トンネルと地盤の剛性と境界条件を考慮した 上載荷重の影響評価と算定モデルの検討

杉山 博一¹・奥野 哲夫²・西村 和夫³

¹正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島 3-4-17)

E-mail: sugiyama.h@shimz.co.jp

²正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島 3-4-17)

E-mail: okuno@shimz.co.jp

³正会員 首都大学東京教授 都市環境学部 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

E-mail: knishi@tmu.ac.jp

大深度トンネルに適用される建築物荷重の合理的な評価方法の確立と検証を目的として遠心模型実験を行った。実験ではトンネルの曲げ剛性や、トンネルと地盤の境界条件をパラメータとして、上載荷重作用時にトンネルに発生するひずみや変形、周辺地盤の土圧を計測した。その結果、曲げ剛性が低いトンネル模型の場合や、トンネル剛性が同じ条件ではトンネルと地盤が一体となって挙動する場合に断面力変化量が小さくなる傾向が確認できた。また、建築物荷重の評価方法として既往の弾性解の適用性を検討した。その結果、実験結果を一部再現できたものの、弾性体ではない砂地盤を使用した実験結果とは完全には一致しなかった。一方、現行の断面力算定方法では、曲げ剛性の小さいケースで上載荷重を過大に評価する可能性があることを確認した。

Key Words: deep underground, shield tunnel, surcharge due to building load, centrifuge model test

1. はじめに

都市の形成に不可欠な都市トンネルや共同溝等の建設を促進させるため、通常利用されることのない大深度地下を有効に活用し、公共の利益となる事業が円滑に実施されるよう「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」(通称:大深度法)が2001年に施行された。法制度の整備と同時に、大深度地下の具体的な特定方法や、大深度地下施設の耐力、大深度地下施設の設置に伴い考慮しなければならない事項等を示した「大深度地下使用技術指針・同解説¹⁾」(以下、技術指針と記す)が取りまとめられた。この中で大深度地下施設の耐力については、通常の建築物が建設されてもトンネルに支障が生じないようにすることが規定されており、通常の土圧および水圧のほかに図-1の例に示すような方法で、大深度地下使用制度において前提としている建築物荷重(以後、これを上載荷重と記す)と、それによってトンネルに作用する建築物による荷重(以後、これを設計上載荷重と記す)を考慮して検討することとなっている。この評価方法が採用された経緯は文献²⁾で詳し

く述べられているが、その後の報告³⁾でも、シールドトンネルの設計技術として大深度地下の地盤特性を適切に考慮した設計手法の開発が必要であると指摘されている。

大深度トンネルのような自立性の高い地盤中のシールドトンネル覆工の設計の問題は上載荷重だけにとどまらず、合理的な断面力算定方法として地盤とトンネルの相互作用を考慮した設計法⁴⁾や全周地盤ばねモデルによる引張ばねを評価したモデル^{5),6)}などが提案されている。また、上載荷重による影響を評価した研究^{7),8)}では、地盤とトンネルの剛性比によって作用土圧が異なることが指摘されている。しかし、いずれも荷重そのものを評価しようとしたものではなかった。

筆者らは設計上載荷重の合理的評価方法の確立を目的として、まず、トンネルや地盤の剛性、土被り、トンネル外径などのパラメータを変えた2次元弾性FEM解析による評価を行い、トンネルや地盤の剛性が断面力の算定結果に与える影響が大きいことを示した^{9),10)}。また、FEM解析の結果から評価した設計上載荷重は、2次元弾性解¹¹⁾でトンネルと地盤が一

図-1 建築物による荷重（設計用上載荷重）の評価方法¹⁾
（例：直接基礎の場合）

図-2 遠心実験用土槽の概要

体となって挙動する条件とした場合の荷重分布に近いことを示し、設計用上載荷重の算定モデルとしての適用性が高いことを示唆した¹⁰⁾。しかし、実験的な検証がされておらず、残された課題であった。そこで本研究では、まず地盤やトンネルの剛性と境界条件の違いを考慮した遠心模型実験を行い、基本的な挙動を確認した。さらに 2 次元弾性解から得られる荷重分布や実務設計で行われている骨組構造解析の結果等と実験結果を比較し、それらの問題点、および課題を整理した。

2. 遠心模型実験の概要

(1) 遠心模型実験でのモデル化

2 次元弾性解の挙動を実験的に再現するための遠心模型実験を行った。図-2 が遠心模型実験用の土槽、および載荷装置の概要図である。この模型は建築物荷重が作用する基礎底面以下を対象とし、トンネル模型の深度は上載荷重の影響が大きい離隔 1D

とした。ただし、2 次元弾性解と同じ載荷条件とするために深度方向の建築物荷重の広がり再現しないこととした。また載荷面の境界条件としては、図-1 では応力境界で示されているが、実際の直接基礎は地盤の剛性よりも高いことから変位境界に近いと考え、曲げ剛性の高い載荷板をジャッキで押す形式とした。また、大深度トンネルの設計では水圧は別途考慮されることが想定されるため、本実験は乾燥状態の地盤で行うこととした。

(2) 実験用土槽と載荷装置の概要

実験用土槽の内寸は、幅 80cm、高さ 75cm、奥行き 30cm であり、土槽の中央部にトンネル模型を設置できる構造となっている。土槽の外側には上載荷重を載荷するためのフレームが組まれており、それに 50kN の載荷ジャッキ、ロードセル、および載荷板が接続されている。実験開始前は載荷板と地表面（上載荷重の作用面）は数 mm 程度離れた状態にしてあり、載荷板の自重が地盤に作用しないようにした。載荷板の自重は載荷板の質量に遠心加速度 50G（土槽下端での値であり、G は重力加速度）を乗じた 10kN 程度であり、ジャッキの載荷能力 50kN と合すると最大で 60kN 程度載荷することができることになる。したがって、これを載荷板の断面積 0.24m²で除した約 250kN/m²が上載荷重として作用させることのできる最大値となる。

(3) トンネル模型の概要

表-1 にトンネル模型の諸元を、図-3 にトンネル模型の写真を示す。トンネル模型は鋼製であり、覆工の曲げ剛性の条件を変えるために厚さ 4.6mm、および 2.3mm の鋼板を図心径 20cm の円筒状に加工して 2 種類作成した。表には遠心模型実験の相似則による 50G 場での直径、覆工厚、および断面 2 次モーメント等を併記した。また、地盤とトンネルのせん断方向の境界条件の違いを再現するため、鋼製のトンネル模型のまま外周面になにも施さないケース（滑動条件）と、両面テープを貼った上に豊浦砂を接着させたケース（結合条件）を再現した。したがって、実験ケース数は 4 種類となる。

トンネル模型に発生するひずみを測定するため、天端（0 度）からインバート（180 度）にかけて 30 度ずつの位置の模型内外面にひずみ計を貼付した。また、トンネル模型内部には図-2 に示したように非接触型変位計を設置し、鉛直および水平方向の内空変位を計測した。なお、今回の実験では地中変位は極めて小さいことが予想されたため計測は行わなかった。また、トンネル内部に模型地盤が流入しないよ

表-1 トンネル模型の諸元

ケース名 (境界条件)	t46_Fixed (結合) t46_Smooth (滑動)		t23_Fixed (結合) t23_Smooth (滑動)	
	1G 場	50G 場	1G 場	50G 場
直径	200(mm)	10(m)	200(mm)	10(m)
覆工厚さ	4.6(mm)	0.23(m)	2.3(mm)	0.115(m)
奥行き	275(mm)	13.75(m)	275(mm)	13.75(m)
断面 2 次 モーメント	8.11×10^{-9} (m^4/m)	1.01×10^{-3} (m^4/m)	1.01×10^{-9} (m^4/m)	1.27×10^{-4} (m^4/m)
ヤング率	2.1×10^8 (kN/m ²)

図-3 トンネル模型 (上; 滑動条件, 下; 結合条件)

図-4 土圧計とベンダーエレメントの設置位置, 方向, および名称

うに両端に妻板を設置しているが, トンネル模型の変形を拘束しないように突き合せ部分にビニルテープを巻いたが構造的には接合されていない状態である。

(4) 模型地盤の概要と作成方法

まず土槽の側壁面と地盤間の摩擦を除去するため, 側壁全面にテフロンテープを貼り, さらにシリコンオイルを塗布したのち厚さ 0.2mm のメンブレンシートを貼った。使用した地盤材料は豊浦砂 ($\rho_s = 2.645 \text{ g/cm}^3$, $D_{50} = 0.2 \text{ mm}$, $e_{\max} = 0.98$, $e_{\min} = 0.61$) である。模型地盤は大深度の地盤の条件に近づけるために相対密度 90% 以上を目標に空中落下法により作成した。別途実施した密度検定試験の結果, 乾燥密度は 1.62 g/cm^3 , 相対密度は 93% 程度であった。

次にトンネル下端高さまで砂を撒き, トンネル模型を設置した。トンネル模型設置後は模型の下半部近くは砂が緩く詰まりやすいため, 適宜, 木槌でトンネル模型を軽くたたいて密にした。途中, 図-4 に示す位置, および方向に土圧計と 1 対のベンダーエレメントを設置した。土圧計は $2 \text{ cm} \times 2 \text{ cm} \times$ 厚さ 5 mm のアルミニウム平板に直径 5 mm の圧力計を埋め込んだものである。なお, スプリングラインの深度にトンネル模型から $1D$ 離して設置した水平方向の土圧計 (SL-h-ref) は, トンネルの影響を少なくするために土槽奥行き方向に向けて設置した。また, ベンダーエレメントも同様に, トンネルから $1D$ (20 cm) 離れた位置に奥行き方向のせん断波速度を計測できるようにした。最終的には土被り $1D$ となる位置より少し上まで砂を撒いた後, 平板を用いて砂を削って地表面を平らに仕上げた。

(5) 実験手順, および載荷方法

模型地盤の剛性を評価するため, 2 ケース (t46_Smooth, t23_Smooth) で地盤中にベンダーエレメントを設置してせん断波速度を測定した。計測は 1G 場から開始し, 遠心加速度が 10G ずつ上がるごとに行った。こうすることによって建物基礎底面からの深度 30cm, 3m, 6m, 9m, 12m, 15m に相当する深度方向のせん断波速度, つまり地盤剛性を評価することができる。

遠心加速度が 50G に到達した後, 約 0.5 mm/分 の速度で載荷ジャッキを作動させて上載荷重を作用させた。図-5 に載荷状況の一例としてジャッキ荷重の経時変化を示す。ロードセルの荷重値は遠心加速度が 50G に到達した段階で載荷板の自重分の値が計測されるが, その時の荷重を 0 kN と補正して示した。また右軸にはジャッキ荷重を載荷板面積で除した平均的な上載荷重を示した。なお以後, 断りがない限りこの平均的な値を単に上載荷重と記す。

前述のとおり載荷板の自重が 10 kN 程度あり, 図中の $10 \sim 12 \text{ kN}$ 付近でジャッキが引張から圧縮に転じるために一定の速度で載荷できていないことが分

3. 遠心模型実験の結果

(1) セン断波速度測定から推定した模型地盤の剛性

まず実験で得られたセン断波の伝播時間を伝播距離で除してセン断波速度 V_s (m/s) を求め、式 (1) を用いてセン断剛性 G (MN/m²) を計算した。さらに式 (2) を用いて弾性係数 E (MN/m²) を算定した。なお、地盤の密度 ρ は実測値の 1.62g/cm³とし、ポアソン比 ν は 0.3 と仮定した。

$$G = \frac{\rho \cdot V_s^2}{1000} \quad (1)$$

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (2)$$

測定結果から推定された深度ごとの地盤の弾性係数を図-6 に示す。換算深度とは前述のとおり、ベンダーエレメントの設置深度に計測時の遠心加速度を乗じた値である。また、参考までに 50G 作用時のトンネル模型の大きさや深度と、グラフ右軸には地盤の密度、換算深度から計算される鉛直土圧を示した。地表面近くでは弾性係数が小さく、深度が深く有効拘束圧が大きくなるにしたがって弾性係数が大きくなっている様子が分かる。2 ケースともに安定した測定結果が得られており、ほぼ同様の模型地盤が作成されていることが分かる。また、上載荷重が 250kN/m²作用した段階での弾性係数も併せて示したが、上載荷重の作用により地盤剛性が増加していることも分かる。

(2) 載荷板変位と上載荷重の関係

載荷板の平均変位と上載荷重の関係を図-7 に示す。なお、載荷板の平均変位とは、載荷板の左右に設置した 2 つのレーザー変位計の平均値である。4 つのケースで経路が左右にずれているが、上載荷重が小さい範囲 (0~50kN/m²) の挙動はベッディングエラー (載荷板と地表面の接地条件の誤差) によるものと考えられる。その根拠としては上載荷重が高い範囲 (100kN/m²以上) で t46 の 2 ケース、t23 の 2 ケースはそれぞれほぼ同じ経路 (傾き) であることが挙げられる。この t46 と t23 の傾きの差は地盤中に存在するトンネルを含んだ見かけの地盤剛性が異なることを示していると思われる。つまり、曲げ剛性の高いトンネル (t46) が存在する場合には見かけの地盤剛性が高い形で、一方曲げ剛性の低いトンネル (t23) が存在する場合には見かけの地盤剛性が低い形で挙動していることを示しているものと思われる。

図-5 ジャッキによる載荷・除荷の基本パターン (t46_Smooth の例)

図-6 セン断波速度測定結果から推定した模型地盤の弾性係数

図-7 載荷板変位と上載荷重の関係

かる。そこで安定して載荷できる 12kN 以上で載荷と除荷を繰り返すこととした。また最大荷重は 20kN から 10kN ずつ上限値を上げながら載荷、除荷を繰り返す、最終段階となる 60kN は載荷、除荷を 3 回繰り返した。

図-8 上載荷重とトンネル内空変位の関係 (左: t46, 右: t23)

図-9 土圧の経時変化 (左上: t46_Smooth, 右上: t46_Fixed, 左下: t23_Smooth, 右下: t23_Fixed)

(3) 上載荷重とトンネル内空変位の関係

図-8に上載荷重とトンネル内空変位の関係を示す。なお、ここでの内空変位は図-2の非接触型変位計で計測したトンネル内径の変位であり、上載荷重載荷直前を0とした変化分で示してあり、遠心加速度50Gに相当する土圧による変位分は含まれていない。図から分かるとおり、t46のケースでは載荷開始から横長に変形しているのに対し、t23のケースでは

上載荷重が0～100kN/m²の範囲では一旦縦長に変形し、その後横長に変形する挙動が確認された。これは後述するトンネル側壁部で計測した土圧計測結果において、縦長に変形しているときには水平土圧の増加分に対する鉛直土圧の増加分の比が1よりも大きかったことと関連しているものと思われる。なお、上載荷重が最大250kN/m²の時の内空変位は、t46モデル、t23モデルともにほぼ同程度であり、実測値

図-10 土圧変化分の経時変化（左上：t46_Smooth，右上：t46_Fixed，左下：t23_Smooth，右下：t23_Fixed）

で鉛直，水平ともに約 0.3mm，遠心加速度で換算すると 15mm 程度であった。

(4) 土圧の計測結果

a) 土圧の計測値

図-9 は土圧の計測結果の経時変化と，参考のために上載荷重のデータも示した。時間 0 秒での土圧値は遠心加速度が 50G 作用した段階での値であり，まずこの値について考察する。図-6 で 50G が作用した時の計算上の天端での鉛直土圧は 160kPa，スプリングラインでは 240kPa 程度であると示したが，この値は計算を簡単にするために模型地盤が全層にわたってすべて 50G が作用していると仮定したときの値であり，厳密には深度方向の遠心加速度の違いを考慮する必要がある。具体的には，今回の実験では土槽下端で 50G となるように制御しているが，それより上方のスプリングラインでは 46.6G，天端では 45.1G，地表面（建物基礎底面）では 42.1G となる。これを考慮して計算した天端の鉛直土圧は約 137kPa，スプリングラインでの鉛直土圧は約 209kPa となり，計測値はこれらに近い値となっている。ただし，トンネル模型の条件により計算値と多少異な

ることから，これ以後の検討では上載荷重の作用による土圧変化に着目する。

b) 上載荷重による土圧変化

上載荷重による土圧変化を評価するために載荷開始時の土圧を 0 とした土圧変化分を図-10 に示す。まず天端の鉛直土圧変化（CR-v）に着目すると，t46_Smooth では上載荷重とほぼ同じ分だけ土圧が上昇しているが，t46_Fixed では変化は若干少ない。さらに t23_Smooth，t23_Fixed の順に土圧増加分が少なくなっている。滑動条件と結合条件を比較すると，結合条件のほうが土圧増加は少ない傾向にある。次に天端の水平土圧変化（CR-h）に着目すると，滑動条件では上載荷重の増減と同じように増減するのに対し，結合条件では載荷時に土圧が減少し，反対に除荷時に土圧が上昇している。これは文献 11) の理論を元に文献 10) で算定した結果と同じ傾向であり，結合条件のもとで上載荷重が作用した場合は天端の水平土圧が減少することを実験的にも示せたことになる。さらに特徴的なこととして，t23 のケースで離隔 1D に設置した鉛直方向の土圧変化（SL-v-ref，CR-v-ref）は，t23_Smooth の SL-v-ref を除き載荷圧以上となっている。これは，トンネルの剛性が相対

図-11 鉛直方向土圧増分と水平方向土圧増分の関係（左：天端，中：側壁，右：離隔 1D）

 図-12 载荷平均荷重 0 kN/m²（開始時）と 250kN/m²時点でのトンネル模型のひずみ分布（左：t46，右：t23）

的に低いためにアーチアクションによって地盤が上
 载荷重を分担したと考えられる。

c) 鉛直土圧変化と水平土圧変化の関係

図-11 は、図-10 のデータを鉛直土圧増分と水平土
 圧増分の関係で示したものである。

まず側壁から 1D 離れた位置ではすべてのケース
 で地盤材料の K_0 状態に近い関係で推移しており、土
 槽と地盤の摩擦の影響も少なく、ほぼ理想的な载荷
 状態であったと考えられる。

次に側壁部では、t46 の新規载荷過程では滑動条
 件、結合条件ともに $K=1$ に近い状態で土圧が増加し
 ていると言える。ただし、t23 模型では、滑動条件と

結合条件で若干経路が異なるが、共通した挙動とし
 て前述のように载荷開始～120kPa までトンネルが縦
 つぶれ挙動となっている間は K 値が 1 以上となっ
 ていることが分かる。さらに上载荷重が増えると $K=1$
 に近い関係で土圧が増加していることも分かる。こ
 の縦つぶれ時に K が 1 を超える、つまり水平土圧が
 卓越するという挙動は天端でも生じており、t23 模型
 を用いたときの共通した挙動である。これは、トン
 ネル両脇の地盤部分が上载荷重を負担し、それに
 伴って発生する水平土圧がトンネル方向に作用した
 ものと考えられる。

最後に天端では、滑動条件のときには t46 模型、

図-13 上載荷重 (0~250kN/m²) によるひずみ変化 (左: t46, 右: t23)

図-14 2次元弾性解の算定モデル

表-2 2次元弾性解の試算用パラメータ

項目		記号, 数式	物性値	
建築物荷重		σ_0	250 kN/m ²	
地盤	弾性係数	E	300 MN/m ²	
	ポアソン比	ν	0.30	
	静止土圧係数	$K = K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$	0.43	
トンネル	弾性係数	E_p	2.1E+08 kN/m ²	
	ポアソン比	ν_p	0.293	
	厚さ	t	0.23 m	0.115m
	図心半径	a	5.0 m	5.0m
	管壁の曲げ剛性	$S_f = \frac{E_p t^3}{12(1 - \nu_p^2)}$	234,471	29,309
たわみ性指数		$\kappa = E/(S_f/a^3)$	160	1279

t23 模型ともに K_0 状態に近い関係で経路をたどっている。一方、結合条件では、t23 模型の荷重初期に K が 1 に近い挙動を示すものの、上載荷重が大きくなると新規荷重過程では水平土圧が 0 に近づいている。その状態から除荷をすると水平土圧が増加していることも分かる。これを上載荷重が地表面に一樣に作用するトンネルの問題として考えると、トンネル上部で山留め掘削が行われる過程では水平土圧が増加し、建築物荷重が作用し始めると水平土圧が減少しながら 0 に近づくことが考えられる。このよう

な荷重変化の過程は現在の設計では考慮されているとは言いきれず、今後の合理的な設計法を提案する上で考慮すべき現象であると考えている。

(5) トンネル模型のひずみ計測結果

図-12 は遠心加速度が 50G に達した時点のひずみと、荷重平均荷重が最初に 250kN/m² に到達したときのトンネル模型のひずみであり、天端を 0 度、インバートを 180 度として示す。左側のグラフは t46 模型、右側は t23 模型の結果であり、それぞれ左半分は滑動条件、右半分は結合条件のときのデータを示した。なお、円グラフの半径方向の軸に示したひずみは引張を正、圧縮を負として示した。なお、t46 模型の 0 度 (天端) 内側と、t23 模型の 150 度外側のデータについては信頼性に疑問があったことから削除した。

図から分かることとして、天端やインバートにおけるひずみはほぼ同じであるが、側壁部では t46 模型のほうが t23 模型に比較してひずみが多い。これは、トンネルの剛性が高い t46 模型のほうが上載荷重をより負担した結果、前述のように作用土圧が大きくなるとともに、覆工に発生する断面力が大きくなったためと考えられる。

上載荷重による影響を評価するため、図-12 で示したひずみの変化分を図-13 に示す。この図から分かるように t46 模型では全体的に曲げモーメントとして発生しているのに対し、t23 模型の側壁部では覆工の内外面ともに圧縮側にひずみが増加し、圧縮の軸力が増えており、断面力の発生状況の違いも見られる。なお、このひずみ変化分から算定される断面力については 4 章において考察する。

図-15 弾性解から得られた鉛直荷重分布 (左), 水平荷重分布 (右) と実験値の比較

図-16 断面力変化分の比較 (左: 軸力, 右: 曲げモーメント)

表-3 上載荷重による内空変位の比較 (単位: mm)

	鉛直方向		水平方向	
	実験	計算	実験	計算
t46_Smooth	-13.8	-13.2	14.3	11.0
t46_Fixed	-17.9	-11.8	15.0	9.5
t23_Smooth	-16.3	-20.8	15.7	11.4
t23_Fixed	-15.7	-18.1	14.7	9.3

4. 考察

実務設計において上載荷重を考慮する方法としては, (I) 技術指針に示されたような荷重算定モデルを用いて上載荷重を算定し, フレーム計算において考慮する方法や, あるいは, (II) 弾性 FEM 解析などにより上載荷重による影響を別途考慮する方法があ

る. 今回は (I) の方法において, 地盤とトンネルの剛性を考慮できる既往の 2 次元弾性解を対象に荷重算定モデルとしての適用性を実験結果と比較検討する. 次に, 実務設計と同じ方法で骨組構造解析による計算結果と実験結果を比較し, 問題点や課題を検討し, 整理する.

(1) 2 次元弾性解の検討

a) モデルの概要, 試算条件

図-14 は 2 次元弾性解 (以下, 弾性解) のモデルであり, 左側に示すように地盤の無限遠に荷重が作用したときの円管や地盤の応力状態や変位の解を誘導している. このときの無限遠に作用する荷重を建築物荷重と考え, それによって円管外周面に生じる応力 $p_v(=\sigma_{r(r=a)}-\tau_{r\theta}\cdot\tan\theta)$, $p_h(=\sigma_{r(r=a)}+\tau_{r\theta}\cdot\cot\theta)$ が骨

組構造解析における設計上載荷重として取り扱えると考えた。なお、弾性解の誘導過程の詳細は文献 11) を参照されたい。

既往の研究¹⁰⁾では地盤を一樣な弾性体と仮定した FEM 解析を行い、それから評価された荷重増分はこのモデルにおける結合条件としたときの荷重分布と同じ傾向であることを確認している。そこで今回は、遠心模型実験の条件で弾性解より荷重分布を算定し、実験結果と比較する。表-2 は試算用のパラメータと数値である。遠心模型実験でも考慮したとおり、このモデルでは地盤とトンネル円周方向の境界条件(滑動条件、もしくは結合条件)を設定する必要がある、それぞれの条件で計算を行った。また、このモデルでは地盤の剛性が一樣な状態を想定しているが、図-6 に示したように模型地盤の弾性係数は一樣な状態ではない。そこでこの試算ではトンネル中心深度での弾性係数 300kN/m^2 が一樣な状態の地盤であると仮定して試算を行った。

b) 試算結果と考察

図-15 が弾性解から算出されたトンネルに作用する鉛直方向と水平方向の荷重分布であり、比較のために遠心模型実験で上載荷重が 250kN/m^2 作用したときの土圧を示した。滑動条件、結合条件ともにトンネル模型(剛性)の違いによる結果の差はあまりなかったが、このことは文献 11) においてたわみ性指数 κ が 10 前後で急激に変化するが、0 に近い(曲げ剛性が高い)、あるいは 1000 (曲げ剛性が低い)を超えるとあまり変化しないと記述されており、今回の試算条件では妥当な結果と考えられる。

まず結合条件では、鉛直荷重は側壁部で最大、天端で最小となる分布形状であり、水平荷重は側壁部で地盤反力による荷重増加、天端およびインバートでは荷重が減少する結果となっている。この傾向は、遠心模型実験で天端の鉛直土圧が上載荷重より小さかったことや、天端の水平土圧が減少した現象と同様と考えられる。ただし、側壁部の鉛直方向の応力集中状況や、地盤反力を含む水平方向の土圧については実験結果と異なっている。これは図-10 に示したように、実験ではアーチアクションがトンネルより離れた部分に形成されたため、側壁部に荷重が集中しなかったことによるものと思われる。

次に滑動条件では、鉛直、水平荷重ともに上載荷重と同程度の等分布荷重となっているが、実験で得られた土圧は計算値より下回るものの、滑動条件の分布形状に近い。以上のことから概観すると、実験では未固結の豊浦砂を用いたためトンネル周辺の地盤は塑性化して滑動条件に近い挙動となったが、上載荷重はアーチアクションによって分散し、天端の

土圧は結合条件の計算結果に近づくような挙動を示したのではないかと考えられる。

なお、今回の実験のように豊浦砂の弾性範囲を超えるような大きな上載荷重を作用させている場合には弾性解の適用にも限界があるが、岩盤のように弾性体として取り扱いが可能な地盤条件では適用できる可能性もある。そのためにも今後、様々な地盤条件やトンネル条件での実験や解析による検討が必要である。

(2) 骨組構造計算による算定結果と実験結果の比較

a) 試算条件

前節の検討を踏まえ、ここでは従来の設計法に則った形で荷重を設定して骨組構造計算を行い、その結果と遠心模型実験の結果を比較する。トンネルに与える鉛直荷重は実験と同じ荷重増分の 250kN/m^2 、水平荷重は豊浦砂の K_0 値に相当する 0.4 を乗じた 100kN/m^2 とし、いずれも等分布荷重とした。断面力の算定にはトンネル接線方向の境界条件を考慮するためにはり一ばねモデルによる計算法を用いた。法線方向の地盤ばね定数は、相対密度 90% の豊浦砂は非常に良く締まった砂質土であると考え 30MN/m^3 とし¹²⁾、受働側のみ作用する部分地盤ばねモデルとした。接線方向の地盤ばね定数については、結合条件では法線方向と同じ 30MN/m^2 とした。一方、滑動条件ではまず極小の値を用いて計算した。ただし、実務設計では法線方向ばねの $1/3$ (10MN/m^2) が用いられることが多いため、感度計算として実施してみたところ、極小の値を用いた結果とほとんど変わっていなかった。そこで今回は実務設計と同じ方法で行った計算結果と比較することとした。

b) 試算結果と考察

図-16 は断面力計算から得られた軸力、曲げモーメントと、図-13 で示したひずみ変化分から算定される軸力、曲げモーメントを比較したものである。また表-3 は、図-8 で示した内空変位の実験値と計算結果の比較である。なお、内空変位の実験値は、相似則に依拠して 50 倍の値を示してある。

まず軸力については、一致する箇所は見られるものの全体的に実験値と計算値が一致していない。ひずみから軸力に換算する際の精度の問題もあるかもしれないが、地盤が上載荷重を分担していると思われる t23 模型では、実験で得られた軸力のほうが解析結果より小さい傾向にある。一方曲げモーメントについては、模型(トンネル剛性)の違いや傾向をほぼ再現できていると思われるが、t46 模型のスプリングライン付近の傾向が一致していない。これは水平

方向の変位が計算値のほうが小さいことから地盤ばねが実際より大きく設定されたことによるものと思われる。

以上の検討の結果、トンネル剛性の大きい t46 模型は従来の設計モデルで概ね説明できるが、トンネル剛性の小さい t23 模型では曲げモーメントは評価できているが、軸力は過大に評価されていると思われる。特に側壁部に近い部分で計算値は実験値よりも上回っており、これは計算において鉛直方向の荷重が大きく設定されていることによる影響と考えている。

5. まとめ

大深度トンネルに適用される上載荷重の合理的評価方法の確立を目的として、覆工厚（剛性）や地盤との境界条件を変えた遠心模型実験を行い、トンネルの断面力や変位、土圧変化などを評価した。また、既往の2次元弾性解から得られる土圧分布や、従来の設計法による骨組構造解析の結果と実験結果を比較することにより、上載荷重の設定方法の問題点や今後の課題を明らかにした。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 天端の鉛直土圧の増加分は、覆工剛性の高いトンネルのほうが上載荷重に近く、覆工剛性が低いトンネルでは周囲の地盤が上載荷重を負担し上載荷重より小さくなる。
- (2) 地盤とトンネルが一体となって挙動する結合条件では、上載荷重重載荷時に天端の水平土圧が減少し、引張強度のない地盤では0に近づく。逆に、除荷時には天端の水平土圧が増加する。
- (3) 側壁部の土圧は、新規載荷過程では $K=1$ に近い状態で荷重が増加する。ただし、剛性の低いトンネルでは、載荷開始初期でトンネル両側の地盤が上載荷重を受け、それに伴う水平土圧の増加が卓越する。
- (4) ひずみ計測の結果から算定した断面力は、覆工剛性の小さいトンネルのほうが軸力、曲げモーメントともに小さい。また、同じ覆工剛性の条件で比べると、トンネルと地盤が一体と考えられる結合条件の方が断面力は小さい。
- (5) 2次元弾性解から得られた土圧分布は実験結果とは異なったが、天端の鉛直土圧が上載荷重より小さく評価される傾向や、天端の水平土圧の減少傾向はある程度再現された。今回の実験で用いたような地盤剛性が一様でなく、引張強度のない地盤条件では適用できないが、文献

10) で示したように剛性が一様地盤であれば適用の可能性は残されている。

- (6) 従来の設計法に則り断面力を算定した結果は、覆工剛性の高いトンネルではほぼ実験値どおりとなっていたが、覆工剛性の低いトンネルでは軸力が過大であった。これは、設計上載荷重が大きく評価されていることによる影響と考えられる。

6. おわりに

今回の研究では地盤とトンネルの剛性比や境界条件の違いによる基本的な上載荷重の分担メカニズムを実験的に確認できた。ただし、今回の実験で用いた地盤は1種類のみであり、まだ十分な検討とは言えないが、地盤とトンネルの剛性を考慮することで実際に近い上載荷重の設定が可能になれば、合理的な設計を行ううえで考慮すべき条件になると考えられる。今回、それらを考慮できる上載荷重の算定モデルとして2次元弾性解を検討したが、今回の実験で用いたような未固結地盤の引張応力など非線形的な挙動を示す範囲では適用性に限界があり、適用範囲を明確にしつつ実務設計で使える簡便な算定モデルが確立できればメリットは大きいと考えられる。今後も様々なトンネル条件、地盤条件を想定した多面的な検討を行い、合理的な上載荷重の算定モデルを検討する必要がある。

参考文献

- 1) 国土交通省都市・地域整備局企画課大深度地下利用企画室：大深度地下使用技術指針・同解説，2001。
- 2) 細川雅則，佐藤寿延，横田穰二，岡嶋正樹：大深度地下使用制度における地下施設の設計方法について，地下空間シンポジウム論文・報告集，第6巻，pp. 169-176，2001。
- 3) 国土交通省都市・地域整備局大都市圏整備課大深度地下利用企画室：大深度地下利用に関する技術開発ビジョン，p. 21，2003。
- 4) たとえば，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。
- 5) たとえば，木村定雄，神田大，南木聡明，小泉淳：シールド工事用セグメントの設計における全周地盤ばねモデルの適用性，土木学会論文集，No. 721/VI-57，pp. 119-138，2002。
- 6) 杉本光隆，Sramoon, A., 岡崎麻里：地盤反力曲線を用いた骨組み構造解析によるトンネル覆工の解析法，土

木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 67, No. 1, pp. 61-77, 2011.

- 7) 小山幸則, 小西真治, 新井泰, 岡野法之: 上載荷重の地下構造物に対する影響とその評価, 鉄道総研報告, Vol. 11, No. 7, pp. 25-30, 1997.
- 8) 杉江茂彦, 高橋真一, 鈴木和明: 大深度シールドトンネルへの建物荷重の影響検証, 土木学会第 65 回年次学術講演会, III-443, pp. 885-886, 2010.
- 9) 杉山博一, 奥野哲夫, 関伸司, 鹿島竜之介, 西村和夫: トンネルと地盤の剛性を考慮した上載荷重の評価方法の研究, 土木学会年次学術講演会, III-275, pp.

549-550, 2013.

- 10) 杉山博一, 奥野哲夫, 西村和夫: トンネルと地盤の剛性を考慮した上載荷重の解析的評価, トンネル工学報告集, Vol. 23, pp. 307-314, 2013.
- 11) 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) 土木学会: トンネル標準示方書 [シールド工法]・同解説, p. 44, 2006.

(2014. 3. 14 受付)

STUDY ON SURCHARGE DUE TO BUILDING LOAD IN CONSIDERATION OF TUNNEL FLEXIBILITY AND BOUNDARY CONDITIONS BETWEEN TUNNEL AND GROUND

Hirokazu SUGIYAMA, Tetsuo OKUNO and Kazuo NISHIMURA

Deep underground tunnels should be designed with some surcharge in consideration of the building load of overlying structures such as skyscrapers. However, current design methods do not consider the concept of load share between the ground and the tunnel. Therefore, tunnel linings need to be designed such that they have high rigidity and bearing force. To overcome this problem, in this study, we conducted centrifuge model tests to clarify the load share mechanism in consideration of tunnel flexibility, ground elasticity, and boundary conditions between the tunnel and the ground. In a rigid tunnel, the surcharge was supported by the tunnel, whereas that in a flexible tunnel was supported by the ground. As a result, the cross-sectional forces of the flexible tunnel were smaller than those of the rigid tunnel. This finding indicates the importance of introducing the load share concept in the model used for calculating the surcharge. A 2D theoretical model that considers the elasticity of the tunnel and the ground was studied for calculating the surcharge. The experimental and FEM analysis results confirmed its applicability to elastic ground such as soft rock but not to soft ground lacking tension strength.