

併設シールドトンネルの影響評価に関する模型実験

—後続シールドの施工時荷重が先行トンネルに与える影響について—

An experimental study on the behavior of the closely constructed parallel shield tunnels.

— On the influence of the execution load of a new tunnel upon the existing one —

木村 定雄*, 舟橋 秀磨**, 山下 雄一**, 小泉 淳***

Sadao KIMURA, Hidemaro FUNABASHI, Yuichi YAMASHITA, Atsushi KOIZUMI

Model tests on the closely constructed parallel shield tunnels are carried out in order to evaluate the longitudinal behavior of the existing tunnel due to the construction of a new tunnel. A acrylic or aluminum strip simulating the existing tunnel are buried in dry sand and execution load of the new tunnel is modeled by the water pressure on the extreme point of a tube evaluating the new shield tunnel. From the tests, it is confirmed that the earth pressure acting upon the existing tunnel is changed according to not only the distance from the extreme point to the strip but also the difference of the bending rigidity of the strip. The structural model in which ground is replaced with the suitable elastic springs is introduced. As a results, the model explained well the behavior of the existing tunnel.

Keywords: parallel shield tunnels, design of tunnel lining, closed construction, ground reaction

1. はじめに

トンネル相互の離隔距離が小さい併設シールドトンネルにおいて、後続して施工するシールド(後続シールド)が先行して施工したトンネル(先行トンネル)に与える影響は、①ジャッキ推力、泥水圧または泥土圧、裏込め注入圧等の施工時荷重の影響、②テールボイドの発生、切羽の崩壊または土砂の過剰な取込み等による周辺地盤の緩みの影響に大別される。一般に前者は先行トンネルの周辺地盤が受働側、また後者は主働側となる挙動を示す。従来、併設シールドトンネルの覆工設計では、これらの影響を検討する場合、②の影響に主眼をおき、鉛直土圧を割り増したり、あるいは側方土圧係数や地盤反力係数を減じてこれを評価するとともに、①の影響は必要に応じて別途考慮するものとしてきた。しかしながら、最近の併設シールドトンネルの施工例によると、①の影響が顕著となっている例が見受けられる^{1) 2)}。これはシールドの主流が従来の開放型から密閉型に代ってきたためと考えられる。後続シールドの施工時荷重が先行トンネルに与える影響を論ずる場合、施工時荷重の影響の評価および先行トンネルのモデル化を適切に行うことが重要となる。すなわち先行トンネルに作用する荷重は、その大きさ、分布および作用範囲が併設トンネル相互の離隔距離のみならず、地盤と先行トンネルとの剛性比によっても変化するものと考えられる³⁾。また、後続シールドの施工時荷重により先行トンネルは横断面内変形を起こすとともに、縦断方向にも変形を生じるため、先行トンネルのモデル

* 正会員 工修 佐藤工業(株) 技術本部 土木技術部

** 学生員 早稲田大学大学院 理工学研究科

*** 正会員 工博 早稲田大学 理工学部 土木工学科

化は3次元構造、すなわちシェル構造として評価することが必要となる。しかしながら、セグメントリングの構造はトンネルの横断方向や縦断方向がともに数多くの継手で締結された構造であるため、この継手剛性を適切に評価することも必要となる。これらを正確にモデル化することは可能である⁴⁾が、実務計算において現状の計算機的能力を考慮すると、それを適切に評価するには限界がある。したがって、現在では覆工構造を横断方向と縦断方向とに分け、これらを“はり”としてモデル化し、縦断方向のモデル化では、継手剛性の影響を巨視的に評価した“はりばねモデル”や“等価剛性モデル”を用いる場合が多い⁵⁾。

筆者らは、以上の観点から①の影響に主眼を置き、後続シールドの施工時荷重が先行トンネルの縦断方向に与える影響を把握することを目的として基礎的な実験研究を行っている^{6)・7)}。本文は、その基礎的な実験に関する結果について述べるとともに、後続シールドが先行トンネルに与える影響を評価するために、先行トンネルに作用する荷重の評価および先行トンネルの挙動を表現する構造モデルの評価とに分け、地盤と先行トンネルの相互作用の影響を適切に評価するための荷重－構造系について検討した結果を述べたものである。

2. 実験概要

実験は水平方向にトンネルが併設する場合を想定した模型実験である。図1は実験装置の概要を示したものである。また、表1は模型地盤および先行トンネル模型の諸元を示したものである。模型地盤は豊浦標準砂を用いて砂質地盤をモデル化した。地盤の変形係数 E_s は側圧0.1kgf/cm²の非圧密非排水三軸圧縮試験により求めた。地盤のポアソン比 ν は平板載荷試験において土中の水平方向変位を拘束して計測された鉛直土圧と水平土圧から側方土圧係数 λ を求め、さらに地盤を弾性体と仮定して得られる式(1)に λ を代入して求めた。地盤ばね定数 k はA. B. Vesicの式⁸⁾ (式(2))に地盤の変形係数とポアソン比および先行トンネル模型の曲げ剛性 EI を代入して求めた。

$$\nu = \frac{\lambda}{1 + \lambda} \tag{1}$$

$$k = 0.65 \sqrt{\frac{E_s B^3}{EI} \frac{E_s}{1 - \nu_s^2}} / B \tag{2}$$

ここで、 E_s は模型地盤の変形係数、 B は先行トンネル模型の幅、 E は先行トンネル模型のヤング係数、 I は先行トンネル模型の断面二次モーメントである。

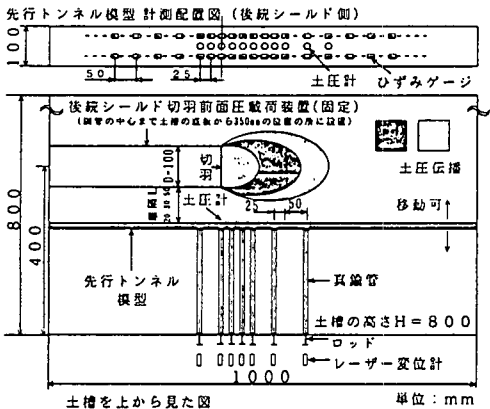


図1 実験装置および計測図

表1 模型地盤および先行トンネル模型の諸元

模型地盤の諸元	
地盤材料	豊浦標準砂
相対密度	50 %
密度	1.47 g/cm ³
変形係数	77.0 kgf/cm ²
ポアソン比	0.33
地盤ばね定数	11.87 kgf/cm ⁴
先行トンネル模型の諸元	
幅	10 cm
厚さ	7φミ板:10mm 7φリル板:1.5mm
ヤング係数	7φミ板:7.0×10 ⁴ kgf/cm ²
	7φリル板:3.5×10 ⁴ kgf/cm ²

先行トンネル模型は縦断方向の挙動を把握するために、剛性一様な十分に長い“はり”として帯板でモデル化した。また、帯板の剛性の違いが作用荷重に与える影響を把握するために材質および厚さの異なる2種類の帯板（アルミ板、アクリル板）を用いた。アルミ板はその曲げ剛性が相当に大きく剛体とほぼみなせる帯板であり、アクリル板はアルミ板に比べて曲げ剛性が小さく、縦断方向に曲げ変形が生じるものである。後続シールドの施工時荷重は泥水式シールドの切羽圧を表現するために、中空鋼管の先端に厚さ0.3mmのメンブレンを2枚重ねて設置し、鋼管内部に充填した水をローラーポンプにより最大0.7kgf/cm²まで加圧することによりモデル化した。実験は離隔距離が0.2D、0.3D、0.5D（D：後続シールド模型の外径、10cm）の3ケースについて行い、切羽圧を示す水圧、先行トンネル模型の縦断方向に生じるひずみおよび縦断方向に直交して作用する土圧と変位を静的に計測した。また計測の初期値は砂をすべて撒きだした後とし、計測ステップは0.05kgf/cm²ピッチとした。なお、各計測ステップにおいて水の加圧を停止してから水圧値が安定し計測するまでの前置き時間は15秒とした。

3. 解析概要

3.1 荷重評価の基本的な考え方

荷重評価の解析は、模型実験における後続シールドの切羽圧が模型地盤中でどのように伝播するのか、その基本的な挙動を把握するために行うものである。そこで、模型実験で用いた砂地盤を半無限三次元弾性体と仮定して切羽圧の応力伝播の計算を行い、先行トンネル模型の縦断方向に直交しかつ水平方向に作用する応力を求めた。図2はその概念を示したものである。また式(3)は計算に用いたBussinesqの式を示したものである。一方、剛性が一様な地盤中にそれと剛性の異なる物体が存在する場合、その物体に作用する応力は、それが存在しない時の同じ位置に同じ方向から作用する応力と相異することが想定される。ゆえに、ここで計算される応力は剛性一様な地盤中の理論解であり、先行トンネル模型が存在していることを表現していない。そこで、剛性一様な地盤中の理論解は、あくまでも基準となる値としてこれを取り扱い、以降これと実験値とを比較することにより、地盤と先行トンネル模型の剛性の違いが先行トンネル模型の挙動に与える影響について検討する。

$$\sigma_c = \frac{P_l}{2\pi Z^2} \left\{ 3\cos^3\varphi \cdot \sin^2\varphi - (1-2\mu) \frac{\cos^2\varphi}{1+\cos\varphi} \right\} \quad (3)$$

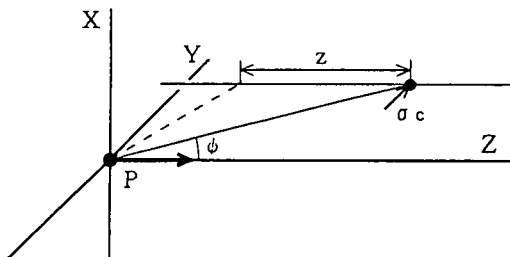


図2 弾性地盤中の応力伝播の概念

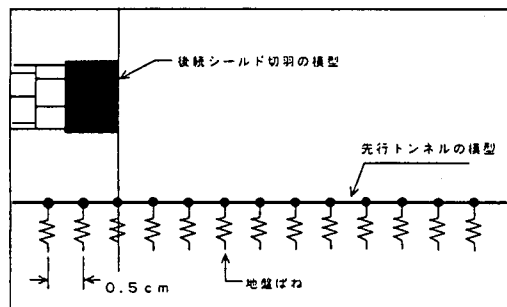


図3 構造モデルの概念

3.2 先行トンネル模型およびその周辺地盤のモデル化

模型実験において、先行トンネル模型をモデル化した帯板は板としての性質を有するが、事前の予備実験によると幅10cmの帯板の縦断方向挙動を把握する上で、幅方向の応力変化はほとんど見られず帯板を“はり”として見なせた。また模型実験で用いた砂地盤もほぼ弾性挙動を示していた。そこで、先行トンネル模型は剛性一様な“はり”としてモデル化し、模型地盤は先行トンネル模型をモデル化した“はり”の縦断方向に直交して作用する弾性ばね（地盤ばね）として評価した。図3は構造モデルの概要を示したものである。また式(4)および式(5)は、この構造モデルにおける“はり”の任意点におけるたわみおよび曲げモーメントの理論解である。なお、これらの式は集中荷重を対象とした理論解であるため、分布荷重の計算は“はり”の縦断方向を0.5cmづつに分割して分布荷重を集中荷重に置換え、それらの計算結果を重ね合わせて行った。

$$v = \frac{aP_c}{2k} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x) \quad (4)$$

$$M = -\frac{P_c}{4a} e^{-\alpha x} (\sin \alpha x - \cos \alpha x) \quad (5) \quad a = \sqrt{\frac{k}{4EI}}$$

ここで、 P_c は“はり”の縦断方向に直交して作用する集中荷重であり、 x は切羽面を原点とした時の縦断方向の距離を表している。

4. 実験結果と解析結果の比較およびその考察

4.1 先行トンネルに作用する荷重について

水圧と先行トンネル模型で計測された土圧との関係の一例を図4に示す。水圧が0.6kgf/cm²程度までは両者の関係が線形であることから、模型地盤は弾性挙動を示していると考えられる。そこで、最小自乗法を用いて、水圧が0.5kgf/cm²の時の各種計測結果を換算代表値とし、水圧が先行トンネル模型に与える影響の評価方法について検討することにした。図5は離隔距離が0.2D、0.3D、0.5Dの時のトンネル模型で計測された土圧と三次元地盤中の応力伝播の弾性解とを示したものである。アルミ板およびアクリル板の両方で計測された土圧の分布形状は、離隔距離にかかわらず弾性解と傾向がほぼ一致している。しかしながら離隔距離が0.2D、0.3Dでは、アルミ板で計測された土圧の最大値が弾性解のそれに比して顕著に大きくなっている。これはアルミ板の剛性が周辺地盤のそれに比較して相当に大きいことに起因しているためと考えられる。一方、アクリル板で計測された土圧の最大値は弾性解とほぼ一致していることから、模型地盤とアクリル板の剛性はほぼ等価であったものと推察される。さらにまた、このときのアクリル板には“はり”としての曲げ変形（たわみ）が生じていたことから、アクリル板で計測された土圧はその変形に伴う土圧の低減効果が加味された土圧であるとも考えられる。また離隔距離が0.5Dになると、アルミ板とアクリル板とで計測された両者の土圧はその最大値がほぼ等しく、さらにそれらの値は弾性解に近似していることから、離隔距離が大きくなると、トンネル模型の剛性の影響が顕著に現われなくなるものと考えられる。

次にこれらの結果から、土圧の最大値 a 、作用範囲 b および最大値の発生位置 c の3つを影響評価の指標として定め、これらに与える離隔距離の影響および先行トンネル模型の剛性の影響を検討した。3つの指標を示したのが図6である。また、計測された土圧は土圧計が設置されている位置に限定された値であり、土圧の最大値や分布形状を正確に表現していないと考えられる。このため、計測された土圧分布を2本の直線または2つの二次曲線で近似して3つの指標の実験値を評価することとした。表2はこれらの近似値を示し

たものであり、図7は離隔距離の影響および先行トンネル模型の剛性の影響を定量的に示したものである。離隔距離が0.3Dより小さくなると、また先行トンネル模型の剛性が大きくなると土圧の最大値は大きくなり、その作用範囲は狭くなり、最大値の発生位置は後続シールドの切羽面に近づく傾向にある。なお、実験から得られた土圧の最大値、作用範囲および最大値の発生位置を評価するには二次曲線による近似値が最も現象をよく表現していた。

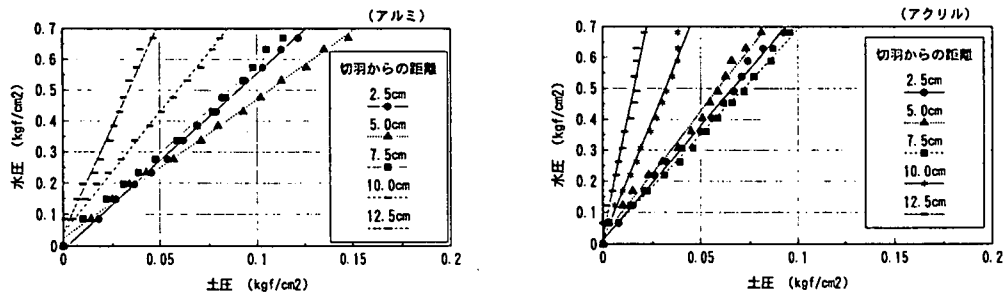


図 4 水圧と土圧の関係（離隔距離 0.2 D）

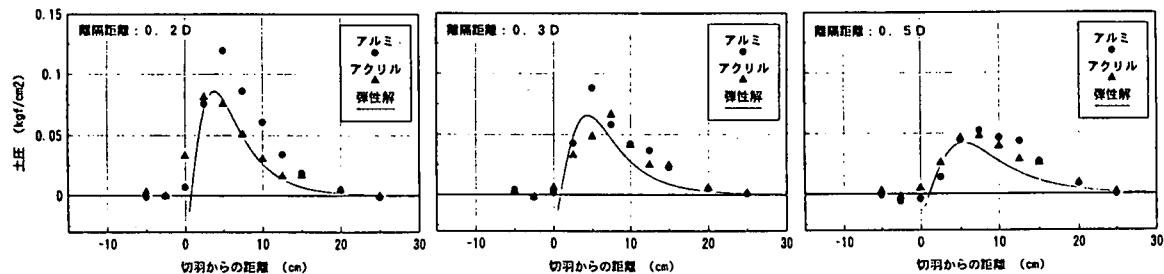


図 5 切羽からの距離と土圧の関係

表 2 a, b, c に関する各種値の比較

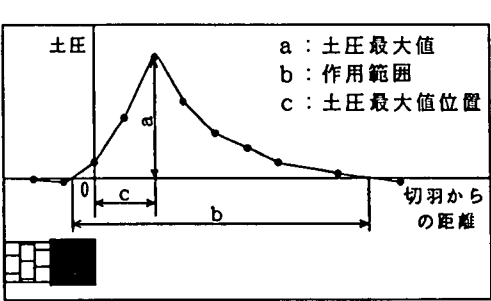


図 6 荷重評価の指標 a, b, c

(離隔距離 0.2 D)				
	a	b	c	
	値 (比率)	値 (比率)	値 (比率)	
	kgf/cm ²	cm	cm	
弾性解	0.086 (1.000)	27.9 (1.000)	4 (1.000)	
実験値	74ミ 0.12 (1.395)	26.3 (0.943)	5 (1.250)	
	77ミ 0.081 (0.971)	27.1 (0.971)	2.5 (0.625)	
三角形近似	74ミ 0.11 (1.279)	19.2 (0.688)	4.4 (1.100)	
	77ミ 0.075 (0.872)	21.1 (0.756)	2.3 (0.575)	
二次曲線近似	74ミ 0.13 (1.512)	21.4 (0.767)	4.2 (1.050)	
	77ミ 0.092 (1.070)	24.6 (0.882)	2.8 (0.700)	

表 3 解析に用いた荷重

(離隔距離 0.2 D)				
荷重ケース	荷重分布形状	a	b	c
		kgf/cm ²	cm	cm
1	二次曲線近似	74ミ 0.13	21.4	4.2
2		77ミ 0.092	24.6	2.8
3	弾性解	0.086	27.9	4

4.2 先行トンネルの挙動を表現するための荷重－構造系について

先行トンネル模型の挙動解析には式(4)および式(5)を用いた。荷重は模型実験におけるアルミ板とアクリル板で計測された土圧を2つの二次曲線で近似した土圧および弾性計算から得られた土圧の3種類（後続シールドの切羽圧をモデル化した水圧0.5kgf/cm²時に換算）とした。表3は解析に用いた荷重をその最大値a、

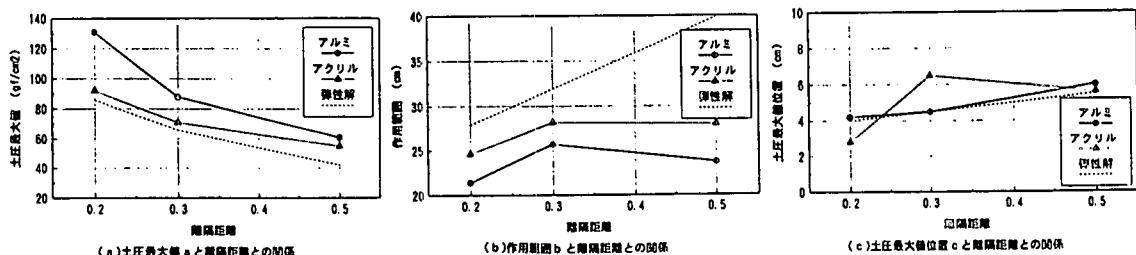


図 7 指標 a, b, c と離隔距離およびトンネル剛性との関係

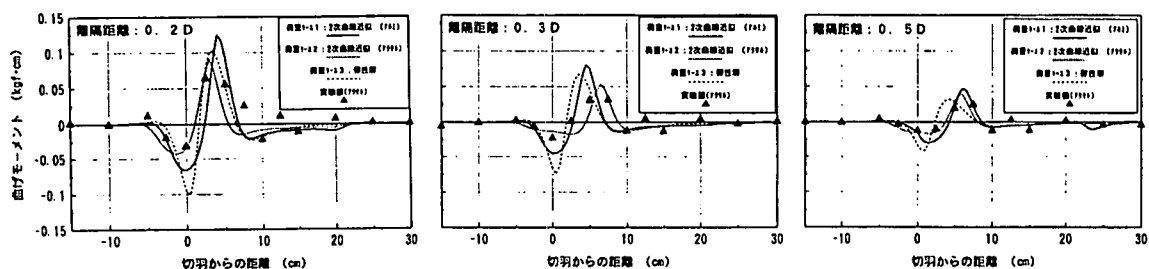
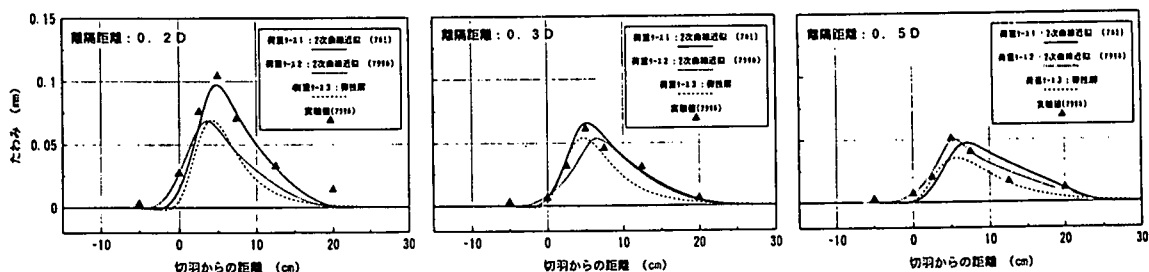
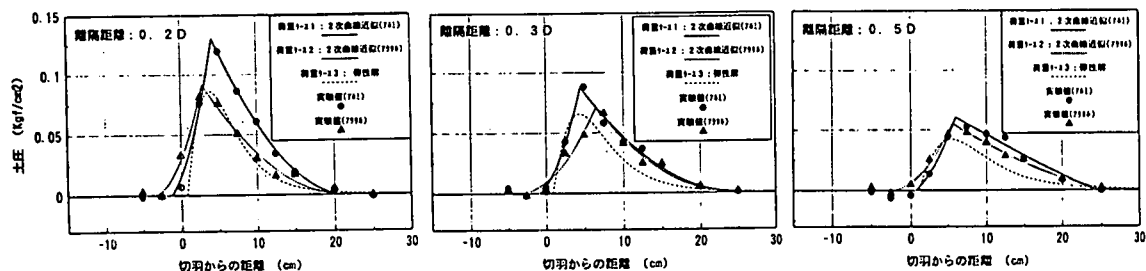


図 10 曲げモーメント (アクリル板)

作用範囲 b および最大値の発生位置 c の 3 つの指標で表わしたものである。また図 8 はそれら荷重の分布形状を示したものである。先行トンネル模型 (アクリル板) に生じるたわみの実験値と解析値とを図 9 に示す。荷重ケース 3 のたわみの最大値は実験値とよく一致しているものの、荷重ケース 1 および 2 のそれらは実験値より小さくなっている。図 10 はアクリル板に生じる曲げモーメントを示したものである。実験値とすべての解析値とはほぼ同じ傾向を示しており、先行トンネル模型の挙動をある程度表現しているように思われる。しかしながら、曲げモーメントの解析値は切羽からの距離による変化が大きく、若干の距離のずれによって

もその対象となる位置の値が大きく異なるため、この結果から適切と思われる荷重状態を判断するのは難しいと考えられる。

以上の模型実験の結果および解析結果を踏まえて総合的に判断すれば、先行トンネル模型に作用する荷重として、地盤を弾性体と仮定して得られる土圧やアクリル板で計測された土圧を用いても適切な荷重状態を評価することは難しく、その剛性が大きく変形が生じないアルミ板で計測された土圧を用いることが適当であると考えられる。すなわち、先行トンネル模型に作用する荷重は地盤とトンネル模型との剛性比によって変化するが、その影響は構造モデル中の地盤ばねとしてそのばね定数を適切に評価し、主働的な荷重はトンネル模型の剛性が無限大の時に作用する土圧を用いるとするのも一つの合理的な荷重—構造系の考え方である。

4.3 地盤ばね定数の考え方

すでに述べたように、地盤ばね定数は地盤の剛性およびトンネルの剛性や形状寸法などを考慮して評価すべきものであると考えられ、その一つの方法として式(2)に示す方法がある。ここでは、この地盤ばね定数の評価方法についてさらに考察を加える。ここで考えている地盤ばね定数は一般にトンネルの覆工設計における地盤反力係数と同義であり、その評価は荷重—構造系の全体系を念頭に置いてなされるべきものと考えられる。すなわち、地盤ばね定数は地盤の特性（変形係数やポアソン比）とトンネルの形状寸法などにより定めると考えられるが、断面力算定に用いる主働的な荷重の取り扱いも考慮して定める必要がある。これはトンネルの縦断方向の曲げ変形に伴って作用する主働的な荷重も変化するためである。今回の実験結果に対する解析では、このような地盤とトンネル模型の剛性の影響は、地盤ばね定数として評価した。一方、一般的な平板荷重試験(35cm×35cm)によると実験に用いた模型地盤の地盤反力係数は 1.0kgf/cm^3 であった。そこで、直接この値を地盤ばね定数とした時のアクリル板の挙動を式(4)および式(5)から計算した。その結果を示したのが図11である。これらの図によると、最大たわみと最大曲げモーメントとはともに模型地盤とトンネル模型の剛性を考慮した地盤ばね定数($k=11.87\text{kgf/cm}^3$)を用いた解析値の数倍以上となっている。地盤ばね定数が 11.87kgf/cm^3 の時のこれらの値が実験値とほぼ一致することを合わせ考えると、地盤ばね定数の評価が併設シールドトンネルの影響を検討する上で重要な要因であることがわかる。またこの地盤ばね定数はトンネル縦断方向の計算に適用すべきものであり、これをトンネルの横断方向の断面力算定に用いることは妥当でないと考えられる⁹⁾。次にこの模型実験において地盤の変形係数 E_s をパラメータとして、その値が5～100 kgf/cm^2 の範囲で地盤ばね定数を求めた。その結果が図12である。この図からこの模型実験の場合には、地盤の変形係数が5～15 kgf/cm^2 より大きくなると急激に地盤ばね定数が大きくなることがわかる。この地盤ばね定数 $k=11.87\text{kgf/cm}^3$ は相当に大きな値であるが、これは今回の模型実験に用いた地盤とトンネル模型の剛性より得られた値である。ちなみに外径8.1m、セグメント厚さ30cmの実際に用いられているRC平板形セグメントにおいて、地盤の変形係数が5～5000 kgf/cm^2 の範囲で地盤ばね定数を求めたのが図中の破線で示したものである。この場合、地盤ばね定数は0～5 kgf/cm^3 程度とほぼ一般的な値となる。

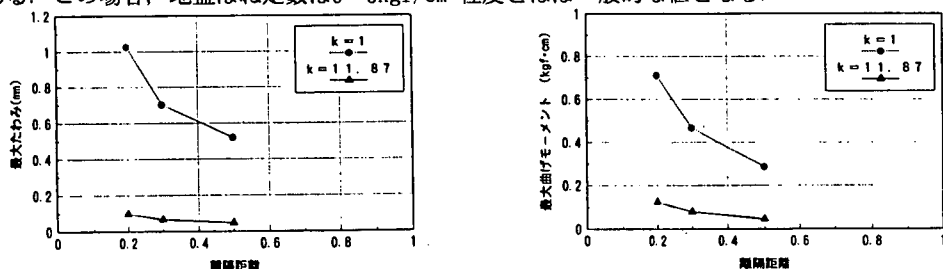


図 1 1 たわみ最大値、曲げモーメント最大値と地盤ばね定数、離隔距離の関係

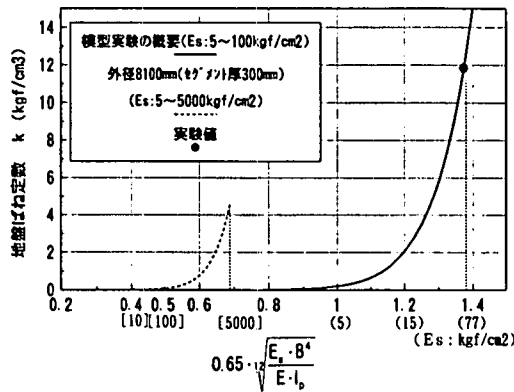


図 1.2 地盤ばね定数 k と変形係数 E との関係

5. 結論

今回の模型実験およびその解析的検討の結果から、併設シールドトンネルにおいて、後続シールドの施工時荷重が先行トンネルに与える影響の評価方法について以下の知見を得た。

- (1) 先行トンネル縦断方向の剛性が異なることにより、後続シールドの施工時荷重の影響、すなわち先行トンネルに作用する土圧の分布形状および大きさは変化し、剛性が一樣な地盤中を伝播すると考えた時の土圧に比べて先行トンネルの狭い範囲に大きく作用する傾向がある。
- (2) 先行トンネルに作用する荷重は地盤と先行トンネルとの剛性比によって変化するが、その影響は構造モデル中の地盤ばねとしてそのばね定数を適切に評価し、主動的な荷重は先行トンネルの剛性が無限大の時に作用する土圧を用いるとするのも一つの合理的な荷重—構造系の考え方である。

以上、後続シールドの施工時荷重が先行トンネルに与える影響を定量化し、先行トンネル挙動を把握するための荷重や地盤ばね定数について一つの考え方を述べた。これらは互いに関連しているため、その評価にあたっては十分な検討を要する。今後、地盤と先行トンネルの剛性の程度が荷重や地盤ばね定数に与える影響を定量化するための方法について、さらに詳細な検討を行う予定である。

【参考文献】

- 1) 日本鉄道建設公団 東京支社、社団法人 日本トンネル技術協会：京葉都心線トンネルの設計・施工技術に関する研究 研究報告書、1990. 9.
- 2) 橋本：軟弱地盤における上下隣接シールド施工の実態と計測結果について、土木学会論文集、第352号/Ⅲ-2, pp. 1~22, 1984. 12.
- 3) 木村、矢田、小泉：併設して施工されるシールドトンネルの影響解析、トンネル工学研究発表論文・報告集、第1巻, pp. 89~94, 1991. 12.
- 4) 小泉、村上、西野：シールドトンネルの軸方向特性のモデルについて、土木学会論文集、第394号/Ⅲ-9, pp. 156~165, 1988. 6.
- 5) 堀地、平嶋、松下、石井：軟弱粘性土における併設シールドトンネルの現場計測とセグメントリンクの類似三次元構造解析モデル、土木学会論文集、第418号/Ⅲ-13, pp. 201~210, 1990. 6.
- 6) 舟橋、大縄、木村、小泉：併設シールドトンネルの影響評価について(その1)、土木学会 第50回年次学術講演会、Ⅲ-636, 1995. 9.
- 7) 山下、舟橋、木村、小泉：併設シールドトンネルの影響評価について(その2)、土木学会 第50回年次学術講演会、Ⅲ-637, 1995. 9.
- 8) A.B. Vesic: Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis, 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 845~850, 1961.
- 9) 木村、五十嵐、小泉：トンネル覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関する模型実験、トンネル工学研究発表論文・報告集、第4巻, pp. 47~54, 1994. 11.