

上部地盤の載荷がトンネル覆工に及ぼす影響 に関する模型実験

小島芳之¹・吉川和行²・野城一栄³・野間達也⁴・朝倉俊弘⁵・土屋敬⁶

¹正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail : ykojima@rtri.or.jp

²正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

³正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

⁴正会員 工博 (株) フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

⁵正会員 工博 京都大学院 工学研究科資源工学専攻 助教授 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

⁶正会員 工博 金沢工業大学 客員教授 (〒921-8501 石川県野々市町厨が岡 7-1)

既設トンネル上部の近接盛土や構造物基礎の設置によるトンネル覆工への影響評価法を確立することを目的として、二次元平面ひずみの載荷・除荷模型実験装置を用いて、部分載荷実験を行った。実験の対象地盤は、初期剛性が大きく粘着力 c が卓越する低強度モルタル地盤と、初期剛性が小さく内部摩擦角 ϕ が卓越する乾燥砂地盤の2種類である。

実験の結果、部分的な上部載荷による地盤の非線形な変形挙動と、この地盤挙動との相互作用の結果として生ずるトンネル覆工の変形挙動の特性が明らかになった。さらに、FEMによる実験結果のシミュレーションを行い、影響予測の実務に適した地盤およびトンネル覆工のモデル化の考え方を提案した。

Key Words : tunnel, ground loading model test, nonlinear elastic ground, FEM analysis

1. はじめに

近年、都市部における土地の高度利用化に伴い、既設トンネルに近接した盛土・切土工事や構造物基礎の新設工事などが増加し、トンネルへの影響を適切に予測することが求められている。特に鉄道トンネルでは、構造物の安全性に加え建築限界と走行安定性の確保が重要なので、FEMなどの解析により影響予測を行うことが一般的である。しかし、モデル化の方法によって予測の結果が異なるため、実務に適する予測方法の確立が望まれてきた。このような状況に鑑み、鉄道総研では、既往の鉄道トンネルへの近接施工の実績に基づき「既設トンネル近接施工対策マニュアル」(1995年1月)¹⁾を作成し、実務に供してきた。しかしながら、詳細な影響の予測法を示すには至らなかった。

一方、地山を介した載荷によるトンネルの変形挙動に関しては、埋設管を対象とした東田らの研究²⁾や、シールドセグメントを対象とした小山らの研究³⁾などがある。しかしながら、上部載荷による地山の応力伝播や非線形特性を考慮したトンネル覆工の変形挙動を体系的に扱った研究例は、極めて少ない。

そこで、筆者らは現在、既設トンネルに対する近接

施工による定量的影響予測法を確立するため、上部地山の載荷・除荷に関する現地計測データの分析や、模型実験、FEMによる解析的な検討を行っている。

本論文では、上部載荷・除荷による地盤およびトンネルの挙動を把握するために行った二次元平面ひずみ載荷・除荷実験装置による載荷実験結果について示し、地盤の部分的な載荷による非線形な挙動との相互作用の結果として生ずるトンネル覆工の変形特性を明らかにする。さらに、FEMによるシミュレーションを行い、影響予測の実務に適したモデル化の考え方を提案する。

2. 実験概要

(1) 実験装置

実験装置は、写真-1に示すように、土槽、載荷装置、反力枠からなる。土槽と載荷装置の形状および計測器の配置を図-1に、トンネル覆工模型の形状と計測器の配置を図-2に各々示す。

土槽の寸法は、幅1,500mm、高さ1,000mm、奥行き400mmである。土槽の前面板と背面板は、二次元平面ひずみ条件を再現するためにH鋼(H-150×150mm)の

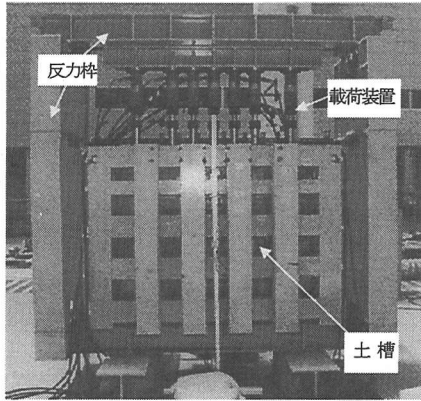


写真-1 トンネル載荷・除荷実験装置の外観

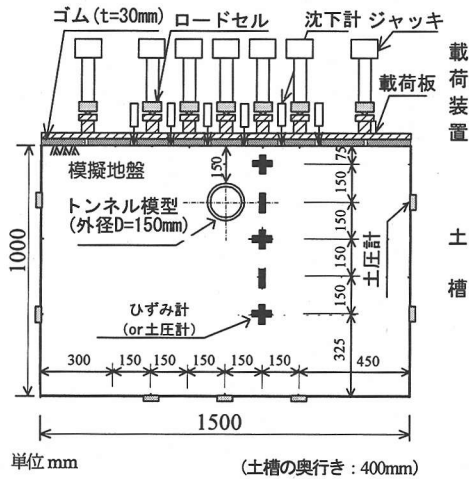


図-1 実験装置と計測器配置

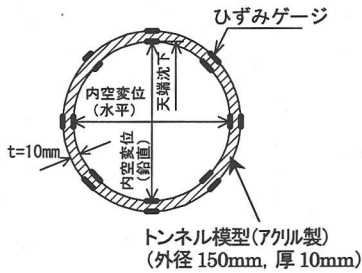


図-2 トンネル模型と計測器配置

表-1 低強度モルタル (M 地盤) の配合 (kg/m³)

水セメント比 (W/C)	早強セメント (C)	水 (W)	珪砂 6号	珪砂 7号
3.00	213	638	325	325
ベントナイト		流動化剤	分離防止剤	
63.8		19.6	0.32	

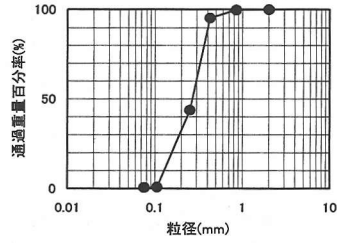
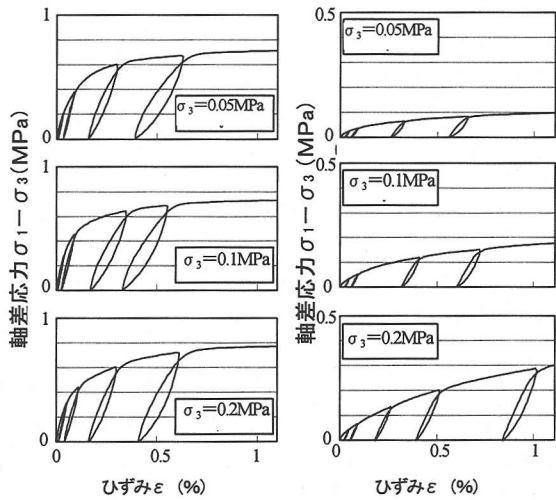


図-3 乾燥浜岡砂 (S 地盤) の粒径加積曲線

表-2 模擬地盤の物性値

地盤名	M 地盤	S 地盤
使用材料	低強度モルタル (養生: 7日)	乾燥浜岡砂 (空中落下法)
湿潤密度 ρ (g/cm ³)	1.59	-
乾燥密度 ρ (g/cm ³)	1.02	1.51
自然含水比 ω (%)	55.9	0.0
間隙比 (e)	-	0.782
相対密度 D_r (%)	-	43.8
一軸圧縮試験	q_u (MPa)	0.742
	E_{50} (MPa)	133
三軸圧縮試験* (LDT による)	c (MPa)	0.290
	ϕ (°)	9.5
		23

※ 試験条件: UU (M 地盤) CD (S 地盤) 0.1%/min. c, ϕ は至み 1% の値.



(a) M 地盤 (UU 試験) (b) S 地盤 (CD 試験)

図-4 模擬地盤の精密三軸圧縮試験 (LDT) 結果

井桁により補強するとともに、その上部をタイロッドで固定している。

載荷部材は、7組の載荷板と油圧ジャッキで構成される。載荷板は、補強リブが付いた厚さ50mmの鋼板で、載荷板下部には地表面沈下に追従できるよう厚さ30mmのゴム板を設置した。載荷板の幅は、両端の2個が371mm、その他5個が146mmで、奥行きは各々396mmである。油圧ジャッキには、最大圧縮力200kN、ストローク150mmのものを用いた。

(2) 地盤材料

地盤材料には、一軸圧縮強さ $q_u=0.5\sim 1.0\text{MPa}$ 、弾性係数 $E_{50}=100\sim 200\text{MPa}$ の力学特性を有する泥岩（いわゆる土丹）を想定した低強度モルタル地盤（M地盤）と、N値20~30の洪積砂層を想定した空気乾燥状態の砂地盤（S地盤）の2種類を考えた。

a) M地盤

M地盤には、表-1に示す配合のモルタルを用いた。表-2は、モルタルの7日養生後の物性値である。

b) S地盤

S地盤には、図-3の粒度分布を示す空気乾燥状態の遠州浜岡砂を用いた。表-2は、遠州浜岡砂の物性値である。

c) 精密三軸圧縮試験による各地盤の非線形性

各地盤に対して、微小ひずみでの非線形特性を確認するために、局所変形測定装置（LDT⁴⁾）を用いた精密三軸圧縮試験を行った。条件は、M地盤が非圧密非排水（UU）で、S地盤が圧密排水（CD）とし、ひずみ速度はともに0.1%/minとした。

図-4は、LDT試験結果である。図より、M地盤の場合は、軸差応力の増分が軸ひずみ0.1%付近から急激に減少しはじめて非線形性が顕在化するが、拘束圧が増加しても弾性係数やせん断強さはあまり増加しない。S地盤の場合は、M地盤と同様に強いひずみ依存性を示すが、拘束圧が大きくなると弾性係数やせん断強さも増加し、拘束圧の影響が非常に大きいことが分かる。

(3) トンネル覆工

トンネル覆工には、外径 $D=150\text{mm}$ 、内径130mm、肉厚10mm、長さ394mmの亚克力製の円筒を用いた（図-2）。なお、新幹線断面程度の規模の实物トンネルを想定すれば、トンネル幅約10mに対して1/60の縮尺になる。

本実験では、このようにトンネルの幾何学的相似率を1/60とし、上記(2)で示したように地盤の力学特性を实物に合わせた。一方、覆工の力学特性については、实物の材料を用いることは難しいので、地盤に対する

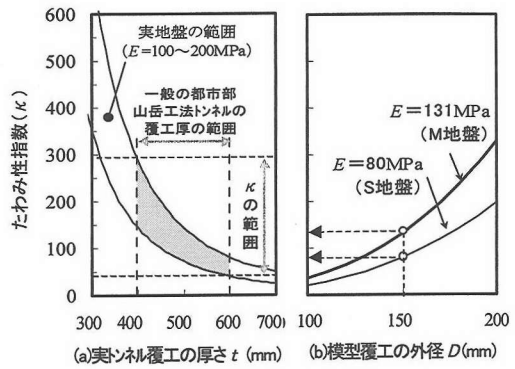


図-5 たわみ性指数 κ と覆工厚 t の関係

相対的な曲げ剛性によって实物に合わせることにした。

東田・三笠²⁾の研究によれば、トンネルの地盤に対する相対的な曲げ剛性は、次式に示すたわみ性指数 κ によって表せるとしている。

$$\kappa = E/(S_f / a^2)$$

ここに、 E ：地盤の弾性係数

S_f ：平面ひずみ条件での管壁の曲げ剛性

$$S_f = E_p t^3 / \{12(1 - \nu_p^2)\}$$

E_p ：管の弾性係数、 ν_p ：管のポアソン比、

a ：管半径、 t ：管厚

いま、トンネル外径 D を10m、覆工コンクリートの弾性係数 E_p を14,000MPa、ポアソン比 ν_p を0.16とすれば、弾性係数 $E=100\sim 200\text{MPa}$ 程度の低固結度の地山を想定したとき、たわみ性指数 κ と覆工厚 t の関係は図-5(a)の実線のようになる。ここで、都市部における山岳工法トンネルの覆工厚 $t=400\sim 600\text{mm}$ ⁵⁾ の範囲では、 $\kappa=40\sim 300$ の範囲にあることが分かる。一方、模擬地盤中の模型覆工のたわみ性指数 κ は、M地盤、S地盤の E を各々133MPa (E_{50})、80MPa (LDTの $\sigma_3=0.2\text{MPa}$ の0.05%割線弾性係数) とすれば、図-5(b)の実線のようになる。いま、模型覆工の外径150mm、覆工厚 $t=10\text{mm}$ とすれば、模型覆工の κ は実トンネル覆工の κ の範囲内にあることが分かる。すなわちM地盤およびS地盤中の覆工模型は、実トンネル覆工の剛性にほぼ対応するものと判断できる。

なお、本研究では、覆工模型の形状を単純化し、剛性一様の円形断面にした。そのため、一般の山岳工法トンネルにおけるインバートと側壁の間の不連続な構造は表現しなかった。また、覆工は二次覆工を想定しており、地山と一体で挙動する一次支保をモデル化しなかった。

(4) 土槽壁面の摩擦低減対策と土槽の寸法効果

地盤と土槽壁面の摩擦低減対策は、(3)に示す地盤

表-3 実験ケース

ケース番号	地盤種別	土被り H	本載荷幅 B
1	M	(D 初無)	$3D$
2	M	$1D$	$3D$
3	M	$2D$	$3D$
4	M	$3D$	$3D$
5	M	$1D$	$1D$
6	S	(D 初無)	$3D$
7	S	$1D$	$3D$
8	S	$3D$	$3D$

注) M: モルタル地盤, S: 砂地盤, D: D 初外径 (150mm)

の種類に応じて次のようにした。即ち、モルタル地盤では、流動パラフィンを用いて50mm角のフッ素加工シート（厚さ0.10mm）を2枚重ねにしたものを内壁に貼付した。砂地盤では、シリコングリッドを用いて幅150mm×長さ1,200mmのゴムメンブレン（厚さ0.25mm）を2枚重ねにしたものを内壁に貼付した。

土槽の形状と土槽内応力の関係は、久武・渋谷⁶⁾によって実験的な研究が行われ、模擬地盤の摩擦係数と側圧係数の積が0.1、トンネル内圧と載荷圧の比を8割以上確保するには、トンネル（土槽）の奥行きをトンネル土被りと同程度以上にすることが示している。これから、本実験ではトンネル土被り450mmの場合においても土槽の寸法効果の影響を低減するため、トンネル（土槽）の奥行きを400mmとした。

(5) 実験ケース

実験ケースは、表-3に示すように地盤種別、トンネルの有無の他、幾何学的パラメータとしてトンネルの土被り H 、載荷幅 B を変化させ、計8ケースとした。

(6) 計測項目

地盤に関する計測項目は、図-2に示したように、地表面沈下、土槽側面と土槽底面の土圧、地中ひずみ（M地盤）、地中鉛直土圧（S地盤）である。地中ひずみ、土圧の計測には、それぞれ市販の埋込み型ひずみ計、小型土圧計（ $\phi 30\text{mm}$ ）を使用した。

なお、M地盤については、地盤剛性が大きいので土圧計の受圧面と地盤の接触が困難であると考え、地中土圧の計測は行わず地中ひずみを計測することにした。一方、S地盤については、地盤剛性が小さいので地中ひずみの計測は困難であると考え、地中土圧のみを計測することにした。

トンネル覆工に関する計測項目は、図-2に示したように内空変位（板ばね式変位計による）、天端沈下（小型のダイヤルゲージによる）、覆工ひずみである。覆工ひずみから、覆工に作用する軸力、曲げモーメントを算定することができる。

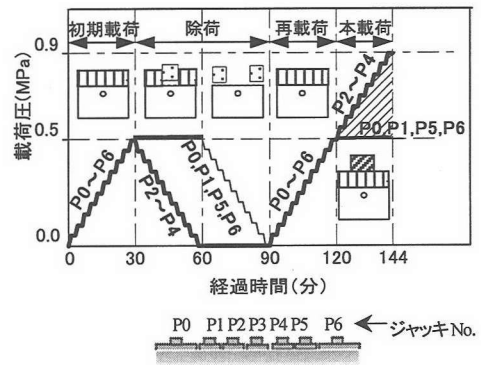


図-6 載荷の手順（本載荷幅 $B=3D$ の場合）

(7) 実験手順

実験は、まず①地盤を作製し載荷装置をセットしたのち、②上部載荷により地盤の初期応力状態（0.5MPa）を作成した上で、③盛土を再現する本載荷（0.5～0.9MPa）を行った。

a) 模擬地盤の作製

M地盤は、土槽内に地中ひずみ計とトンネル模型をそれぞれ所定の位置に設置したのち、モルタルを7回（1バッチ、 0.1m^3 ）に分けて打設し作製した。その後、7日間養生したのち載荷実験を行った。このとき、地盤の均一性を確認するため、第2、4、6バッチから供試体を作製し一軸圧縮試験を行った。結果の一例としてケース1では、第2、4、6バッチで各々0.70、0.74、0.71MPa（養生：7日）であり、地盤はほぼ様な強度を有することが確認できた。また、実験後に模擬地盤の上部、中部、下部の計5箇所ブロックサンプリングを行い、密度、含水比が同一であることを確認した。なお、モルタルの乾燥収縮による地盤と土槽との隙間が生じることの対策として、予め土槽側壁と地盤の間に薄い空洞を空けておき、モルタルの収縮が概ね完了した時点で収縮の少ない石膏を流し込み充填した。また、土槽底面土圧を計測できるように、土圧計を設置した後に厚さ10mmの砂を敷き詰めて締固めた上で、モルタルを打設した。

S地盤は、土槽内に小型土圧計とトンネル模型をそれぞれ所定の位置に調整したのち、空気乾燥状態の浜岡砂を一定の寸法の出口から、高さ1.0mで自由落下させ、様な地盤を作製した。このときの地盤の単位体積重量 γ は、別途30cm角の容器を使って空中落下法により調べた結果 14.8kN/m^3 であった。

b) 初期応力状態の作成（初期載荷・除荷・再載荷）

模擬地盤に土被り20m程度の初期応力状態を再現するため、図-6に示すように、荷重（0.5MPa）を一

様に与える初期荷重を行った後に除荷を行い、再度、初期荷重と同様な要領で一樣荷重（再荷重）を行った。地盤作製時にトンネルが設置されているので、初期荷重～除荷～再荷重を行うと、周辺地盤とトンネルは相互に影響を及ぼしあいながら変形するので、本来のトンネル掘削後の初期応力状態とは異なることになるが、本実験では再荷重後の状態を実験上の初期応力状態とした。除荷を行ったのは、上部除荷によるトンネルと地盤の相互作用を考察するためであり、この結果は別稿においてとりまとめる予定である。なお、地表面沈下、地中ひずみ（M地盤）、地中土圧（S地盤）の値を初期荷重後と再荷重後で各々比較したところ、両者に有意な差は生じておらず、適切に初期応力状態を再現できたものと考えられる。

荷重は、荷重制御とし荷重板と油圧ジャッキの間にロードセルを設置し、モニターで荷重圧を確認しながら、油圧ジャッキに接続した手動油圧ポンプを用いて、7つの荷重板を加圧することにより行った。

荷重は、図-6に示すように、0.05MPa 荷重した後に2分間荷重を保持することを繰り返して行って0.5MPaになるまで行った。計測は、所定荷重圧に到達してから1分後に行った。

c) 本荷重

本荷重の目的は、上部地盤に盛土などの部分荷重が行われたことを再現するためである。なお、図-6に示すように、荷重幅 $B=1D$ はP3のみ、 $B=3D$ はP2, P3, P4を荷重することを表す。荷重重は、高さ20m程度の盛土を想定し、0.4MPaとした。

荷重は、初期荷重と同じ要領で0.9MPaまで行った。

3. 実験結果と考察

ここでは、M地盤とS地盤について、まず初期荷重と本荷重に分けて地盤の変形挙動を示したうえで、本荷重におけるトンネル覆工の変形挙動を示す。

(1) M地盤の挙動

a) 初期荷重

図-7は、トンネル無し（ケース1）について荷重圧と土槽底面土圧の関係を示したものである。図より、土槽底面土圧は荷重圧とほぼ線形関係にあるが、その大きさは理論土圧に対して同程度から10%程小さい。

また、図-8に、ケース1の荷重圧と地中ひずみ（鉛直および水平）、地表面沈下の関係を示す。図より、鉛直ひずみは荷重圧を増やすと非線形的に増加し、荷重圧0.5MPaにおいて700~900 μ となり、深いほど鉛直

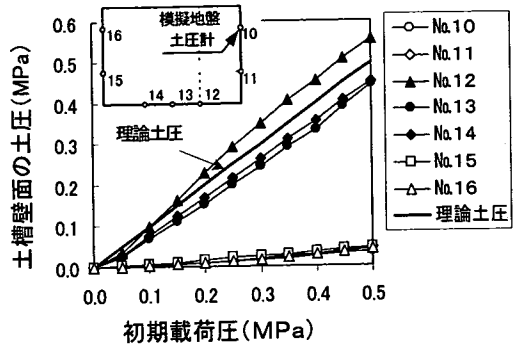
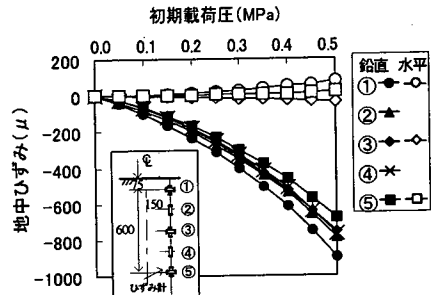
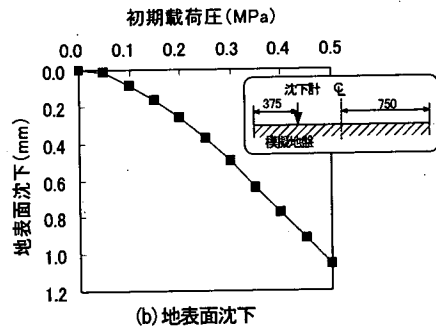


図-7 M地盤の初期荷重圧と土槽底面・側面土圧の関係（ケース1）



(a) 地中ひずみ



(b) 地表面沈下

図-8 M地盤の初期荷重圧と地中ひずみ、地表面沈下の関係（ケース1）

ひずみが小さくなる傾向が見られる。

このように、壁面摩擦の影響は深いほど大きく、ケース1以外のケースも勘案すれば、土槽底面（深さ1m）で平均10%程度の土圧が減少しているものと考えられる。したがって、トンネルが設置される土被り3D付近（深さ0.45m）では、5%程度の土圧の減少があるものと考えられる。なお、図-8より、荷重圧0.5MPaの際の地表面沈下は約1mm（深さ方向に均等にひずみが生じた場合の鉛直ひずみ値は1,000 μ ）であり、鉛直ひずみの計測値よりもやや大きかった。これは、主に底部に敷き詰めた砂（厚さ10mm）の圧縮沈下やM地盤表層部の僅かな不均一性による影響であると考えられる。また、水平ひずみは非常に小さく、地盤と土槽

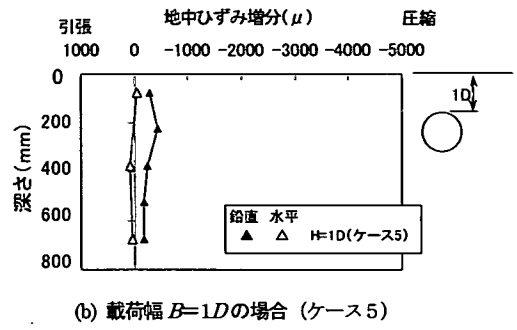
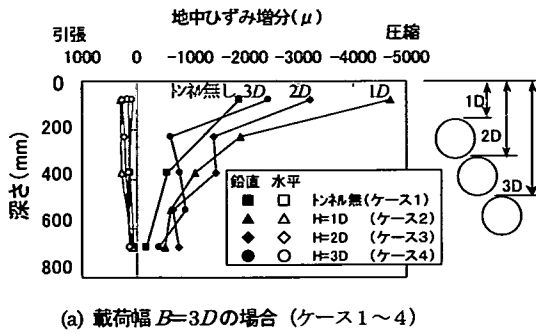


図-9 M地盤の本載荷圧0.9MPaでの地中ひずみ増分の分布(ケース1~5)

側壁にすき間がほとんど発生していないことが分かる。

以上より、M地盤では、多少の壁面摩擦の影響が生じたものの、ほぼ良好な鉛直応力0.5MPaの初期応力状態を再現できた。

b)本載荷

図-9は、ケース1~5の載荷圧0.9MPaにおける鉛直および水平地中ひずみ増分(載荷圧0.5MPaからの増分)の分布を示したものである。

図-9(a)より、載荷幅 $B=3D$ (ケース1~4)の場合は、地表面に近づくほど鉛直ひずみが著しく大きくなっている。これは、圧縮応力が大きいことに加えて、地盤のひずみ依存の非線形性によるものであり、この非線形性の影響が大きい範囲は、土被り $H=3D$ (0.45m)すなわち $H/B=1$ 程度までである。また、鉛直ひずみは、トンネルの側方において相対的に大きくなっている。これは、トンネルの剛性が地盤に比較して相対的に小さいので、側方地盤に応力が集中する傾向にあるためであると考えられる。なお、水平ひずみは全体的に非常に小さい。これは、水平応力の地中への分散が鉛直応力に比べて著しいためであると考えられ、載荷により拘束圧が増加する効果は、ごく浅い範囲にしか期待できないことを示唆するものである。

一方、図-9(b)より、載荷幅 $B=1D$ (ケース5)のひずみは、 $B=3D$ (ケース2)に比較して全体に小さく、特に深さ75mmにおける鉛直ひずみは極めて小さかった。これは、載荷幅が狭いので地中の応力分散が著しいことに加え、ひずみ計の位置が載荷幅より外にあったためである。

図-10は、載荷圧と地表面沈下の関係を示したものである。図より、M地盤では、各ケースともに載荷圧が増えると地表面沈下の増分が増える顕著に非線形な挙動が生じていることが分かる。

以上より、本載荷によるM地盤の挙動は、①載荷圧を増やすほど地盤剛性が著しく低下してひずみが急増すること、②この非線形挙動は載荷面に近いほど著し

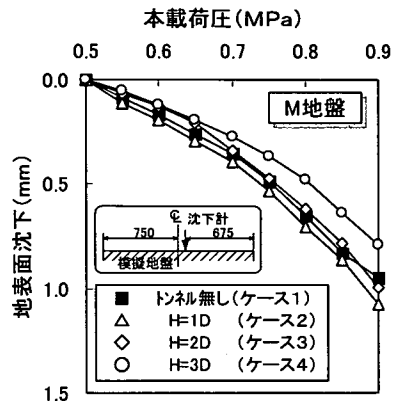


図-10 M地盤の本載荷圧と地表面沈下の関係(ケース1~4)

いこと、③その範囲は $H/B=1$ 程度より浅い範囲であることが分かった。また、トンネルがある場合はその側方に応力が集中する傾向にあること、部分載荷による拘束圧の増加は小さいこと、載荷幅が狭いと地中への応力分散がより著しいことなどが確認できた。

(2)S地盤の挙動

a)初期載荷

図-11は、S地盤と土槽壁面の摩擦の程度を確認するため、トンネル無し(ケース6)について載荷圧と土槽底面土圧の関係を示したものである。図より、M地盤の場合と同様に、土槽底面土圧は載荷圧とほぼ線形関係にあり、載荷圧と同程度の値であった。一方、ケース6の載荷圧と地中土圧の関係を図-12に示す。図より、地中土圧は、載荷圧(理論土圧)に比べて若干大きい値であるが、これはダイヤモンド型土圧計特有の応力集中⁷⁾によるものと考えられる。なお、地中土圧を深さ毎に見ると、深いほど計測値が小さくなる傾向にあるので、S地盤の場合も土槽壁面の摩擦の影響が多少見られることが分かる。ただし、摩擦の影響

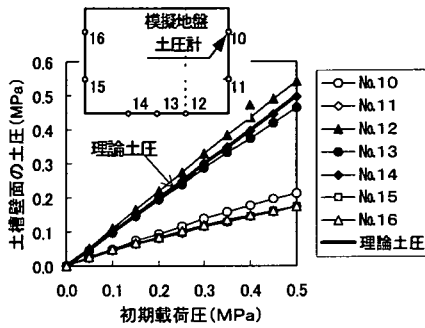


図-11 S地盤の初期載荷圧と土槽底面・側面土圧の関係 (ケース6)

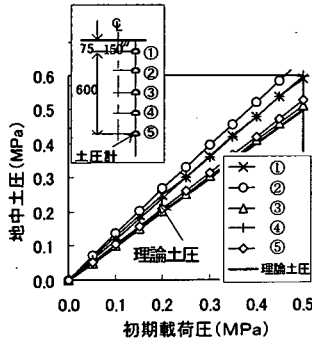


図-12 S地盤の初期載荷圧と地中土圧の関係 (ケース6)

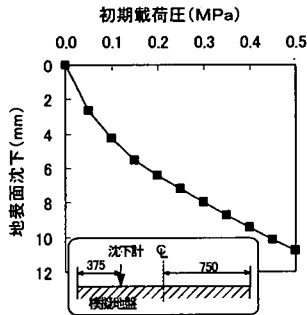
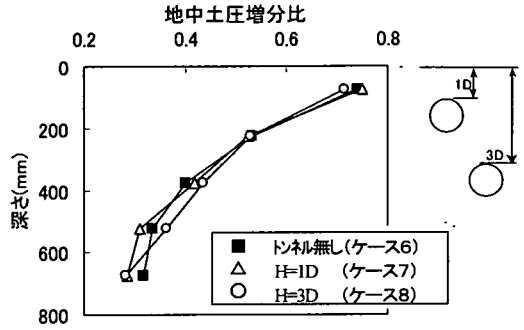


図-13 S地盤の初期載荷圧と地表面沈下の関係 (ケース6)

は、ケース6以外のケースも勘案すれば、土槽底面において最大5%程度である。また、地盤の深さ方向の密度分布は、各載荷段階で概ね均一に保持されたものと判断される。

図-13は、ケース6の載荷圧と地表面沈下の関係を示したものである。図より、載荷初期の段階では沈下量の増分が大きく、載荷圧が増えるに従い沈下量の増分が減少し、載荷圧0.3MPa以降はほぼ線形に挙動していることが分かる。これは、載荷初期では地盤の圧縮により間隙比が低下し見かけの弾性係数が大きくな



注) 地中土圧増分比 = $(\sigma_{0.9} - \sigma_{0.5}) / \sigma_{0.5}$
ここに、 $\sigma_{0.9}$: 本載荷圧0.9MPaでの地中鉛直土圧
 $\sigma_{0.5}$: 載荷圧0.5MPaでの地中鉛直土圧

図-14 S地盤の本載荷圧0.9MPaでの地中土圧増分比の分布 (ケース6~ケース8)

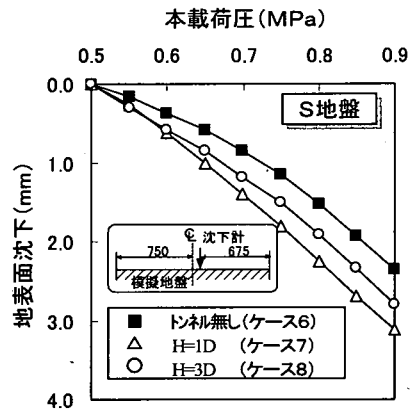


図-15 S地盤の本載荷圧と地表面沈下の関係 (ケース6~ケース8)

ることや、載荷圧がさらに増えると、間隙比が一定値に近づき間隙比の低下による弾性係数の増加の効果が小さくなる一方で拘束圧の増加に伴うひずみ硬化が生じることによるためであると考えられる。

以上より、S地盤は、M地盤と同様に多少の壁面摩擦の影響が生じたものの、鉛直応力0.5MPaのほぼ均一な初期応力状態を再現できた。そのときの見かけの弾性係数は80MPa程度であり、M地盤の約1/5である。

b) 本載荷

図-14は、ケース6~8の本載荷圧0.9MPaにおける地中土圧増分比(載荷圧0.5MPaからの地中鉛直土圧の増分を載荷圧0.5MPaの地中鉛直土圧で正規化(図中の注)参照))の分布を示したものである。図より、地中土圧増分比は、いずれのケースも地表面に近くになるほど大きくなっており、各ケースともほぼ同様の値を示している。なお、トンネルがある場合(ケース7~8)におけるトンネル側方の土圧に有意な差は認

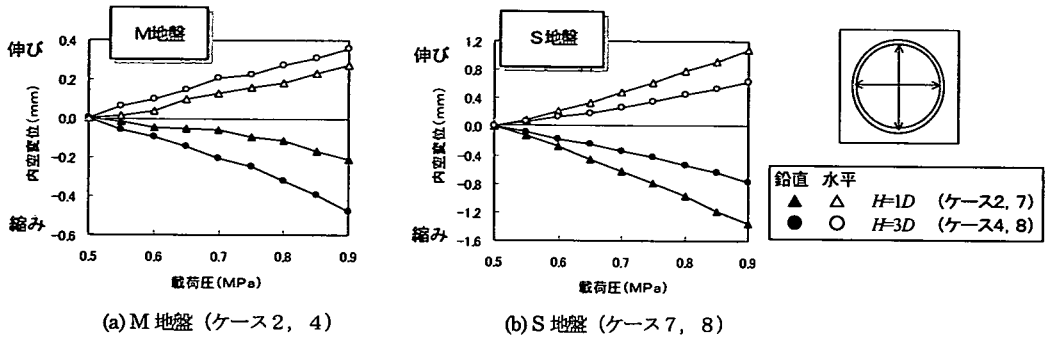


図-16 本載荷圧とトンネル内空変位の関係 (載荷幅 $B=3D$)

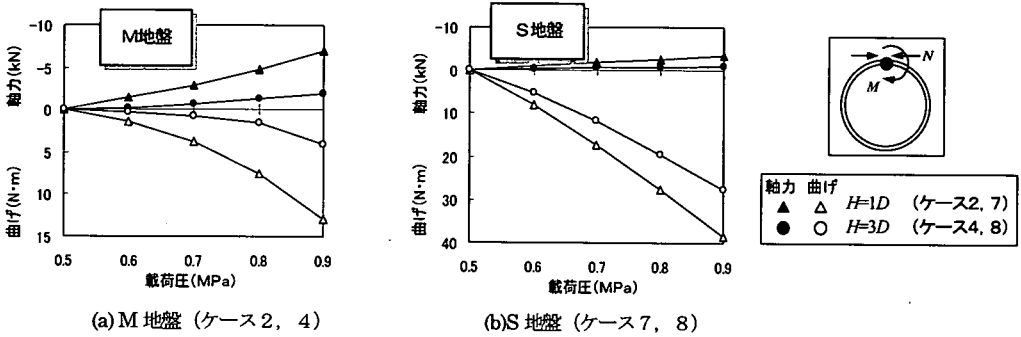


図-17 本載荷圧と天端部の断面力の関係 (載荷幅 $B=3D$)

められなかった。すなわち、M地盤のように地中応力がトンネル側方の地山に流れるような挙動は認められなかった。これは、M地盤に比較してS地盤の剛性が小さいためであると考えられる。

図-15は、載荷圧と地表面沈下の関係を示したものである。図より、各ケースともに載荷圧が増えたと地表面沈下の増分が大きくなる非線形な挙動が見られるが、M地盤に比べると非線形性が穏やかである(図-10参照)。これは、本載荷に伴って拘束圧も増加するので、地盤のひずみレベルが増えても地盤剛性が大きく低下しないためであると考えられる。

以上より、本載荷によるS地盤の挙動は、①M地盤と同様に土被りが小さいほど載荷の影響が大きいが、②載荷圧が増えると拘束圧の増加により弾性係数が大きく低下することはないのでより穏やかな非線形挙動となる、③M地盤に比べて軟らかいのでトンネルの側方地盤に応力が集中することはない、などの知見が得られた。

(3)トンネル覆工の挙動

ここでは、M地盤およびS地盤の挙動の特徴を踏まえ、本載荷時のトンネル覆工の変形挙動について、内空変位、断面力(軸力、曲げモーメント)、トンネル覆工に発生する応力に着目して検討する。

図-16に載荷圧とトンネル内空変位の関係を、図-

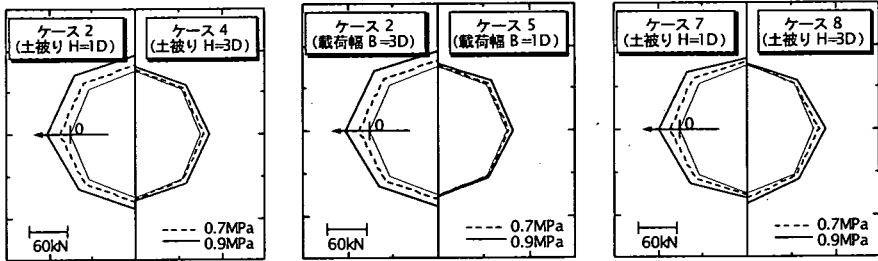
17に載荷圧とトンネル天端部の断面力の関係を、図-18および図-19に0.7、0.9MPa時の断面力分布を、図-20に土被り・載荷幅と載荷圧0.9MPa時の天端部内縁応力(軸力成分:軸力を覆工断面積で除したもの、曲げモーメント成分:曲げモーメントを断面係数で除したもの)の関係を、さらに図-21に土被りと載荷圧0.9MPa時の天端部縁応力との関係をそれぞれ示す。なお、全て本載荷開始時(0.5MPa)を基準にした増分値で整理した。

a) 全体的な挙動の傾向

覆工は、全ケースで次のような挙動を示した。すなわち、内空変位については、図-16より、載荷により鉛直方向に縮小し水平方向に拡大する変形モードを示し、変形量は鉛直方向の方が大きい。断面力については、図-17~19より、軸力は全て圧縮であり、曲げモーメントは変形モードに対応して天端・インパート部で正曲げ、SL部で負曲げである。

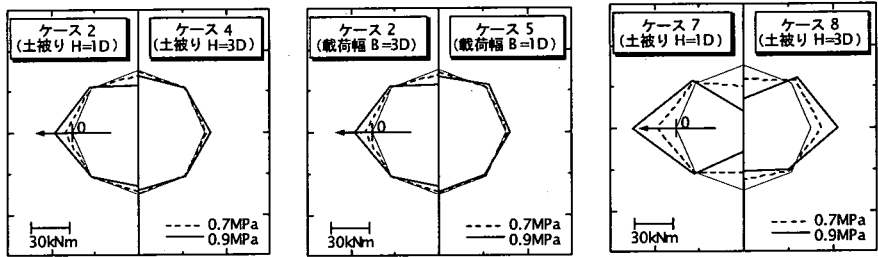
b) M地盤における覆工の挙動

M地盤における内空変位および断面力は、図-16(a)および図-17(a)より、載荷圧の増加とともに急増する挙動を示しており、その傾向は土被りが小さいほど顕著である。これは、M地盤は、初期剛性が大きいものの強いひずみ依存の非線形性を示すからである(図-10)。



(a) 土被りの影響 (M 地盤) (b) 載荷幅の影響 (M 地盤) (c) 土被りの影響 (S 地盤)

図-18 本載荷における断面力分布 (軸力)



(a)土被りの影響 (M 地盤) (b)載荷幅の影響 (M 地盤) (c)土被りの影響 (S 地盤)

図-19 本載荷における断面力分布 (モーメント)

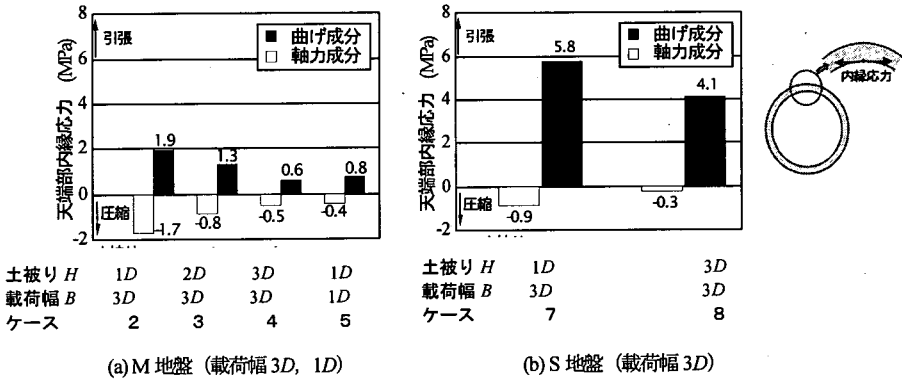


図-20 土被り・載荷幅と本載荷圧 0.9MPa 時における天端部内縁応力の曲げ成分・軸力成分との関係

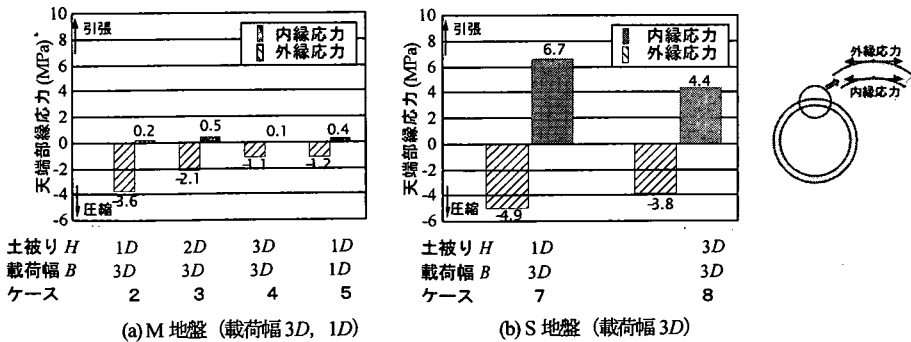


図-21 土被り・載荷幅と本載荷圧 0.9MPa 時における天端部内縁・外縁応力との関係

断面力の分布については、図-18(a)および(b)より、軸力は覆工全周においてほぼ均等に生じており、曲げモーメントは図-19(a)および(b)に示すように、(c)に示すS地盤と比較するとかなり小さくなっている。また、図-20(a)より、天端部内縁応力は、全てのケースにおいて曲げモーメント成分が軸力成分を僅かに上回る程度であり、載荷後も軸力が支配的な応力状態にあることが分かる。

次に、土被り H あるいは載荷幅 B による影響に着目すると次のようである。

土被り H による影響については、図-20(a)に示すように、土被りが $H=3D$ (ケース4) から $H=1D$ (ケース2) に低下すると、天端部の曲げ成分(■)および軸力成分(□)とともに同程度に増加する。その結果、図-21(a)に示すように、土被りが減ると、外縁応力(圧縮)(⊗)が増加するものの、内縁応力(引張)(□)はほとんど変化しないという結果になった。その原因は、土被りが小さいと載荷による拘束圧が大きくなること、載荷により地盤が軟らかくなるとポアソン比が増えて側圧が増加することなどが考えられる。

載荷幅 B による影響については、図-20(a)に示すように、載荷幅 $B=1D$ (ケース5) の場合は、載荷幅 $B=3D$ の場合(ケース4)に比較し、曲げ成分がやや卓越する傾向にある。これは、 $B=1D$ (ケース5) の場合は、天端部の比較的狭い範囲に載荷圧が加わるためであると考えられる。

c) S地盤における挙動

S地盤における内空変位および断面力は、図-16(b)および図-17(b)より、M地盤の場合と比較すると線形的に増加している。これは、S地盤では、本載荷において地盤剛性の低下があまりないこと(図-15)と整合がとれている。

断面力分布についてM地盤と比較すると次のようになる。まず軸力については、図-18(c)より、SL部ではM地盤とほぼ同様の値であるのに対して、天端部ではM地盤の1/2程度である。次に曲げモーメントについては、図-19(c)より、全体的にM地盤よりかなり大きい(土被り $H=1D$ で4倍)。また、図-20(b)より、天端部内縁応力は、M地盤に比べて曲げ成分がはるかに支配的な応力状態にあることが分かる。このように、天端部で軸力が小さくなるのは、地盤と覆工の間に摩擦力が生じるためであり、全体的に曲げモーメントが卓越するのは、S地盤の剛性がM地盤よりはるかに小さいためであると考えられる。なお、初期載荷終了時の弾性係数は、(2)b)で述べたようにM地盤の約1/5である。

一方、土被り H による影響については、図-20(b)

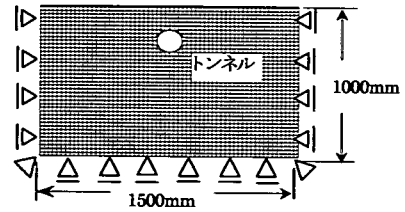


図-22 解析モデル (土被り1Dの例)

表-4 シミュレーションに用いる地盤モデル

Model	地盤の線形・非線形	考え方
I	線形	弾性係数にLDTの初期弾性係数を用いる
II	非線形	LDTの軸差応力～軸ひずみ関係を直接解析コードに入力する
III	非線形	LDTの応力ひずみ曲線を再現した破壊接近度法

に示すように、M地盤と同様に、土被りが $H=3D$ から $H=1D$ (ケース7から6)まで小さくなると、曲げモーメント成分および軸力成分ともに増加している。しかし、M地盤に比較して曲げモーメント成分が圧倒的に卓越しており、図-21(b)に示すように、土被りが小さいほど天端部内縁で引張応力が顕著に増加していることが分かる。

4. 数値解析

ここでは、2次元FEMにより載荷による地盤とトンネル覆工の挙動をシミュレートし、解析モデル化の方法を検討する。

(1) 解析モデル

解析手法は、図-22に示すような2次元FEMである。地盤は平面要素で表現し、非線形性の考慮の方法により表-4に示すModel I, II, IIIの3種類の解析モデルを設定した。また、覆工は梁要素で表現している。

地盤～覆工間の接触については、ギャップ要素により接触・非接触を考慮し、また、せん断方向の摩擦は0としている。その他に、実験においては土槽壁面と地盤との間に摩擦が生じたので、解析では、地盤の要素の各節点に鉛直方向の片端固定ばねを付けることにより壁面摩擦を考慮したケース(壁面摩擦有)も実施した。ここで、ばね係数は、実験における載荷圧と底面土圧との関係が再現されるように試行錯誤的に求めた。

なお、使用した解析コードはMARCである。

表-5 解析条件 (M 地盤)

地盤	弾性係数	Model I ($E=790\text{MPa}$)	
		Model II (図-4(a)に準拠)	
	ポアソン比	0.25/0.35	
覆工~地盤間		接触・非接触を考慮, 摩擦無し	
覆工	弾性係数	3,400MPa	
	ポアソン比	0.43	
壁面摩擦	(せん断弾性係数)	摩擦係数	0 kN/m ² (壁面摩擦無し)
			2400 kN/m ² (壁面摩擦有: $\nu=0.25$)
			3840 kN/m ² (壁面摩擦有: $\nu=0.35$)

表-6 解析条件 (S 地盤)

地盤	弾性係数	Model I ($E=40\text{MPa}$, 60MPa)	
	ポアソン比	0.35	
	覆工~地盤間	接触・非接触を考慮, 摩擦無し	
覆工	弾性係数	3,400MPa	
	ポアソン比	0.43	
壁面摩擦	(せん断弾性係数)	摩擦係数	0 kN/m ² (壁面摩擦無し)
			120 kN/m ² (壁面摩擦有)

(2) M 地盤のシミュレーション

a) 解析方法

M 地盤の応力~ひずみ関係は, S 地盤に比べて拘束圧の影響をあまり受けない (図-4(a)). そこで, まず, 弾性係数のひずみ依存性のみを考慮する Model II により解析を行った. ここでは, 地盤の応力~ひずみ関係に, LDT で得られた拘束圧 0.05MPa での応力~ひずみ関係の試験結果をそのまま用い, 非線形性を考慮している. 地盤のポアソン比 ν は 0.25 と 0.35 の 2通りとした. 表-5 に M 地盤の解析条件を示す. なお, Model I の $E=790\text{MPa}$ は, その試験結果における初期接線弾性係数の値である.

b) 解析結果

図-23 に, トンネル無し, $\nu=0.25$ のケースの, 載荷圧 $p=0.9\text{MPa}$ における地中鉛直ひずみの分布を示す. なお参考として Model I の結果も同時に示す.

図より, 荷重の増加に伴う地表面沈下の挙動や, 載荷位置近傍の表層部に現れる強い非線形性が良く表現できていることがわかる. また, 土槽底部のひずみについては, 壁面摩擦を考慮することにより, 実験値を正しくシミュレートできるようになった.

図-24 に Model II を用いて行った解析における $p=0.9\text{MPa}$ 時の覆工の天端部における縁応力を, 曲げ成分と軸力成分とに分けて示す.

覆工に生じる縁応力は, 各土被りにおいて良く表現できていることがわかる. なお, 覆工の曲げ成分は土被り 1D では実験からややずれが生じ, ポアソン比 0.35 の方が近い結果になった. これは, 実験では, 載荷圧の増加により地盤が軟らかくなるほどポアソン比が大きくなったことを示すものであると考えられる.

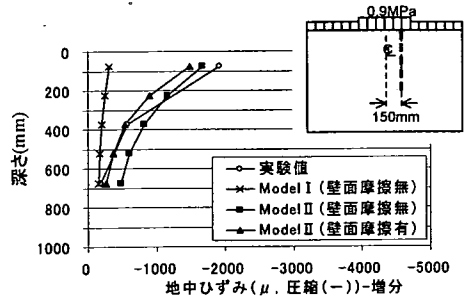


図-23 地中鉛直ひずみの分布 (M 地盤, 本載荷圧 0.9MPa)

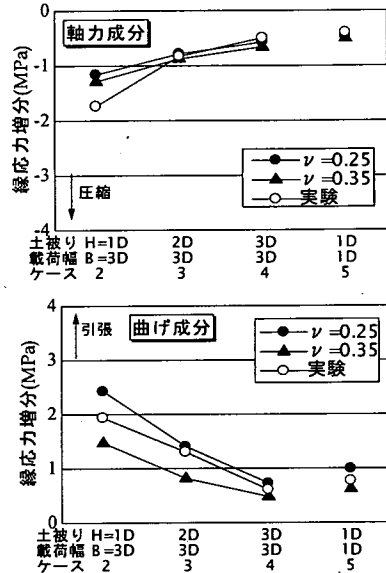


図-24 覆工天端部の縁応力 (M 地盤, 本載荷圧 0.9MPa)

以上のように, M 地盤では, LDT による三軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係を用い, 覆工と地盤の間の滑りを適切に表現した Model II の解析により, 地盤および覆工の変形挙動を精度良く表現できることが分かった.

(3) S 地盤のシミュレーション

a) 解析方法

S 地盤の応力~ひずみ関係は, 図-4(b)から分かるように拘束圧の影響を強く受けるので, 弾性係数のひずみ依存性のみを考慮する Model II では適切に解析できない. 一方, 実験では, 図-15の地表面沈下から分かるように, 載荷圧が増えれば拘束圧も増えて見かけ上弾性係数はあまり変化しないので, 結果的に線形的な変形挙動になった. そこで, S 地盤ではまず線形解析 (Model I) により本載荷時の挙動を表現すること

表-7 地盤の非線形特性 (Model III)

非線形特性	M 地盤	S 地盤
初期変形係数 D_0	790 MPa	80 MPa
破壊時変形係数 D_f	60 MPa	30 MPa
内部摩擦角 ϕ	9.5°	23°
粘着力 c	0.28 MPa	0.01 MPa
初期ボアソン比 ν_0	0.25	0.35
破壊時ボアソン比 ν_f	0.25	0.35
非線形パラメータ n	0.85	1
弾性限界 R_{el}	0.82	1
備考	-	載荷圧 0.5MPa までは弾性 (D_0) とする

にした。また、土槽壁面～地盤間に壁面摩擦を考慮したケースも同時に実施している。表-6に解析条件をまとめる。

b) 解析結果

図-25は、トンネル無しの場合における地盤の地表面沈下量と載荷圧との関係を示したものである。図に示すように、地盤の弾性係数が $E=60\text{MPa}$ のときに実験結果を比較的好く再現できた。なお、実験では初期載荷終了時点の見掛けの弾性係数が $E=80\text{MPa}$ であったので、本載荷時はその約 3/4 ということになる。このように本載荷時に見かけの弾性係数が低下するのは、部分的に載荷圧が加わっても拘束圧はあまり増加しないからであると考えられる。

図-26に、載荷圧 0.9MPa 時の覆工の天端部における縁応力を、曲げ成分と軸力成分とに分けて示す。図に示すように、覆工の縁応力は、 $E=60\text{MPa}$ とすると実験結果より小さい値となった。これは、地盤とトンネル覆工との間にかなりの剛性差があるので、全面載荷を行う初期載荷時においては、土被りの大きさにかわりなくトンネルに荷重が集中するため、トンネル上部の地盤では間隙比が減少して弾性係数が上昇するものの、トンネル側壁部周辺の地盤の弾性係数はあまり増加しないからであると考えられる。なお、 $E=40\text{MPa}$ に低減させて解析すると、実験値を比較的好く表現できる結果が得られた。

以上より、Model I は、実験における地盤の挙動を忠実には再現できないものの、地盤の弾性係数を適切に設定すれば、覆工の変形挙動をほぼ表現できることが分かった。したがって、載荷圧と拘束圧の増加により見掛け上変形係数の変化が小さい S 地盤の場合は、トンネル周辺地盤の弾性係数を適切に推定できれば、地盤を線形と仮定しても解析が可能であると考えられる。

(4) Model III の適用性の検討

Model I や Model II の手法は、拘束圧依存の非線形挙動を表現できない。また、Model II は地盤の非線形性を直接考慮することのできる解析コードを使用する必要があり、解析が煩雑となるという欠点があり、設計

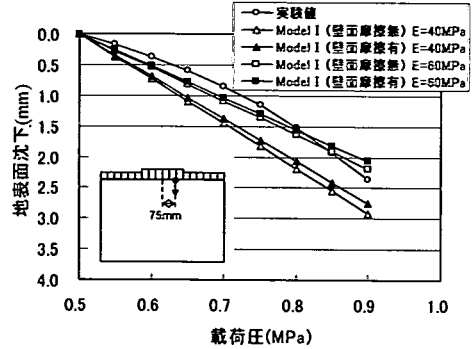


図-25 載荷圧と地表面沈下との関係 (S 地盤)

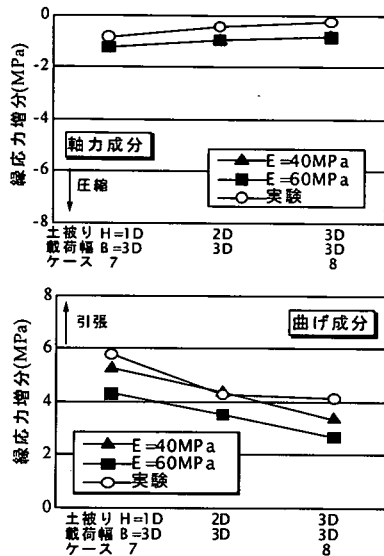


図-26 覆工天端部の縁応力 (S 地盤, 本載荷圧 0.9MPa)

実務に適用するのは難しい。そこで、設計実務に適用することを想定して、トンネルの掘削解析で地盤のモデル化に豊富な実績⁸⁾を有する破壊接近度法により地盤の非線形性を考慮する Model III の適用性を検討した。

地盤の非線形特性は、LDT の結果より逆解析的に同定し、表-7のように各パラメータを設定した。ただし、S 地盤の初期変形係数 D_0 は、実験の初期載荷における見掛けの弾性係数 80MPa を用いている。また、Model I, II と同様、土槽壁面～地盤間の摩擦を考慮している。

図-27に、トンネル無しの場合の M 地盤における Model II と Model III の載荷圧と地表面沈下の関係を示す。図-28に、トンネル無しの場合の S 地盤における Model I と Model III の載荷圧と地表面沈下の関係を示す。なお、解析結果はいずれもトンネルのない場合であり、併記した実験結果もトンネルのない場合である。この結果より、M 地盤では、LDT の物性を用いた

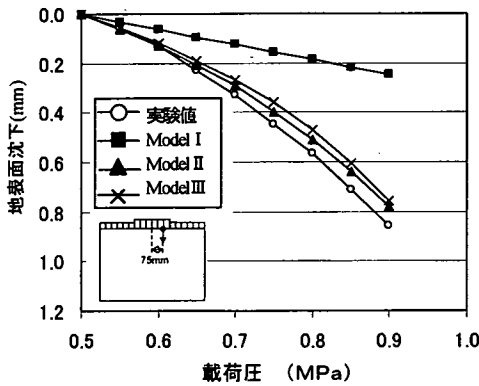


図-27 ModelⅢの適用性の比較 (M地盤
地表面沈下, 何れも壁面摩擦あり)

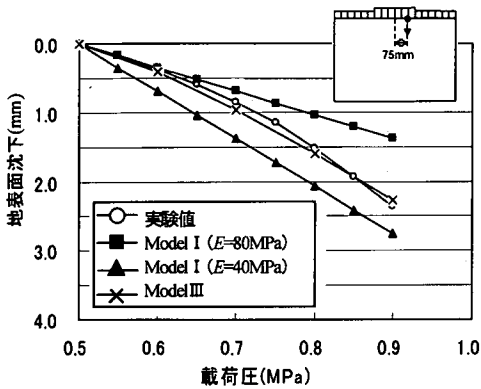


図-28 ModelⅢの適用性の比較 (S地盤
地表面沈下, 何れも壁面摩擦あり)

ModelⅢにより、実験で得られた非線形な挙動を良く再現できていることが分かる。またS地盤についても、ModelⅢにより、実験結果を比較的良く再現できていることが分かる。

以上より、LDTによる三軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係を用いて破壊接近度法を適用するModelⅢにより、2つの異なる非線形特性を有する地盤、すなわち、載荷圧の増加により地盤剛性が急激に低下する地盤(M地盤)と載荷圧が増加しても拘束圧の影響で地盤剛性が大きくは低下しない地盤(S地盤)の両者に対して、シミュレートできることが分かった。

ただし、S地盤のように軟らかい砂質土地盤に対してより精度の高い解析を行うためには、①拘束圧が増えれば D_v 、 D_r も大きくなるという非線形挙動の表現、②初期載荷時の地盤の間隙比の低下による圧縮沈下の表現が必要になる。この問題については、引き続き検討してゆく予定である。

5. 結論

近接上部載荷によるトンネルへの影響評価法の確立を目的として、二次元平面ひずみの部分載荷実験とFEMによるシミュレーションを行い、部分載荷によるトンネル覆工の変形特性を検討した。実験の対象地盤は、初期剛性が大きく c が卓越する低強度モルタル地盤(M地盤)と、初期剛性が小さく ϕ が卓越する乾燥砂地盤(S地盤)の2種類である。

載荷模型実験より、以下の成果が得られた。

(1) 部分載荷による応力伝播に伴って生じる地盤の変形挙動を実験によって再現した。即ち、

- ① M地盤では、載荷圧を増やすと地盤剛性が急激に低下してひずみの進行が急増する。この非線形挙動は載荷面に近いほど顕著で、 $B/H < 1$ において著しい。
- ② S地盤では、載荷圧を増やすと拘束圧の効果により地盤剛性が大きく低下しないため、ひずみはより線形的に増加する。

(2) 部分載荷によりトンネル覆工に生じる変位と断面力は、以下のような特徴がある。

- ① 載荷幅 B と土被り H との比 $B/H=1\sim 3$ の範囲では、 B/H が大きいかほど変位・断面力ともに大きく、 B/H が小さいほど曲げが卓越する。
- ② M地盤では、変位と断面力は載荷圧の増加により急増し、その挙動は土被りが小さいほど著しい。載荷初期の段階では地盤剛性が大きいので断面力は全体に小さく、載荷圧が増えれば、地盤剛性が低下することによって覆工に応力が集中するとともに側圧比も増えるので、曲げとともに軸力成分も急増し、軸力部材としての変形挙動となる。
- ③ S地盤では、載荷圧を増やしても地盤剛性があまり低下しないので、変位や断面力は土被りの大小にかかわらずより線形的に増加する。また、M地盤に比べ初期剛性が小さいため、曲げ成分が卓越する変形挙動となる。

シミュレーション解析より、以下の成果が得られた。

- (1) M地盤では、LDTによる三軸圧縮試験から得られた応力ひずみ関係をモデル化し、覆工と地盤の摩擦を考慮した非線形FEMにより、覆工と地盤の挙動を精度良く表現できた。
- (2) S地盤では、線形FEMにより、覆工の挙動をある程度表現できた。
- (3) LDTによる三軸圧縮試験から得られた応力ひ

ずみ関係を破壊接近度法でモデル化する方法により、M地盤、S地盤ともに実験結果を表現できた。

以上より、FEMを用いた近接上部载荷によるトンネルへの影響解析の考え方は、次のように整理できる。

- (1) 泥質地山のように c の卓越する地山では、载荷圧が大きく $B/H > 1$ の場合には、地盤のひずみ依存の非線形挙動をモデル化する必要がある。
- (2) 砂質地山のように ϕ が卓越する地山で、载荷圧と拘束圧の増大に伴い見かけ上変形係数の変化が少ない場合には、顕著な非線形挙動が生じないので、結果として地盤を線形と仮定しても実務上は問題ないものと考えられる。
- (3) 上記の(1)及び(2)の挙動は、破壊接近度法による非線形解析により良く表現できる。
- (4) 地盤剛性は、LDTなどの適切な力学試験により得られたひずみレベルおよび拘束圧レベルに応じた応力～ひずみ関係を用いる必要がある。
- (5) 覆工と地盤の間には、覆工の施工法に応じて摩擦の影響を考慮する必要がある。

本研究では、拘束圧に依存して初期剛性や破壊時の剛性が著しく異なる地山に対しては有効な解析法を示すには至らなかった。この点については、引き続き検討を行う予定である。

現在、上記の知見に基づき実トンネルモデルの影響解析を行っている。また、近接除荷の実績分析や模型実験も平行して行っている。今後、これらの成果を統合し、既設トンネルに対する近接施工の定量的な影響

評価法を確立したいと考えている。

謝辞:本研究を進めるにあたり、実験作業は、(株)フジタの田口善文氏(現(株)建設技術研究所)、三河内永康氏他の方々のご協力を頂いた。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所:既設トンネル近接施工対策マニュアル, 1995.1.
- 2) 東田淳, 三笠正人:弾性論による埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, No.376/Ⅲ-6, pp.181-190, 1986.12.
- 3) 小山幸則, 清水満, 佐藤豊:トンネルと地盤の相互作用の設計上の取扱いに関する一考察, 土木学会論文集, No.511/Ⅲ-30, pp.99-107, 1995.3.
- 4) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. and Sato, T.: A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soil and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1991.
- 5) 小島芳之, 野城一栄, 斎藤貴, 益田彰久, 松長剛:都市部山岳工法トンネルの覆工設計への限界状態設計法の適用に関する研究, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.11, pp.99-104, 2000.11.
- 6) 久武勝保, 渋谷卓:トンネル覆工模型実験装置の設計と初期応力生成における検討, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.545-550, 1998.1.
- 7) 吉村洋, 東田淳, 李黎明:遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討, 土木学会論文集, No.561/Ⅲ-38, pp.245-255, 1997.3.
- 8) 土屋敬:ロックボルト・吹き付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.1342, 1987.2.

(2002.4.30 受付)

GROUND SURFACE LOADING MODEL TEST ON DEFORMATION BEHAVIOR OF TUNNEL LINING

Yoshiyuki KOJIMA, Kazuyuki YOSHIKAWA, Kazuhide YASHIRO, Tatsuya NOMA,
Toshihiro ASAKURA and Takashi TUCHIYA

Ground surface loading model tests above a tunnel have been carried out to evaluate an analytical method of tunnel lining deformation behavior caused by adjacent constructions such as banks or foundations of structures. Ground conditions of the tests are 2 types; soft mortar and sand.

As a result, nonlinear deformation behaviors of the ground and the tunnel lining were comprehended. And it was shown that these experimental results could be simulated by FEM analysis using a nonlinear ground model and a contact model between ground and tunnel lining.