

荷重履歴を受けるシールドトンネル 横断方向の挙動に関する研究

南木聰明¹・藤田逸郎²・小泉淳³

¹正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2)

²学生会員 早稲田大学大学院修士課程 理工学研究科建設工学専攻

(〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

³正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

E-mail:koizumi@waseda.jp

現在、近接施工等の影響により、とくにトンネルの完成後に荷重の変動を受けるシールドトンネルの設計および安全性の検討には、「履歴を考慮する方法」と「履歴を考慮しない方法」との2つの方法が併用されている。しかしながら、どちらがより合理的な設計法であるかは未だ明確になっていない。

本論文は、このような荷重の変動を受けるシールドトンネルを想定して、土槽を用いた模型実験を行い、その結果とこれら2つの設計法による数値解析の結果とを比較し、どちらがトンネル横断方向の挙動をより明確に表現できる設計法であるかについて検討を行ったものである。

Key Words : shield tunnel, beam-spring model, model test, history of the load and the stress change of the load, transverse direction

1. はじめに

現在、都市部では過密化の影響を受け、地上はもとより道路下の地下空間も中浅深度までは様々な都市基盤が幅広化している状況にある。そのため、今後さらに都市基盤を整備する際には、既設構造物に近接した施工が増加する傾向にある。シールドトンネルに関しても、トンネルの施工時または完成後に、他のシールドトンネルや構造物が近接して施工される事例が増加してきている。このような場合、シールドトンネルは、トンネル周辺地山の乱れや、作用する荷重の変動など近接施工に伴う様々な影響を受ける。現在、このような荷重の変動を受けるシールドトンネルの設計には、「履歴を考慮しない設計法」と「履歴を考慮する設計法」との2つの設計法が併用されている。前者は、荷重変動前の初期の荷重状態と、荷重変動後の最終的な荷重状態とを単独に用いて断面力を算出し、設計を行うものであり、後者は、初期の荷重状態による断面力とこの変動分の荷重による断面力とを重ね合わせて、トンネル覆工に発生する断面力を算定し、設計を行うものである。地上の構造物のように、重ね合わせが可能な構造物であれば両者は概ね一致するが、地中構造物においては、構造物の変形に伴って生じる抵抗土圧などの荷重が考えられ、両者は一致しないこ

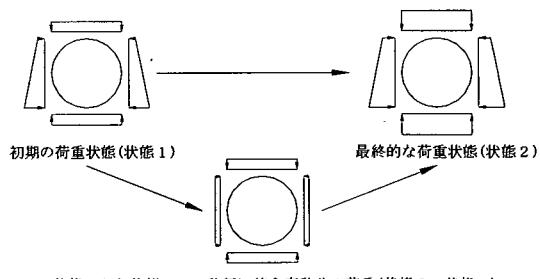


図-1 荷重の変動に対する検討方法（横断方向）

とが多い。図-1に、これら2つの設計法の概念を、トンネルの横断方向について示す。図に示すように、これら2つの設計法において、断面力の算定に用いる荷重の総量は両者とも等しい。しかしながら、荷重の変動に伴う覆工の変形により生じる地盤反力の評価が異なるため、断面力の算定結果に差異が生じることになる。現在は、これら2つの設計法を併用し、より安全側となる算定結果を用いて荷重の変動に対する設計や検討がなされているのが実状であり、どちらの方法が荷重の変動を受ける

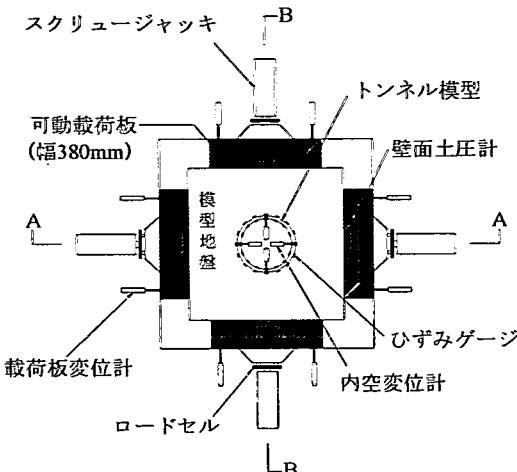


図-2 土槽の概要（平面）

シールドトンネルの挙動をより明確に表現できるのかについての研究はあまり行われていない。今後、近接施工の頻度はさらに高まることが予想され、その検討手法を明確にすることが望まれている。

本論文は、このような荷重の変動を受けるシールドトンネルについて、トンネル覆工の横断方向の挙動を対象に、これを模擬した土槽を用いて模型実験を行い、その結果とこれら2つの設計法に基づく数値解析の結果とを比較することで、どちらの方法がトンネルの横断方向の挙動をより明確に表現できるのかを検討したものである。

2. 実験の概要

(1) 実験装置の概要

a) 土槽

図-2は、模型実験に用いた土槽の概要を示したものである。この土槽は、トンネルの横断方向の挙動を把握するために、トンネルの縦断方向の影響を排除し、その挙動が平面ひずみ状態になるよう設計されたものである。土槽の寸法は、縦530mm、横530mm、深さ400mmであり、側壁に設置した可動載荷板を押し引きすることにより、トンネル模型に水平荷重を作用させることができる。載荷板の制御は、載荷板の側壁に設置したスクリュージャッキを用いて行う。載荷圧は載荷板の後方に設置したロードセルで、載荷板の押込みおよび引込み変位量は、載荷板の背面に設置した変位計でそれぞれ計測する。また、土槽の底面および側面と砂地盤との間には、厚さ0.3mmのメンブレンシートを袋状にして挟み込んでいる。これによって、両者の間に生じる摩擦力を取り除くとと

表-1 トンネル模型の諸元

トンネルの種類	アクリル管	アルミ管
外径 (mm)	200	200
幅 (mm)	400	400
厚さ (mm)	3	5
弾性係数 (kN/mm ²)	3.27	70.3
ポアソン比	0.36	0.345

もに、載荷治具の隙間に砂が入り込むことを防止している。

b) 模型地盤

模型地盤には豊浦標準砂を用いた。豊浦標準砂を選定した理由としては、

- ①砂のみの地盤にモデル化することで、実際の地盤に含まれる水圧や他の地盤材料の混合などの影響を排除することができること、
- ②粒径がそろっているため、地盤の再現性の確保が比較的容易であること、
- ③最大密度等の地盤材料の基準値が明確であること、などが挙げられる。

模型地盤は土槽の上部に取り付けたまきだし装置から、自由落下法によって砂をまきだし作製した。再現性を確保するため、砂のまきだし高さは地盤の表面から600mmに管理し、地盤を高さ50mm作製するごとに、まきだし装置を50mm引き上げ、これを8回繰り返すことで地盤を作製した。なお、この方法によって作製された模型地盤の相対密度は88%であった。

c) トンネル模型

トンネル模型には、剛性の異なる2つの円管（アクリル管、アルミ管）を用いた。表-1は、トンネル模型の諸元を示したものである。このうちアクリル管は、剛性が低くたわみ性のある構造であるため、荷重の変動に対して覆工が大きく変形し、地盤と覆工との相互作用が顕著に生じるケースを想定したものである。このトンネル模型からは、覆工の変形に伴い生じる地盤反力の構造系への影響を明確に観測することができ、履歴を考慮する場合と考慮しない場合との挙動の差を明らかにすることができる。しかしながら、後述する模型実験のうち荷重を減少させたCase4の実験では、荷重の変動に対してトンネル模型の挙動が追随しないという結果が得られた。この原因是、模型地盤の剛性に対してトンネル模型の剛性が低すぎるためと考えられた。そこで、トンネル模型としてより剛性の高いアルミ管を用い、特にトンネル周辺地盤が掘削されるなどの影響を受け、作用する荷重が減少する場合のトンネルの挙動を把握する目的で実験を行った。アルミ管はアクリル管に比べ十分に剛性の高い構造であるため、地盤反力の構造系への影響を顕著に観

表-2 実験ケース

実験ケース	トンネル模型	載荷方法 (AA 方向の荷重, BB 方向の荷重/荷重比) 単位:kN/m ²
Case1	なし (地盤のみ)	載荷(20.0, -) → 除荷(-2.0, -) → 載荷(25.0, -)
Case2		除荷(-2.0, -) → 載荷(20.0, -) → 除荷(-2.0, -)
Case3	アクリル管	状態1(3.5, 7.0/荷重比1:2) → 状態2(18.0, 12.0/荷重比3:2)
Case4		状態1(18.0, 12.0/荷重比3:2) → 状態2(3.0, 6.0/荷重比1:2)
Case5	アルミ管	状態1(5.0, 10.0/荷重比1:2) → 状態2(30.0, 15.0/荷重比2:1)
Case6		状態1(21.5, 60.0/荷重比1:2.8) → 状態2(20.0, 5.0/荷重比4:1)

※Case1 および Case2 は AA 方向の荷重のみ記述した。

測することはできないが、後述する模型実験において、荷重が減少する場合においてもトンネル模型の挙動が荷重の変動に追随し、その挙動を把握することができた。

トンネル模型には、その中央部（高さ 200mm）の円周方向に、ひずみゲージを内側と外側とに 22.5° 間隔で貼付し、トンネル横断方向のひずみを計測した。さらに、その内空に変位計を 90° 間隔で設置することで、図-2 に示すトンネル模型の AA 方向と BB 方向の変位も合わせて計測した。なお、実物トンネルの挙動を再現するために、トンネル模型のひずみは弾性範囲内に、また直径変化量は実物のシールドトンネルのそれとほぼ同等になる範囲として、トンネル模型の外径の 0.5%¹⁾を越えないように制御しながら載荷を行った。

(2) 模型実験の概要

前述の実験装置を用いて、表-2 に示す 6 ケースの実験を行った。実験は 2 種類に大別される。以下にその詳細を述べる。

a) トンネル模型を埋設しない地盤のみの実験

(Case1, Case2)

図-2 に示す BB 方向の載荷板は固定した状態で、AA 方向の載荷板のみを可動させ、その時の AA 方向の載荷板の変位量と載荷圧との関係から、模型地盤の力学的特性である変形係数やポアソン比などの物性値を把握するものである。このうち、Case1 は地盤の受働時の特性を把握する実験であり、はじめに載荷板を目標の荷重値まで押込む。その状態から載荷板を一度引込み、再度載荷板の押込みを行うものである。また、Case2 は地盤の主働時の特性を把握する実験であり、はじめに載荷板を目標の荷重値まで引込む。その後再度引込みを行うものである。なお、載荷板の押込みは、後述するトンネル模型としてアクリル管を用いた実験において、トンネル模型と模型地盤とがともに弹性的な挙動を示す範囲（ロードセルの値で約 25kN/m²）としている。これは、本研究がトンネル模型と地盤とが相互に弹性を保つ範囲内であることが載荷の条件であることから、剛性の低いアクリル管が弹性的な

挙動を示す範囲を事前に把握し、その範囲を設定したものである。また、載荷板の引込みは、模型地盤が主働破壊を起こさないようスクリュージャッキの制御に注意し、載荷板の引込みに対してロードセルの値が追随しなくなるまでの範囲（ロードセル値で約 -2kN/m²）としている。

b) トンネル模型を埋設し作用させる荷重を変動させる実験 (Case3～Case6)

土槽内にトンネル模型を埋設し、はじめに両方向の載荷板を表-2 に示す荷重比を常に保つように制御しながら押込み、トンネル模型に所定の荷重を作用させる（この初期の荷重状態を「状態1」と呼ぶ）。その後、一方の載荷板のみを動かし、この初期の荷重状態から新たな荷重状態までトンネルに作用させる荷重を変動させる（この最終的な荷重状態を「状態2」と呼ぶ）。この荷重の変動に伴うトンネルの挙動（トンネル円周方向のひずみおよび変位）を計測するのが本実験の目的である。なお、各方向の荷重は、常に対称となるように制御し、トンネル模型が剛体的に移動しないよう注意した。

Case3 と Case4 は、トンネル模型としてアクリル管を用いた実験である。このうち、Case3 はトンネルに作用させる荷重を状態1 から状態2 へと増加させる実験である。また Case4 はトンネルに作用させる荷重を状態1 から状態2 へと減少させる実験である。

Case5 と Case6 は、トンネル模型としてアルミ管を用いた実験である。アクリル管を用いた場合と同様に、Case5 はトンネルに作用させる荷重を増加させる実験であり、また Case6 は減少させる実験である。

これらの実験は地盤の再現性を確認するため、基本的にそれぞれ 5 回ずつ実験を行い、そのうち各計測点での値がある程度安定して取られている 3 回の結果を平均して実験値としている。また、砂をまきだした直後に模型地盤の水平方向に生じる静止的な土圧は約 1kN/m² であり、これらの実験での荷重の値は、この静止的な土圧からの相対的な値を表している。

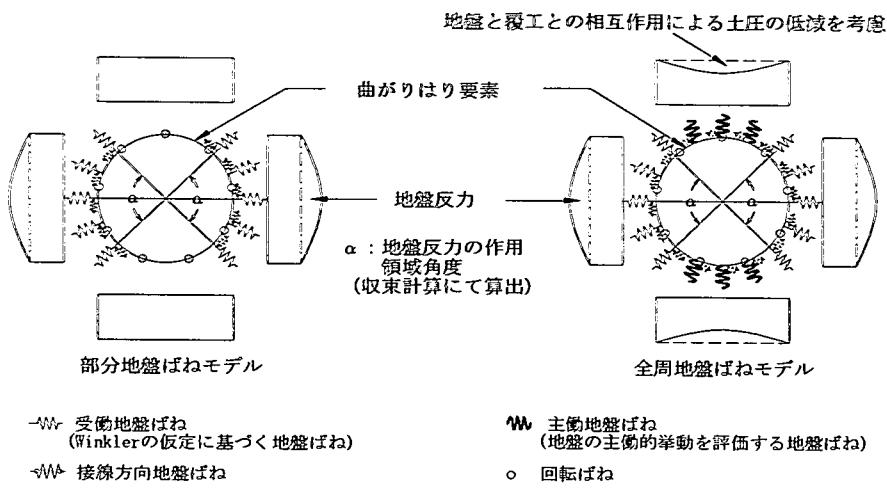


図-3 はりーばねモデル計算法の概要

3. 解析の概要

(1) 解析モデルの概要

解析モデルには、現在、シールドトンネルの設計法として広く用いられている「はりーばねモデル計算法」²⁾を用いた。「はりーばねモデル計算法」は、トンネル覆工をはり要素にモデル化し、トンネルの変形に伴う地盤と覆工との相互作用を線形な地盤ばねで評価するモデルである。このモデルを用いた理由としては、

- ①慣用計算法と異なり、任意の位置においてトンネルの変形に伴う地盤反力の影響をその構造系に組み込めるため、履歴を考慮した設計が可能であること、
 - ②偏荷重のような非対称な荷重にも対応できること、
 - ③任意の位置でのトンネルの変位量を算定することができる、
- などが挙げられる。なお、「はりーばねモデル計算法」は、地盤と覆工との相互作用の評価方法により、以下に示す「部分地盤ばねモデル」と「全周地盤ばねモデル」とに分類される。

a) 部分地盤ばねモデル

このモデルは、地盤と覆工との相互作用として、トンネル覆工が地山側に変形し、地盤が受働側の挙動を示す部位に生じる地盤反力を評価するものであり、その部位にWinklerの仮定に基づく地盤ばね（以下、受働地盤ばねと呼ぶ）を配したモデルである。現在、一般的に「はりーばねモデル計算法」として用いられているのはこのモデルである。

b) 全周地盤ばねモデル³⁾

このモデルは、セグメントリングの全周にわたって地盤ばねを配し、地盤と覆工との相互作用を評価するものである。地盤が受働側の挙動を示す部位に発生する抵抗

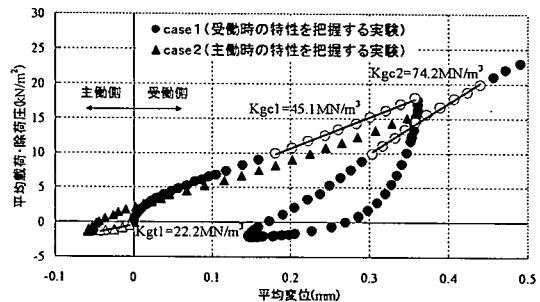


図-4 載荷板の押込み変位量と平均載荷圧との関係

土圧に加えて、地盤が主動側の挙動を示す部位にも伸張型の地盤ばね（以下、主動地盤ばねと呼ぶ）を配して、土圧の低減の影響を評価するものである。このモデルでは主動地盤ばねの評価が重要となる。既往のモデルでは、H.Duddeck の方法^{4), 5), 6), 7)}のように弾性理論から地盤ばね定数を求めており、受働側と主動側のばね定数は同値である。これに対して本論文では、地盤が受働側や主動側の挙動を示すときの地盤の特性を考慮してばね定数を設定している。図-3 は部分地盤ばねモデルおよび全周地盤ばねモデルの概要を示した図である。

(2) 解析に用いる地盤ばね定数の算定

前述のとおり、「はりーばねモデル計算法」を用いた解析では、地盤と覆工との相互作用の評価を地盤ばね定数で評価するため、その値が解析の精度に大きな影響を与えることとなる。本論文では、解析に用いる地盤ばね定数を、トンネル模型を埋設しない砂地盤のみの実験から算出している。図-4 に、実験 Case1 および Case2 について、AA 方向のロードセルと変位計による計測の結果を示す。この図から、地盤に作用させた平均載荷圧

表-3 数値解析に用いた地盤ばね定数

		模型地盤の特性(実験 Case1, Case2 より)		数値解析に用いる 地盤ばね定数 Kr(MN/m ³)
		地盤反力係数 Kg(MN/m ³)	地盤ばね定数 Kr(MN/m ³)	
受働時の特性 (Case1)	1回目(Kgc1,Krc1)	45.1	68.9	68.9
	2回目(Kgc2,Krc2)	74.2	112.6	112.6
主働時の特性 (Case2)	1回目(Kgt1,Krt1)	22.2	33.6	34.5(=Krc1/2)
	2回目(Krt2,Krc2)	36.5	54.9	56.3(=Krc2/2)

表-4 解析ケース

解析モデル	解析ケース	初期の荷重状態 (状態1)	最終的な荷重状態 (状態2)	変動分の荷重 (状態2-状態1)
部分地盤ばねモデル	履歴なし	—	○(Krc1, —)	—
	履歴あり1	○(Krc1, —)	—	○(Krc1, —)
	履歴あり2	○(Krc1, —)	—	○(Krc2, —)
全周地盤ばねモデル	履歴なし	—	○(Krc1,Krt1)	—
	履歴あり1	○(Krc1,Krt1)	—	○(Krc1,Krt1)
	履歴あり2	○(Krc1,Krt1)	—	○(Krc2,Krt2)

※ () 内は解析に用いる地盤ばね定数(受働地盤ばね定数, 主働地盤ばね定数)をそれぞれ示す

と載荷板の平均変位量とは、受働側および主働側とともに線形の関係にあることがわかる。また、受働側と主働側の地盤の特性は異なること、また、2回目の載荷および除荷時の地盤の特性は、はじめの載荷および除荷時の特性とは異なることもわかる。そこで、以下に挙げる4つの地盤反力係数を定義することとした。

①受働時の地盤反力係数 Kgc1

Case1 の実験において、はじめの載荷時のロードセルの値 10kN/m²から 20kN/m²までの範囲を線形回帰し、地盤反力係数を算出した。その結果は Kgc1=45.1MN/m³であった。

②受働時の地盤反力係数 Kgc2

Case1 の実験において、2回目の載荷時のロードセルの値 10kN/m²から 20kN/m²までの範囲を線形回帰し、地盤反力係数を算出した。その結果は Kgc2=74.2MN/m³であった。

③主働時の地盤反力係数 Kgt1

Case2 の実験において、はじめの除荷時の除荷開始時から載荷板の引込みに対して荷重の変動が追随しなくなるまでの範囲を線形回帰し、地盤反力係数を算出した。その結果は Kgt1=22.2MN/m³であった。

④主働時の地盤反力係数 Kgt2

2回目の引込みについては、線形回帰する範囲の設定によって算出される値が大きく変わるために、実験の結果から直接求めることができなかった。そこで、1回目の載荷時と除荷時の傾向から地盤反力係数を算出することとした。

これらの地盤反力係数から、文末の付録に示すように、地盤を2次元弾性体であると仮定し、式(1)より地盤の

変形係数 E を、また式(2)より地盤ばね定数 Kr を算出した。ここに、受働地盤ばね定数 Krc は、Case1 の受働時の特性を把握する実験から得られた物性値をもとに算出した値である。このうち Krc1 は地盤反力係数 Kgc1 から算出した値であり、Krc2 は地盤反力係数 Kgc2 から算出した値である。また、主働地盤ばね定数 Krt は、Case2 の主働時の特性を把握する実験から得られた物性値をもとに算出した値である。このうち Krt1 は地盤反力係数 Kgt1 から算出した値である。また、Krt2 は前述のとおり、実験から直接求めることができなかったため、Krc1 と Krt1 との比 (Krt1/Krc1) から、Krc2 の値にこの比を乗じることにより算出した。表-3 にこれらの地盤ばね定数の算出結果を示す。

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \cdot L \cdot K_g \quad (1)$$

$$Kr = \frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \quad (2)$$

ここに、 ν : 地盤のポアソン比 (=0.25)

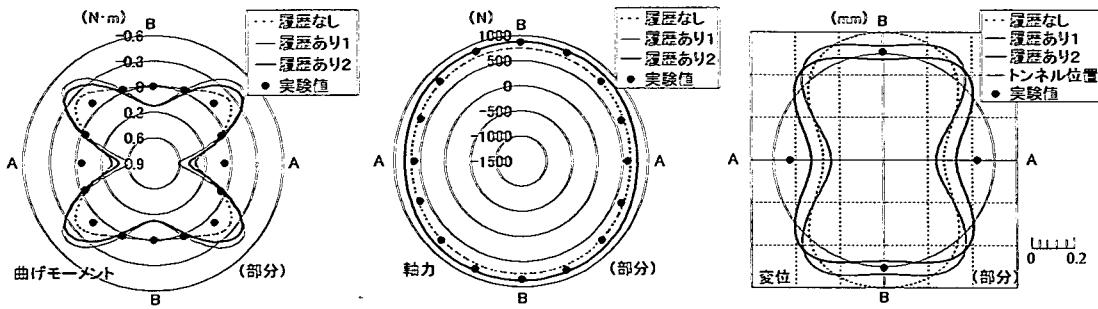
L : 土槽の辺長の 1/2 の長さ (=0.265m)

R : トンネル模型の外半径 (=0.1m)

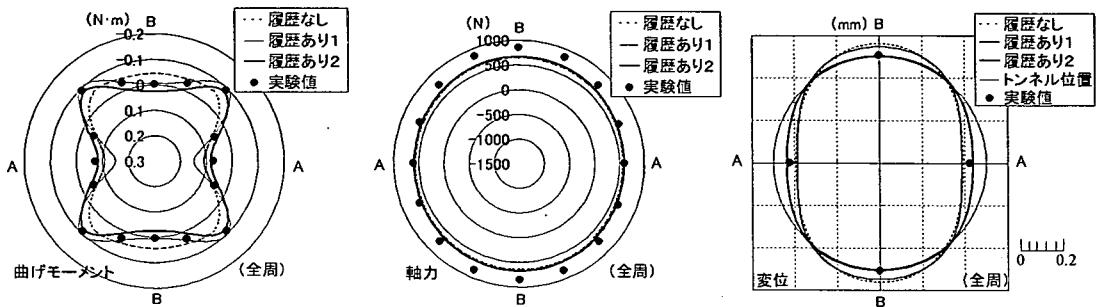
である。

実験の結果、本研究で用いた模型地盤では主働時の特性は受働時の特性の概ね 1/2 程度であった。そのため、数値解析においては、主働地盤ばね定数は受働地盤ばね定数の 1/2 の値を用いることとした。

また、接線方向の地盤ばね定数 Kt は、受働地盤ばね定数の 1/3 の値を用いた。この値は、各種の設計指針や



a)部分地盤ばねモデルによる結果



b)全周地盤ばねモデルによる結果

図-5 実験値と解析値との比較(Case3)

基準類⁸⁾で比較的よく用いられている値である。

(3) 解析ケース

表-4 は解析ケースを示したものである。解析モデルには、前述の「部分地盤ばねモデル」と「全周地盤ばねモデル」とを用い、それぞれモデルについて「履歴なし」、「履歴あり1」および「履歴あり2」の3ケースを設定した。ここに、「履歴なし」は履歴を考慮しない設計法に基づく解析ケースであり、最終的な荷重状態のみを用いて断面力の算定を行うものである。また「履歴あり1」と「履歴あり2」は履歴を考慮する設計法に基づく解析ケースであり、最終的な荷重状態に至るまでの荷重の履歴を考慮し、初期の荷重状態による断面力と変動分の荷重による断面力を重ねあわせることで最終的な荷重状態における断面力を算定するものである。なお、表中に示すように「履歴あり1」と「履歴あり2」とは、変動分の荷重による断面力の算定を行う際に用いる地盤ばね定数が異なるケースである。「履歴あり1」は、はじめの載荷時の地盤ばね定数 K_{rc1} と K_{rt1} をそのまま用いたケースであり、「履歴あり2」は、地盤の繰り返し載荷の影響を考慮し、変動分の荷重における断面力の算定には地盤ばね定数として K_{rc2} と K_{rt2} を用いたケースである。

これらの数値解析から、トンネル模型に発生する断面

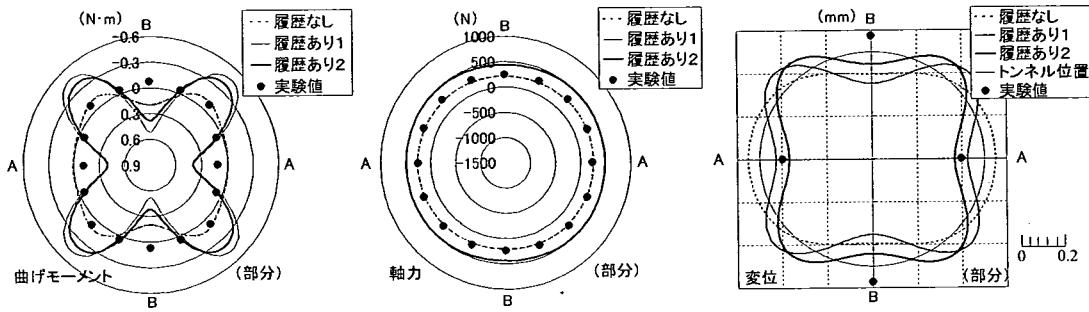
力および変位を算定し、模型実験から得られた実験値との比較を行うことで荷重の変動に対する検討手法としてどの方法が妥当であるのかを検討する。

4. 模型実験の結果と数値解析の結果との比較およびその考察

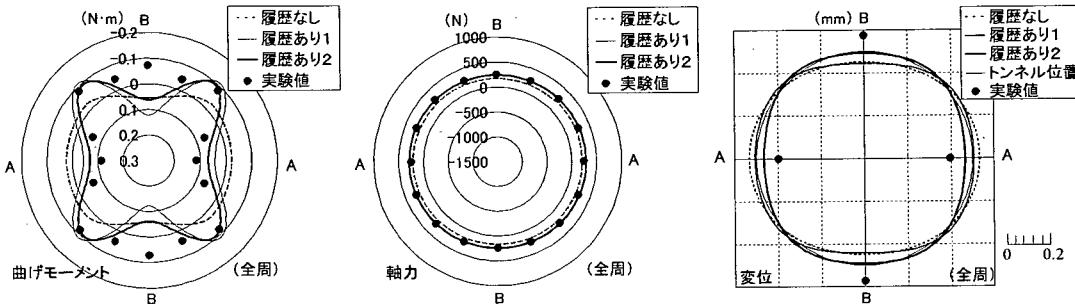
(1) 定性的な手法に基づく実験値と解析値との比較およびその考察

a) トンネル模型としてアクリル管を用いた場合

図-5 は、Case3 の実験についてトンネルに発生する断面力と変位の実験値とその解析値とを示したものである。ここに、実験値は最終的な荷重状態での値であり、同一の実験を複数回実施し、その結果を平均したものである。実験の結果をみると、解析モデルとして「部分地盤ばねモデル」を用いた場合、軸力についてはどの解析ケースも概ね実験値を説明できるものの、曲げモーメントおよび変位については、どの解析ケースも実験値を説明できないことがわかる。ここに現行の基準類^{9), 10)}では、最大曲げモーメントを基準としてシールドトンネルの覆工の設計が行われていること、また、ひずみの算定方法の影響により、実験から得られる軸ひずみは曲げひずみに比べて計測精度が劣ることを勘案し、特に曲げ



a)部分地盤ばねモデルによる結果



b)全周地盤ばねモデルによる結果

図-6 実験値と解析値との比較(Case4)

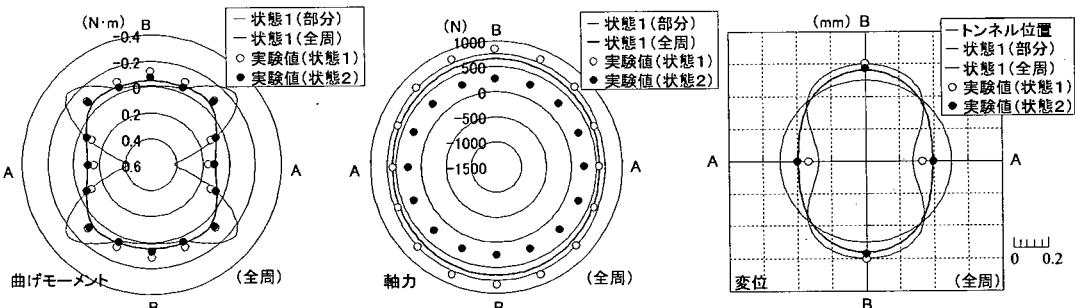
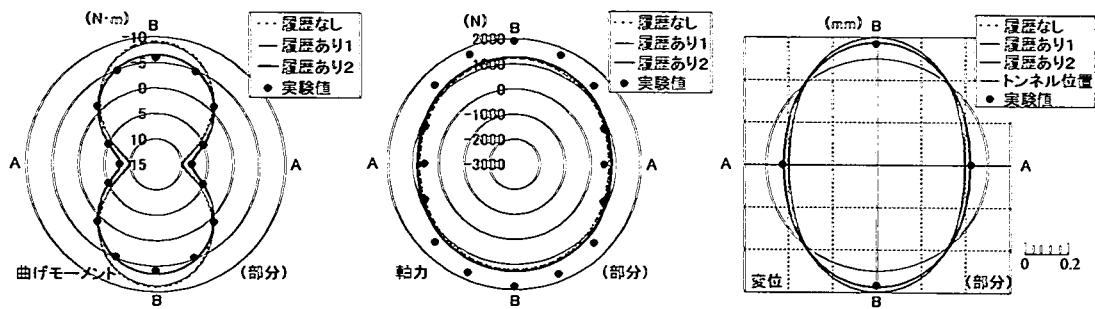


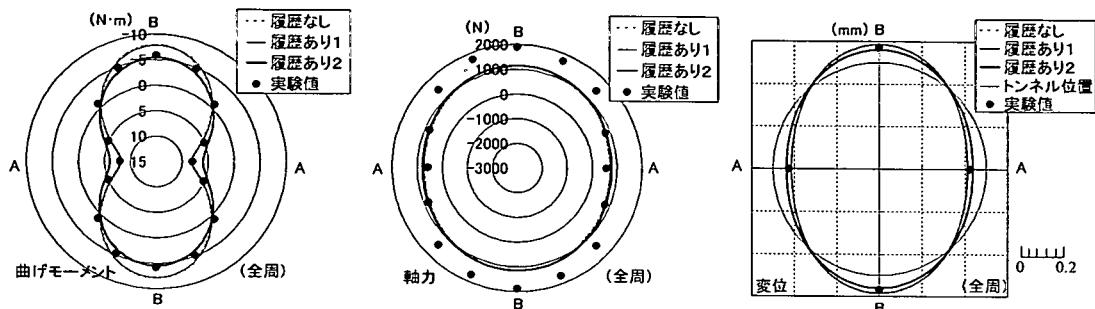
図-7 実験値と解析値(状態1)との比較

モーメントの結果を重視してこれ以降の考察を行うこととする。その結果、解析モデルとして「部分地盤ばねモデル」を用いた場合には、どの解析ケースも実験値を精度よく説明することができないという結論を得た。一方、解析モデルとして「全周地盤ばねモデル」を用いた場合、曲げモーメントと変位については、荷重の履歴を考慮した解析ケースがトンネルの挙動をよく表現できている。特に、地盤の繰り返し載荷の影響を考慮して地盤ばね定数(K_{rc2} , K_{rt2})を設定した「履歴あり2」が実験値を最もよく説明していることがわかる。なお、軸力については、どの解析ケースも概ね実験値を説明しており、最適な解析ケースの判断はできなかった。

また、図-6は、Case4の実験について、トンネルに発生する断面力と変位の実験値とその解析値とを示したものである。なお、実験値はCase3と同様、最終的な荷重状態での値を示している。前述した理由から、曲げモーメントの結果を重視して考察すると、解析ケースとしては「全周地盤ばねモデル」を用いた場合の方が実験値をよく説明できることがわかる。しかしながら、「全周地盤ばねモデル」による解析結果を詳細にみると、曲げモーメントでは、はじめに受働側の挙動を示す部位(図中AA方向)では、実験値と解析値が概ね一致しているものの、はじめに主働側の挙動を示す部位(図中BB方向)では実験値と解析値との間に大きな差が認め

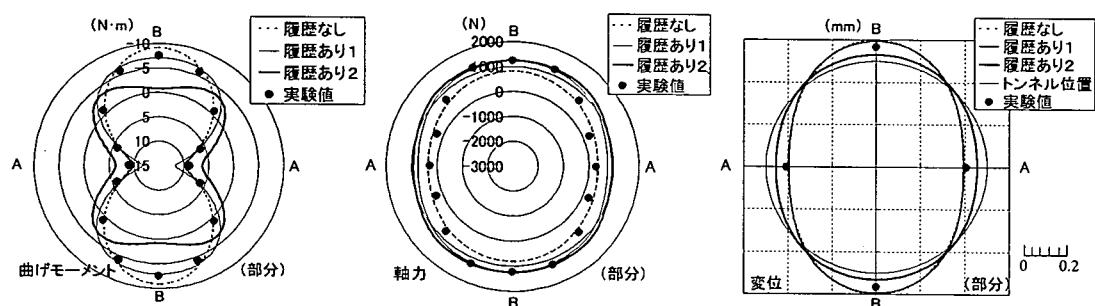


a)部分地盤ばねモデルによる結果

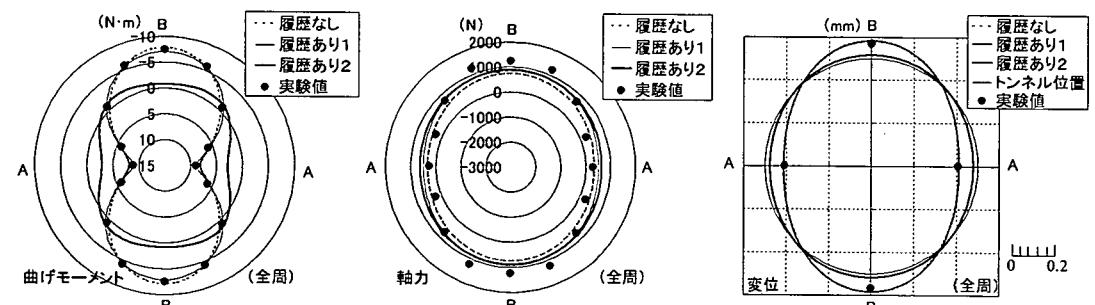


b)全周地盤ばねモデルによる結果

図-8 実験値と解析値との比較(Case5)



a)部分地盤ばねモデルによる結果



b)全周地盤ばねモデルによる結果

図-9 実験値と解析値との比較(Case6)

られる。さらに、変位の結果をみると、実験値ははじめの荷重状態（状態1）によってトンネル模型に生じた変形がそのまま残留した状況になっている。ここで、荷重を変動させる前の状態（状態1）での実験値と荷重を変動させた後の状態（状態2）での実験値および、状態1における解析値とを図-7に合わせて示す。図-7から、曲げモーメントおよび変位については、荷重の変動前と変動後とで実験値に大きな差異は認められず、ほぼ同じ値となっていることがわかる。また、状態1における解析値は実験値をよく説明していることがわかる。このことから、Case4の実験では、トンネル模型の剛性が低くたわみ性の管であるために、載荷によるトンネル模型の変形が比較的大きなものとなる。特に、はじめに受働側の挙動を示す箇所では、トンネル模型の変形により周辺地盤が押し込まれ、砂粒子の構造が変化し、地盤が密に詰まった状態になるとされる。この状態から荷重を除荷した場合、理論上では、模型はトンネル内空隙へと押し戻されることとなるが、既にトンネル周辺地盤は密に詰まった状態となっており、始めの地盤反力のような弾性的な反力が作用しない状態であると考えられる。このことは、論文中の図-4に示す一度載荷を行った後の除荷時の荷重と変位との関係にも見られる特性である。従って、Case4の実験ケースでは、荷重の変動に対してトンネル模型の挙動が追随しないという結果に至ったものと思われる。なお、軸力の結果から荷重を変動させた際の影響は確実にトンネル模型の位置まで伝播していることが確認できることから、実験装置やその方法自体には十分妥当性があるものと考えられる。

以上のCase3およびCase4の実験から、アクリル管のように地盤と覆工との相互作用が十分に働くトンネル模型を用いた場合には、解析モデルには「全周地盤ばねモデル」のように任意の位置で地盤反力の影響を構造系に取り込めるモデルを用い、また、荷重の変動に対しては、その履歴を考慮した設計を行うことで、トンネル模型の挙動をよく表現できることがわかった。ただし、Case4の実験のように荷重が減少する場合には、この実験では明確な結論が出せなかつた。

b) トンネル模型としてアルミ管を用いた場合

アクリル管を用いた実験の結果をふまえ、次に、トンネル模型としてアクリル管より剛性の高いアルミ管を用い、再度同様の実験を行った。図-8は、Case5の実験についてトンネル模型に発生する断面力と変位の実験値とその解析値とを示したものである。実験の結果、曲げモーメントおよび変位については、「部分地盤ばねモデル」と「全周地盤ばねモデル」とともに荷重の履歴を考慮し、また地盤の繰り返し載荷の影響を考慮した地盤ばね定数(K_{rc2} , K_{rl2})を用いた「履歴あり2」の解析ケースが実験値を精度よく表現できることがわかった。

また、「部分地盤ばねモデル」と「全周地盤ばねモデル」による解析の結果には、アクリル管を用いた実験の結果のような大きな差異はなく、どちらの結果も実験値を概ね説明できることができた。

図-9は、Case6の実験について実験値と解析値とを比較した図である。実験の結果、曲げモーメントと変位の結果から、解析モデルは「部分地盤ばねモデル」よりも「全周地盤ばねモデル」を用いた場合が実験値をよく説明できている。また、解析ケースとしては「履歴あり1」と「履歴なし」の結果が実験値をよく説明している。ただし、両者の差は非常に小さく、どちらが精度よく実験値を説明できるかの判断は難しい。また、Case3, Case4の実験において、実験値との適合性の高かった「履歴あり2」の結果は実験値を表現できないことがわかった。

以上のCase5, Case6の実験から、アルミ管のようにその剛性が高く、地盤と覆工との相互作用が顕著に働くかのようなトンネル模型を用いた場合、その挙動はトンネルに作用する荷重の変動パターンに左右されることがわかった。トンネルに作用する荷重が増加する場合、解析モデルとしては「全周地盤ばねモデル」とともに「部分地盤ばねモデル」のように、受働側のみの地盤反力の影響を考慮するモデルにおいても、トンネルの挙動を十分に表現できることができた。また、荷重の変動に対しては、その履歴を考慮し、地盤の繰り返し載荷の影響を考慮した地盤ばね定数を設定することで実験値を精度よく表現できることができた。一方、トンネルに作用する荷重が減少する場合には、解析モデルとしては「全周地盤ばねモデル」のように任意の位置で地盤反力の影響を構造系に取り込めるモデルを用いることでトンネルの挙動を精度よく表現できることができた。ただし、履歴を考慮する場合と考慮しない場合の数値解析の結果にはあまり差はみられず、このような定性的な手法では、どちらがよりトンネルの挙動を表現できるのかの判定はできないという結果が得られた。

(2) 定量的な手法に基づく実験値と解析値との比較およびその考察

これらの模型実験の結果から、荷重の変動を受けるシールドトンネルは、概ねその履歴を考慮することでトンネルの挙動を表現できそうであるとの結論が得られた。しかしながら、前述の(1), b)の場合には、定性的な評価手法では、どの数値解析の結果がより明確にトンネルの挙動を表現できるのかの判断は難しかった。そこで、以下に示す定量的な手法を用い、より詳細な検討を行うこととした。この定量的な評価手法は、式(3)に示すように、実験値と解析値との差の平方和を取り、それを平均化することで、実験値と解析値との適合性を判

表-5 分散による算定の結果

実験ケース	履歴あり1	履歴あり2	履歴なし
Case3	0.0176	0.0169	0.0284
Case5	0.237	0.252	0.249
Case6	0.0606	1.140	0.119

単位 : (N·m)²

定するものである。この値を便宜上、分散と呼ぶことにする。

$$s^2 = \sum_{i=1}^n \frac{1}{n} (m_i - a_i)^2 \quad (3)$$

ここに、 s^2 : 分散、 m_i : 実験値、 a_i : 解析値、
 n : 計測点数

である。

式(3)に示す s^2 の値がより小さいほど、実験値を精度よく表現しているものと判断した。表-5は、Case3, Case5, Case6の実験について、この判別式による算定の結果を示したものである。なお、この表は、各実験の結果のうち、解析モデルとして「全周地盤ばねモデル」を用いた場合について、特にシールドトンネルの設計に対して影響の大きい曲げモーメントに着目して示したものである。なお、Case4の実験は、定性的な評価によって結果が判定できること、また実験自体の精度が余りよくないことから、この定量的な評価では省略した。表-5から、各実験ケースにおいて、履歴を考慮した場合の結果が最も s^2 の値が小さく、実験値を比較的良く表現しているものと判断することができる。本研究は、実験装置の都合上、トンネル模型にあまり過大な荷重を作用させることができないため、特にアクリル管では、微小な値について各解析ケースを比較せねばならない。そのため、模型実験のサイズではあまり有意な差にはならなかったが、この結果を実物大のシールドトンネルに適用した場合には、設計上ある程度の効果が見られるものと考えられる。

5. まとめ

本研究は、シールドトンネルに作用する荷重が変動する場合の設計を、荷重履歴を考慮して行うべきか否かについて、特にその際の地盤反力の評価に重点をおいて検討したものである。そのため、本研究では荷重履歴を受けるトンネル模型を再現し、地盤と覆工との相互作用をより明確に観測できるよう、実験に用いる各材料の物性や形状を決定した。本来、トンネル模型や地盤模型は実

際のシールドトンネルから相似則を適用し、その形状や物性を選定するものであるが、本研究では実験装置の都合上、また模型地盤を砂地盤とし再現性とある程度の地盤反力係数を確保したため、相似則からトンネル模型を決定することは幾何学的に困難であった。しかしながら、これら実験模型が実物トンネルの挙動から逸脱したものであれば、この実験は意味を成さない。そこで、前述のとおり、実験での荷重の載荷やトンネル模型の変形量に一定の範囲を設定することで、実物のシールドトンネルの挙動を表現した。

土槽内の模型実験の結果とその数値解析の結果から、以下のような知見が得られた。

- ① 荷重の変動を受けるシールドトンネルの横断方向の挙動は、その履歴を考慮することで概ね表現することができる。
- ② 数値解析には、「はり一ばねモデル計算法」のうち、任意の位置で地盤反力の影響を構造系に取り込むことができる「全周地盤ばねモデル」を用いることで、トンネルの挙動をよりよく表現することができる。特に、地盤と覆工との相互作用が十分に期待できる場合にこのモデルは有用である。
- ③ トンネルに作用する荷重が増加する場合については、変動分の荷重によってトンネルに発生する断面力および変形量の算定には、地盤の繰り返し載荷の影響を考慮した地盤ばね定数の設定が必要である。

本論文は、土槽内における模型実験から荷重の変動を受けるシールドトンネルの挙動の検討を行ったものである。今後は、実際のシールドトンネルについて、このような荷重の変動を受けるトンネルの横断方向の挙動について、さらに実用的な検討を加える予定である。

なお、本研究の数値解析には、株富士総合研究所のMOLEMANVer4.6を用いたことを付記する。

また、本論文をまとめるにあたって、実験や解析などで多大なご助力を頂いた金沢工業大学環境系土木工学科、木村定雄助教授、早稲田大学の修士修了者である五十嵐龍氏（現五十嵐建設㈱）、野本雅昭氏（現西松建設㈱）渡邊誠司氏（現東日本旅客鉄道㈱）、三浦啓二氏（現東京ガス㈱）、ならびに本研究に関係された各位に感謝する次第です。

付録

[2次元弾性理論解法に基づく地盤ばね定数の算定]

地盤ばね定数は、トンネル覆工を剛性一様な円環に、

(4.3)

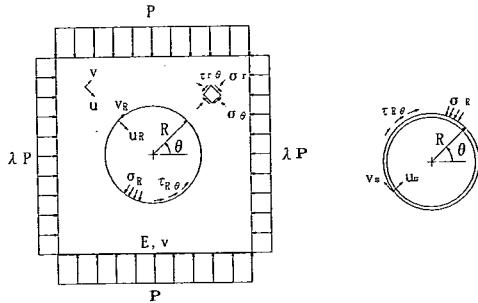


図-10 弾性地盤中の剛性一様円環の理論解法

また、それを包含する地盤を無限二次元弾性体に仮定し、その地盤に二軸方向から等分布荷重が作用すると仮定し求める。その概念図を図-10に示す。

ここでは、弾性理論に基づいて地盤と覆工との相互作用を評価するための基本式として、覆工の接線方向の地盤と覆工との間のせん断力が完全に伝達される場合 (no-slip) の解 (external loading condition) を式(4.1)～式(4.6)に示す。

ここに、
P : 鉛直荷重 (N)
λ : 側圧係数 (鉛直荷重と水平荷重との比)

σ_R : 覆工に作用する半径方向の応力 (N/m²)
τ_{Rθ} : 覆工に作用する接線方向の応力 (N/m²)

u_s : 覆工の半径方向の変位量 (m)

v_s : 覆工の接線方向の変位量 (m)

N : 覆工に生じる軸力 (N)

M : 覆工に生じる曲げモーメント (N·m)

E : 地盤の変形係数 (N/m²)

E_s : 覆工の弾性係数 (N/m²)

ν : 地盤のポアソン比

ν_s : 覆工のポアソン比

I_s : 覆工単位幅あたりの

断面二次モーメント (m⁴)

A_s : 覆工の単位幅あたりの断面積 (m²)

R : 覆工の外半径 (m)

であり、

$$\sigma_R = \frac{1}{2} P(1+\lambda)(1-a_0^*) - \frac{1}{2} P(1-\lambda)(1-6a_2^* + 4b_2^*) \cos 2\theta \quad (4.1)$$

$$\tau_{R\theta} = \frac{1}{2} P(1-\lambda)(1+6a_2^* - 2b_2^*) \sin 2\theta \quad (4.2)$$

$$u_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left[\begin{array}{l} \frac{1}{2} P(1+\lambda)(1-2\nu+a_0^*) \\ + \frac{1}{2}(1-\lambda)\{4(1-\nu)b_2^* - 2a_0^* - 1\} \cos 2\theta \end{array} \right]$$

$$v_s = \frac{PR(1+\nu)}{2E} (1-\lambda)\{-2a_2^* - 2(1-2\nu)b_2^*\} \sin 2\theta \quad (4.4)$$

$$N = PR \left\{ \frac{1}{2}(1+\lambda)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1-\lambda)(1+2a_2^*) \cos 2\theta \right\} \quad (4.5)$$

$$M = \frac{PR^2}{4} \{(1-\lambda)(1-2a_2^* + 2b_2^*)\} \cos 2\theta \quad (4.6)$$

$$a_0^* = \frac{-(1-2\nu)C^* - (1-2\nu)F^* + (1-\nu)C^*F^*}{C^* + F^* + (1-\nu)C^*F^*},$$

$$a_2^* = \beta b_2^*, \quad b_2^* = \frac{(1-\nu)C^* - 2}{2(1-\nu)C^* + 4\nu - 6\beta - 3\beta(1-\nu)C^*}$$

$$\beta = \frac{12 - 3(1-\nu)(1-2\nu)C^* + (1-\nu)(1-2\nu)F^* - (1-\nu)^2 C^*F^*}{2(2 + 3(1-\nu)C^* - (1-\nu)F^* - (1-\nu)^2 C^*F^*)}$$

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)}, \quad F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)}$$

である。

いま、トンネルに作用する上下方向および左右方向の荷重がつりあい、覆工が剛体的な移動をせずに横断面内の変形のみを起こす場合、覆工の変形に従属して定まる土圧は、覆工の半径方向の成分が主体をなす。そこで、先に示した弾性理論解を用いて、地盤と覆工との相互作用の評価方法を検討する。式(4.1)および式(4.3)において、E_sを無限大とすると、覆工の曲げ剛性および軸剛性が無限大となり、そのとき覆工に作用する半径方向の土圧および半径方向の変位量は、それぞれ式(5)および式(6)で表される。

$$\lim_{E_s \rightarrow \infty} \sigma_R = \frac{1}{2} P(1+\lambda)(1-\nu) - \frac{1}{2} P(1-\lambda) \left\{ 3 - \frac{6(1-\nu)}{5-6\nu} \right\} \cos 2\theta \quad (5)$$

$$\lim_{E_s \rightarrow \infty} u_s = 0 \quad (6)$$

次に、式(4.1)と式(5)の応力差分Δσ_Rおよび式(4.3)と式(6)との変位差分Δu_sとの間には、地盤ばね定数K_rを用いて、式(7)の関係が成り立つ。

$$\Delta\sigma_R = -\frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \Delta u_s + \frac{3\nu-1}{5-6\nu} P(1+\lambda)a_0^* \quad (7)$$

$$= -K_r \cdot \Delta u_s + \Delta\sigma_{Rconst}$$

式(7)において、K_rは地盤の変形係数E、ポアソン比νおよび覆工の外半径Rから定まるトンネル半径

方向の地盤ばね定数であり、AMMuirWoodによって示される地盤反力係数と同義である。また、右辺の第二項は地盤の変形係数やボアソン比 ν 、覆工の曲げ剛性 Esl や軸剛性 EsA および側方土圧係数 λ 等の荷重条件によって定まる定数である。すなわち、弾性理論解法によると、地盤と覆工との相互作用は①覆工の変形に従属して定まる土圧と、②地盤と覆工との剛性比や荷重条件によって定まる土圧とに分けて評価することができる。しかしながら、シールドトンネルでは、②の土圧は地盤の剛性よりも覆工の剛性が相当に高いことからその影響が小さく、無視できる程度である。

よって、シールドトンネルにおける地盤と覆工との相互作用の評価は、式(8)に示す地盤ばね定数 Kr によって評価することができる。

$$Kr = \frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \quad (8)$$

参考文献

- 1) 土木学会：トンネルへの限界状態設計法の適用、トンネルライブリー11、2001.8.
- 2) 村上博智、小泉淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について、土木学会論文集、No.272、pp.103～115、1978.4.
- 3) 木村定雄、小泉淳：地盤と覆工の相互作用を考慮したシールドトンネルの設計法について、土木学会論文集、No.624/III-47、pp.123～134、1999.6.
- 4) Dudenek,H. : Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein, DIE BAUTECHNIK, pp.349～356, 1980.10.
- 5) Ahrens,H., Lindner,E., and Lux,K. : Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein(1980)" , DIE BAUTECHNIK, pp.260～273, 1982.8.
- 6) Ahrens,H., Lindner,E., and Lux,K. : Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein(1980)" , DIE BAUTECHNIK, pp.303～311, 1982.9.
- 7) 入江健二、新治均、大塚孝義：シールドトンネル覆工の設計(7)、トンネルと地下、Vol.24、No.3、pp.58～64、1993.3.
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説シールドトンネル、1997.7.
- 9) 土木学会、トンネル標準示方書（シールド工法編）、1996.
- 10) 土木学会、セグメントの設計、トンネルライブリー第6号、1994.

(2002.8.8受付)

STUDY ON THE CROSS-SECTIONAL BEHAVIOUR OF SHIELD TUNNEL RECEIVING THE HISTORY OF THE LOAD

Toshiaki NANMOKU, Itsuro FUJITA and Atsushi KOIZUMI

At present, two design methods are both adopted for shield tunnel receiving the history of the load; one is "The design method considering the history of the load" and the other is "The design method not considering the history of the load". But, it hasn't been proved which is more rational. Therefore, to investigate the cross-sectional behaviour of such a shield tunnel, model tests in sand-box and the numerical analyses based on the above-mentioned two design methods are carried out. Consequently, it reveals that "The design method considering the history of the load" is more rational than the other one and in the numerical analyses, the Beam-Spring Model, in which ground springs set all around the tunnel lining, can explain the results of model tests better.