学研究発表会，pp. 295～298，1977年6月。
- 5) 岸田 隆夫ほか：砂と金属材料との間の摩擦抵抗（その2），第13回土質工学研究発表会，pp. 437～440，1978年6月。
- 6) 土木学会：トンネル標準示方書〔シールド工法編〕・同解説，pp44，1996年7月
- 7) 松下 雅行ほか：シールドマシンと地山に関する模型実験，土木学会第49回年次学術講演概要集Ⅲ，pp1328～1329，1994年9月
- 8) 松下 雅行ほか：シールドマシンと地山の摩擦を考慮した地盤変状予測，土木学会第50回年次学術講演概要集Ⅲ，pp1326～1327，1995年9月