

III-7 シールドトンネル設計法の合理化に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 13～平 15

担当チーム：基礎道路技術研究グループ（トンネルチーム）

研究担当者：真下 英人、石村利明、森本 智

【要旨】

シールド工法は、山岳工法や開削工法に比べて周辺環境に及ぼす影響が小さく、また、施工時の安全性、工期の点でも有利となるため、過密化した都市部の厳しい条件下でトンネルを構築するための基幹となる工法であるが、工事費が高いことが課題となっている。本研究では、シールド工事費に占める割合が約 4 割を占めるセグメントの製作費を縮減する方策として、シールドトンネルにおける土圧、水圧、セグメントに発生する鉄筋応力等の現場計測結果の分析や遠心力载荷模型実験を行うことにより硬質地盤での設計荷重の設定方法や設計上の自重の取り扱い方法を提案した。また、現場計測データを対象にした分析により併設トンネルの影響を明らかにし、これらの影響を設計で考慮するための解析モデルを示した。

キーワード：シールド工法、セグメント設計、作用荷重、セグメント自重、併設トンネル

1. はじめに

都市内の共同溝等のトンネルの建設は、周辺環境の影響、地表部における土地利用状況等から非開削工法のシールド工法が採用されることが多いが、山岳工法、開削工法に比べて工事費が高く、コスト縮減が重要な課題となっている。本研究では、シールド工事費に占める割合が約 4 割を占めるセグメントの製作費を縮減する方策として、設計段階における硬質地盤での荷重の設定方法、自重の取り扱い方法、併設トンネルの影響の評価方法について検討した。具体的には、硬質地盤中における複数のシールドトンネルにおける土圧、水圧、セグメントに発生する鉄筋応力等の現場計測結果の分析を行うとともに、数値解析による検討および遠心力を用いた模型実験を行った。

2. 硬質地盤におけるセグメントの設計荷重

2.1 遠心力载荷実験によるトンネル作用荷重の把握¹⁾

硬質地盤におけるセグメントの設計荷重について、地盤条件の相違によるトンネルの作用荷重の違いを把握することを目的として、シールドトンネル掘削をシミュレートした遠心力载荷実験を行った。

(1) 実験方法

実験は図-1 に示す実験土槽を用いて直径 $D=$ 約 5cm の円形トンネルを対象として 80G の遠心加速度のもとで実施した。実験は、重力場で実験土槽内

に所定の土被りとなるように模型地盤を作成し、図-2 に示すように所定の遠心加速度の状態 でトンネル模型外側に設置したトンネル外殻を引き

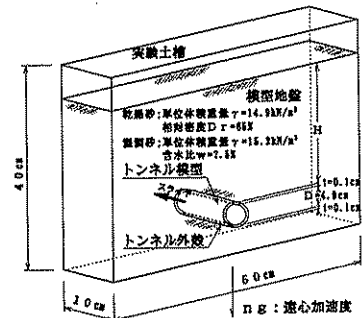


図-1 実験土槽

抜くことにより掘削をシミュレートし、トンネルに作用する荷重をトンネル模型に予め設置した土圧計により計測する方法とした。実験ケースは、土被り比 H/D を 1,2,3,5 と変化させて実施した。なお、地盤は豊浦標準砂を用いた乾燥砂、湿潤砂の 2 種類とした。実験に用いた地山の物性値は乾燥砂で粘着力 $c=0\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=36.6^\circ$ 、湿潤砂で本実験条件に近い含水比 $w=7.5\%$ 、単位体積重量 $\gamma=15.0\text{kN/m}^3$ で、粘着力 $c=7.9\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 ϕ

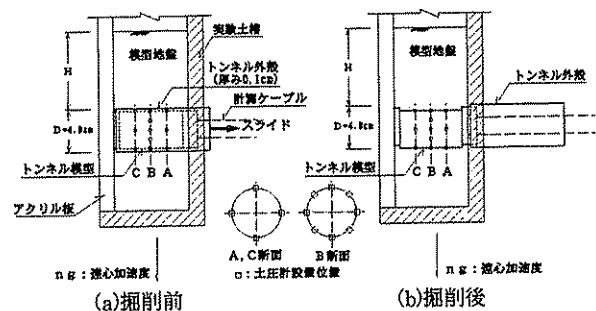


図-2 実験方法概念図

=35.6° が得られており、湿潤砂で若干の見かけの粘着力を有する。

(2) 実験結果

1) トンネル天端の作用荷重

図-3 に 2 条件の地盤条件におけるトンネル天端の作用荷重と全土被り土圧、Terzaghi の緩み土圧との比較を行った。なお、図-3 では土圧値を γ とトンネル径 D で除して緩み高さ比として示した。Terzaghi の緩み土圧の算定に必要な γ, c, ϕ は実験に用いた地山の物性値を使用し、静止土圧係数 K_0 は 1 および $1 - \sin \phi$ とした場合について算出した。図より乾燥砂でのトンネル天端に作用する荷重は、 H/D が 1 で全土被り土圧が作用し、 H/D が 2 程度以上になるとほとんど増加は認められなくなり、 $K_0 = 1 - \sin \phi (=0.4)$ とした Terzaghi の緩み土圧に近い荷重となることが分かる。一方、若干の見かけの粘着力を有する湿潤砂の場合には、地盤が自立するため、 H/D に関係なくほぼ一定の値で、 $K_0 = 1$ とした Terzaghi の緩み土圧に近い荷重が作用していることが分かる。

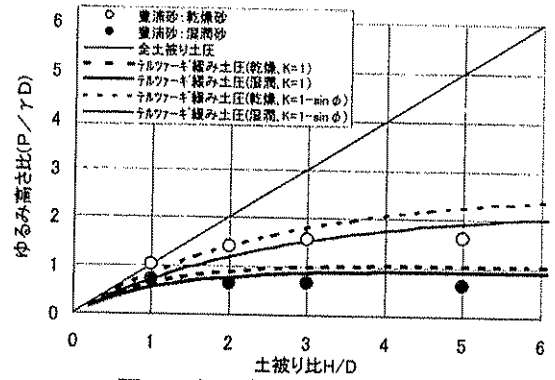


図-3 トンネル天端の作用荷重

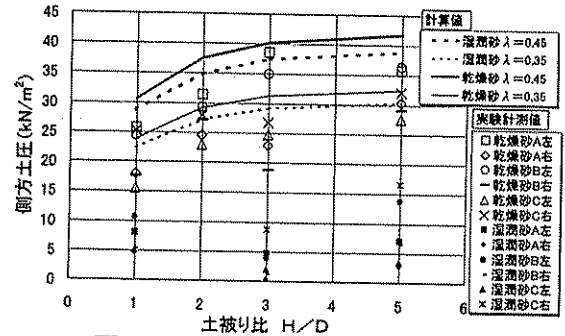


図-4 トンネルの側方土圧

2) トンネルの側方土圧

図-4 にトンネルスプリング位置での側方土圧のシールド設計に用いられる手法から求めた計算値と実験値との比較を示す。計算値はトンネル天端での Terzaghi の緩み土圧(但し $K_0=1$)にトンネルスプリング位置までの土砂重量を加え、側方土圧係数 λ を乗じて算出した。図より、乾燥砂での実験値は、「非常によく締まった砂質土」の場合に設計で用いられる $\lambda = 0.35 \sim 0.45$ とした計算値に近い値を示すが、湿潤砂での実験値は $\lambda = 0.35 \sim 0.45$ とした計算値よりも小さくなっている。これは、若干の見かけの粘着力を有することで模型地盤が自立していることによるものと考えられる。

以上より、設計荷重として緩み土圧を算定する場合の K_0 値は、地盤条件によって使い分ける必要があること、地盤条件が良い場合には天端に作用する荷重は土被りの影響を受けにくく、また、側方土圧係数は地盤条件が良い場合には従来から用いられている値よりもさらに小さくなる場合があることが分かった。

2. 2 現場計測結果による作用荷重の検討

硬質地盤におけるセグメントの設計荷重について検討を行うため、洪積砂礫土層または洪積砂礫土層のシールドトンネルで実施

された土圧、水圧、セグメントの鉄筋応力等の現場計測結果の分析を行うとともに、骨組解析を実施して現場計測結果との比較を行った。分析を実施したトンネルを表-1 に示す。対象トンネルは直径約 5m ~ 約 12m のいずれも硬質地盤に施工されたトンネルである。

(1) 現場計測結果の分析

図-5 に各トンネルのほぼ安定した最終的なトンネルに作用する土圧・水圧測定結果を示す。これより、水圧は、測定値から近似した地下水位から求めた静水圧(計測結果に基づく水圧)とほぼ一致していることが分かる。また、いずれのトンネルにおける土圧も、水圧と同程度かそれよりも若干大きく、トン

表-1 計測トンネル諸元

トンネル名	Aトンネル	Bトンネル	Cトンネル	Dトンネル
シールド外径 (m)	4.89	12.14	12.04	12.040
シールド形式	泥土加圧式	泥水加圧式シールド	泥水加圧式シールド	泥水加圧式シールド
土被り H(m)	12.1	51.1	61.4	51.4
土被り比 H/D	2.5	4.3	4.4	4.3
地下水位(管頂より) (m)	7.3	37.1	38.4	38.6
トンネル上端の主な地質	洪積砂礫土層	洪積砂質土層	洪積砂質土層	洪積砂質土層
細部部の主な地質	洪積砂礫土層	洪積砂質土層 洪積粘粒土層	洪積砂質土層 洪積粘粒土層	洪積砂質土層 洪積粘粒土層
セグメントの種類	平板型RCセグメント	平板型RCセグメント	平板型RCセグメント	鉄筋コンクリート+鋼鉄の合成セグメント
セグメント外径 D(mm)	4,750	11,900	11,800	11,800
セグメント内径 (mm)	4,300	10,600	10,600	10,870
セグメント厚さ (mm)	225	650	600	465
セグメント幅 (mm)	1200	1200	1200	1200
リング間隔 (mm)	98	716	658	602
セグメント分割数	6	9	9	9
セグメントの組み方	2列/千鳥	2列/千鳥	2列/千鳥	2列/千鳥
継手形式(セグメント継手)	ボルト結合	ボルト結合	長ボルト結合	水平継手方式
継手形式(リング継手)	横式ピン継手	ピン・ボルト結合	長ボルト結合	フナヅメ方式
砂/泥手はね (MN・m/rad)	8.3	372.7	304	177
(上段: 正曲, 下段: 負曲)	2.2	372.7	304	167
砂/泥手はね算出方法	計算値	実験値	実験値	実験値
リング継手はね (MN/m)	1960	98.1	147.1	160
リング継手はね算出方法	計算値	計算値	計算値	実験値
計測箇所	連続した2リング	連続した2リング	連続した2リング	連続した2リング
計測リングの観測項目の群別項目	土圧計・水圧計	土圧計	土圧計・水圧計	土圧計・水圧計
計測リングの観測項目の群別項目	鉄筋応力計	鉄筋応力計	鉄筋応力計	鉄筋応力計・主筋応力計

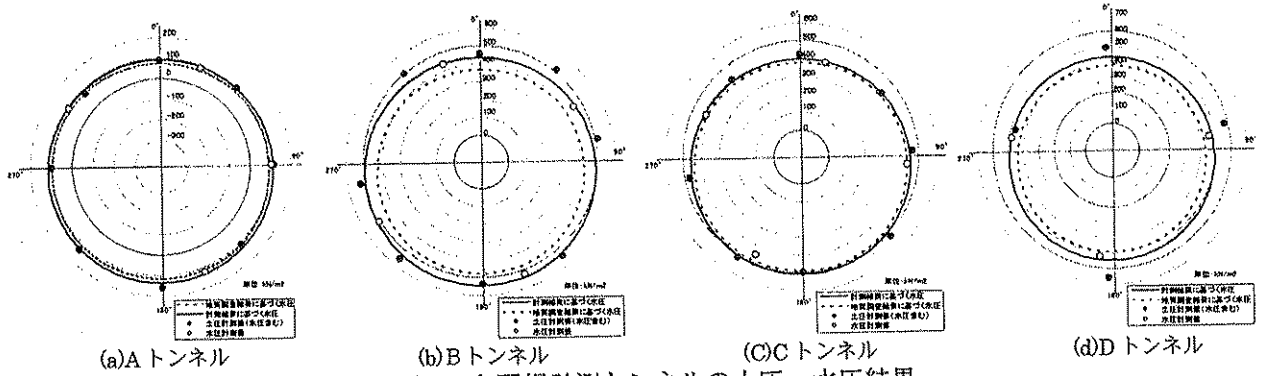


図-5 各現場計測トンネルの土圧・水圧結果

ネル天端位置で A トンネルではほぼゼロ、B～D トンネルで全土被り荷重に対してそれぞれ 0.2D (D: トンネル径)、0.1D、0.7D 程度である。なお、計算から求まる緩み土圧の値は、A トンネルでは 0.7D、B～D トンネルでは 1.1D であり、計測値は緩み土圧よりもかなり小さな値となっている。

(2)骨組解析による作用荷重の検討

セグメントの鉄筋応力計測から求めた断面力(曲げモーメント)と作用荷重等をパラメータとした骨組解析を行い、計測データが収束したと考えられる時点での現場計測結果との比較を行った。比較した計測結果は、セグメント組立時における施工時荷重の影響等が考えられるため、セグメントがテールを脱出する前で土圧、水圧が作用していないセグメント組立直後を初期値として安定時までの変動分とした。

骨組解析は、図-6 に示すようなセグメントを直線梁、セグメント間のピース間継手を回転ばね、リング間継手をせん断ばねでモデル化した 2 リングモデルを用いた。なお、骨組解析モデルには、土圧については基本的には従来の慣用計算法で用いられている荷重系を用いて、全土被り土圧、Terzaghi の緩み土圧を作用させた。また、比較のため水圧のみを作用させた場合として、従来の慣用計算法で与える上下および左右方向から等辺分布形状で水圧を作用させる分布形状の場合とトンネル法線方向に水圧を作用

用させた静水圧式の 2 条件の断面力も求めた。ただし、セグメントの自重は、セグメント組立直後を初期値とした断面力の増分と比較していることから考慮していない。

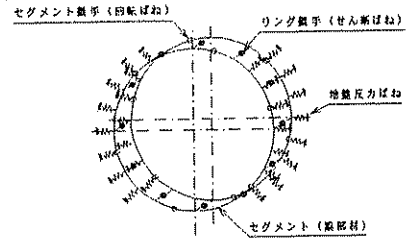


図-6 解析モデル図

各トンネルの計測値から求めた断面力と解析結果の比較を図-7 に示す。直径約 5m の A トンネルは、土圧の計測結果と同様にほぼ水圧のみが作用した場合に最も近く、土圧はほとんど作用していないことが分かる。一方、比較的トンネル断面が大きい B～D トンネルの断面力は、ばらつきはあるものの緩み土圧に近い断面力分布を示している。

以上より、硬質地盤中の直径約 5m 程度の小口径トンネルにおいては、設計荷重として土圧はほとんど考慮しないで良い場合があると言える。また、12m 程度の大口径のトンネルにおいては、土圧計の値は緩み土圧よりもはるかに小さな値を示したが、発生断面力は緩み土圧程度の荷重が作用した場合に近い値を示したため、設計上は安全側の値として最大で緩み土圧程度を見込んだ方が良い場合があるものと考えられる。なお、水圧は静水圧に近い値を採用すれば良いことが明らかとなった。

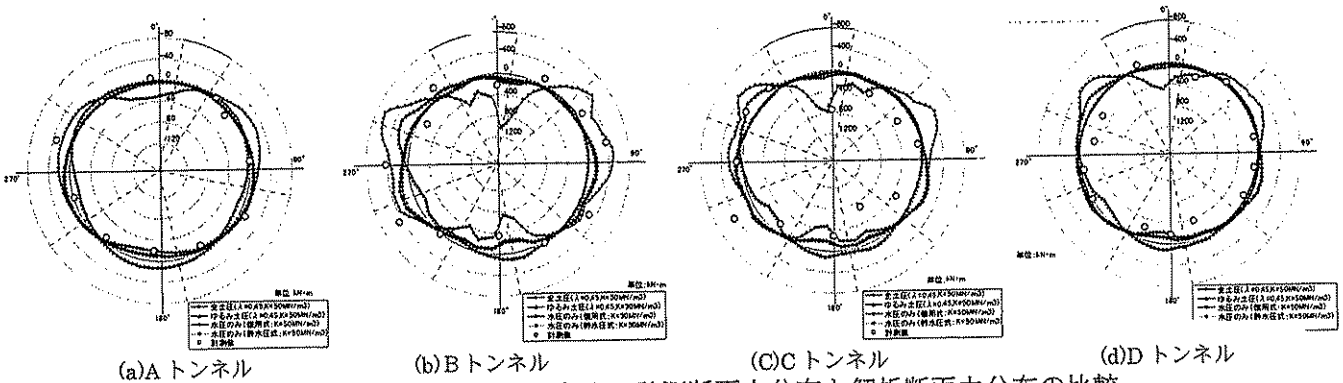


図-7 各現場計測トンネルの計測断面力分布と解析断面力分布の比較

3. セグメント設計時における自重の取扱い方法²⁾

現在、セグメント設計で一般に用いられている慣用設計法は、土圧、水圧などの外荷重による断面力分布と、トンネル周辺に地盤ばねを考慮しないセグメント自重による断面力を重ね合わせて設計断面力を算出している。近年、真円保持装置やジャッキ推力を用いた施工技術の向上とともに自重による変形地盤反力が期待できる可能性がある。ここでは、セグメント自重の影響に着目し、実際に施工されたシールドトンネルにおいて外荷重や周辺地山の影響を受けないシールドマシン内で測定された鉄筋応力から発生断面力を求め、骨組解析から得られた発生断面力との比較を行い、セグメント自重の取り扱い方法について検討した。なお、検討は2. で検討した現場計測のトンネルとした。

3. 1 現場計測結果の分析

現場計測結果の分析は、セグメント組立過程の挙動把握を主眼においた計測を実施しているDトンネルを採用した。なお、計測は連続する2リングで実

施しており、1リング目の計測リング①は鉄筋応力、主桁応力、土圧、水圧を、2リング目の計測リング②は鉄筋応力、主桁応力である。セグメントピースの分割図を図-8に、計測リング①の組立時と後続リング組立時の円周方向鉄筋応力度と土圧計の計測結果を図-9に示す。図より、計測リング①の組立直後から後続の4リング組立完了までの間が鉄筋応力の変動が大きくなっている。特に推進時のジャッキ総推力の変化とともに変動している。このジャッキ総推力以外のセグメントに作用する主な外力は図中に示すとおり、A8ピース設置時にジャッキ挿入等の施工時荷重による円周方向引張応力(外力①)、軸方向挿入型 K8 ピース組立時にジャッキ挿入に伴う円周方向圧縮力(外力②)、1リング掘進開始直後からテールブラシ接触圧ならびにテールグリス充填圧の圧力(外力③)、シールドマシン脱出時に裏込め注入圧(外力④)が挙げられる。

次に、Dトンネルの計測リング②における各セグメントピース組立時の現場計測値から算出した断面力を図-10に示す。現場計測値から算出した覆工断

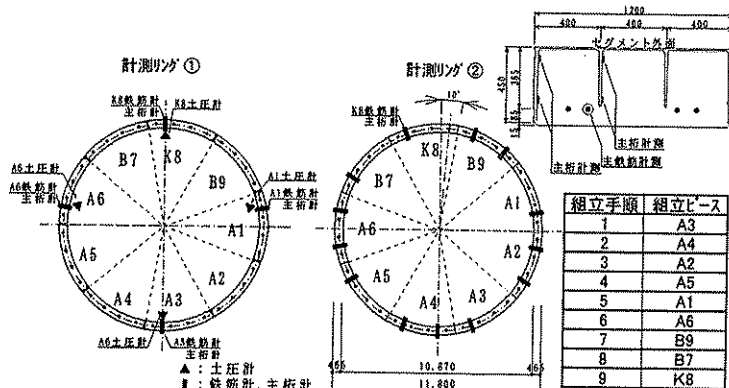


図-8 セグメントピースの分割図(Dトンネル)

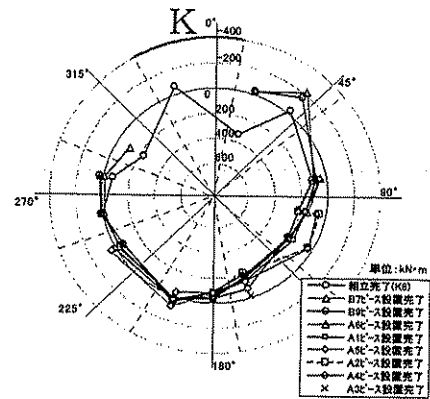


図-10 計測リング②の現場計測結果

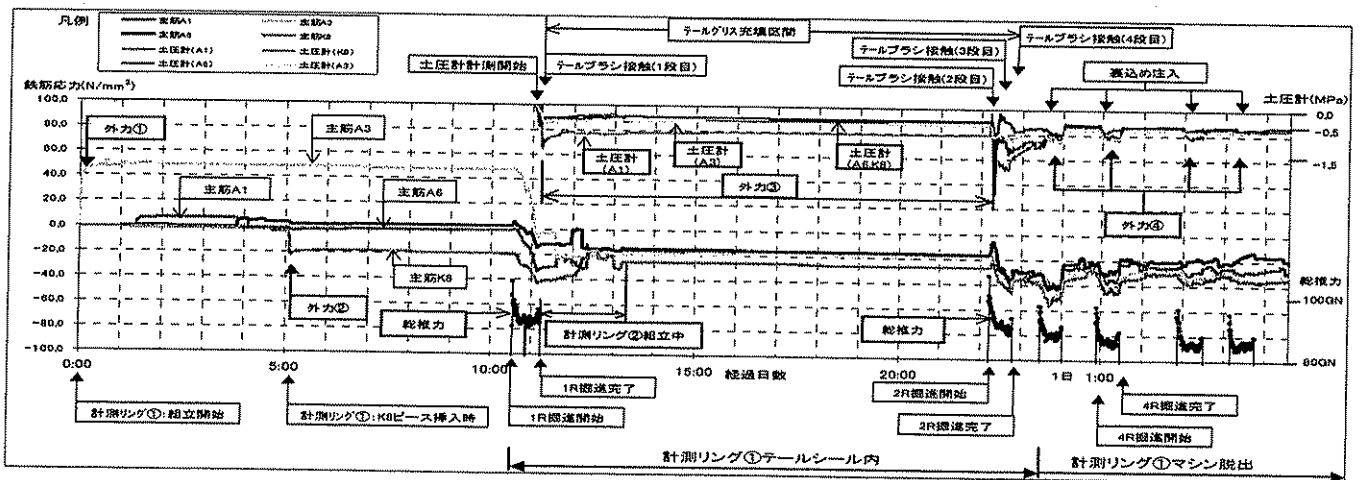


図-9 計測リング①の現場計測結果(Dトンネル)

面力は、各セグメントピース組立に伴って変動し、特に軸方向挿入型Kセグメント（組立リング②の最終設置ピース）を挿入することで、Kセグメントの両隣に位置するセグメントピースの覆工断面力に大きな変動（20°地点において約30KN・mから約330KN・m）を与えている。このことから、リング閉合時においてはKセグメント組立挿入に伴うジャッキ推力等の施工時荷重が作用していることが分かる。

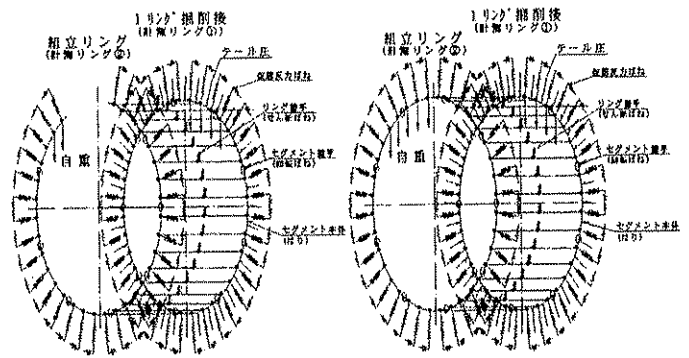


図-11 解析モデル(左側：組立完了前、右側：組立完了後)

3.2 骨組解析による覆工断面力の検討

(1) 解析モデル

解析モデルは、前述の計測結果の分析結果よりKセグメント組立挿入によるリング閉合時に伴うジャッキ推力等による施工時荷重の影響が推察されたこと、真円保持装置によるセグメントリングの拘束等を考慮して図-10に示すように閉合前後の組立完了前、組立完了後の2つの状態についてセグメントを仮想反力ばねで支持させるモデルを用いた。

なお、骨組解析については、図-12に示すように計測リング②の組立完了前と組立完了後の解析とした。骨組解析に用いた仮想反力ばねは、トンネル半径方向とトンネル接線方向の変位に応じて生じる反力として評価し、半径方向には圧縮の場合のみ生じるばね値(10MN/m³, 50MN/m³, 100MN/m³)を、接線方向には各法線方向ばね値の1/3を設定した。また、一般的に用いられる慣用計算法との比較検討のために仮想反力ばねを考慮しない骨組解析についても計算を実施した。なお、骨組解析に用いる荷重は、セグメント自重のみの場合と、現場計測の分析結果を参照してセグメント自重以外にテール圧(ここでは、テールグリス圧やテールブラシ圧を総称してテール圧という)を考慮する場合とを設定した。図-13に計測トンネルDの土圧計から求めたテール圧分布図を示す。

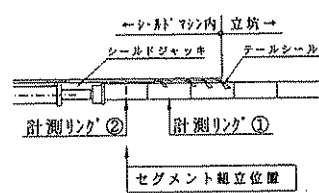


図-12 検討位置参考図

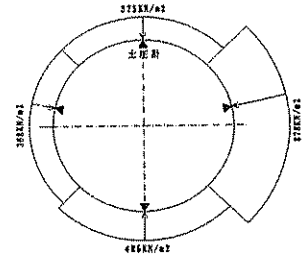
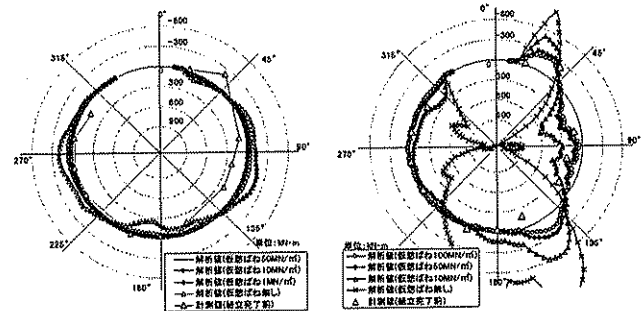


図-13 テール圧分布図



(a) 自重のみ考慮 (b) 自重・テール圧を考慮
図-14 組立完了前の断面力分布 (Dトンネル)

仮想反力ばねを考慮しないモデルの解析断面力とも現場計測結果の発生断面力とは類似しない。一方、テール圧分布を考慮した場合には、仮想反力ばねを考慮した解析結果と概ね類似する結果となった。このことから、セグメント組立完了前の断面力を評価するためには、セグメントを仮想反力ばねで指示するとともにセグメント自重とテール圧に相当する荷重を考慮する必要があることが明らかとなった。

次に、組立完了後の現場計測値から求めた断面力と自重とテール圧を考慮した骨組解析から得られた断面力の分布図を図-15に示す。図より仮想反力ばねを考慮しないはりばねモデルの解析断面力は現場計測結果の発生断面力と類似しない結果となったが、仮想反力ばねを考慮したはりばねモデルの解析断面力は現場計測結果の発生断面力と、軸方向挿入型Kセグメントに隣接するセグメントピース、一部区間を除いて概ね類似する結果となった。セグメント組

(2) 骨組解析による覆工断面力の評価

骨組解析から得られた覆工断面力と現場計測値から求めた覆工断面力の比較検討を実施した。セグメント完了前の断面力の比較検討は、セグメントの組立て過程を連続的に計測を実施したDトンネルを、セグメント完了後の断面力の比較検討は、Dトンネルを含むすべてのトンネルを対象とした。

図-14に組立完了前の断面力分布図を示す。図より、テール圧分布を考慮しない場合の断面力は、仮想反力ばねを考慮したモデルの解析断面力および仮

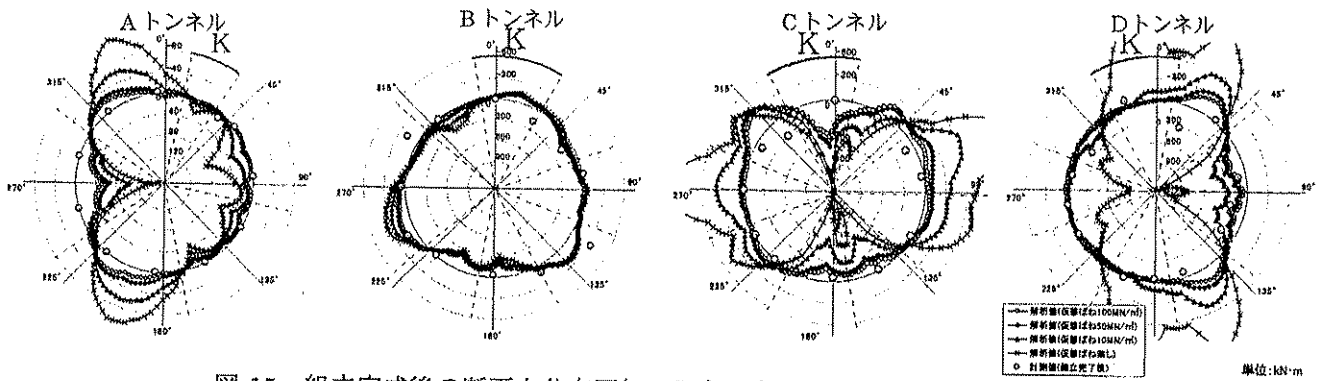


図-15 組立完成後の断面力分布図(A~Dトンネル：自重+テール圧を考慮)

立時に作用する荷重については、土被り、シールド径、継手形式等のさまざまな条件が組み合わさることにより、セグメント自重の他にテール圧等による作用があると考えられる。

以上より、セグメント組立時に発生する断面力の評価には、セグメント自重の他にテール圧の影響を考慮する必要がある場合があること、現場計測結果から得られた実現象を評価できる組立時の断面力の評価するためには、はりばねモデルを使用し、セグメント自重を仮想反力ばねにより支持させる解析モデルで近似できることが明らかとなった。

4. 併設トンネルによる影響

併設トンネルの場合、後行トンネルの施工による先行トンネルへの影響を考慮したトンネル設計が必要となる。しかし、併設トンネルによる影響は複雑であり、十分に解明されていないのが現状である。そこで、併設シールドトンネルで得られた現場計測結果に基づき数値解析による併設トンネルの影響把握の検討を行った。なお、対象トンネルは表-2に示す3トンネルとした。

4.1 現場計測結果による併設トンネルの影響

図-16にEトンネルの先行トンネルで測定されたセグメントの鉄筋応力度の変化の一例を示す。図より、経時的な変化は単設トンネル施工時における挙動(単設施工時)の後、一旦安定(単設安定時)、その後、併設トンネル施工による影響により再び変化(後行トンネル通過時)し、その後、安定する(通過後安定時)。図-17にトンネルの測定結果から求めた断面力の変動を示す。図より、Eトンネルでは、

表-2 併設トンネルの現場計測トンネル諸元

トンネル名	Eトンネル	Fトンネル	Gトンネル
シールド外径 (m)	13.23	7.45	7.25
シールド形式	泥水加圧式シールド	泥土圧式シールド	泥水加圧式シールド
土被り H (m)	22.0	13.0	20.0
土被り比 H/D	0.6	4.3	4.4
地下水位(管頂より) (m)	9.4	4.8	24.0
トンネル上部の主な地質	沖積砂質土層 洪積砂礫土層	洪積粘性土層	沖積砂質土層 沖積粘性土層 洪積砂礫土層
掘削部の主な地質	洪積砂礫土層	洪積粘性土層 洪積砂質土層	洪積砂質土層
セグメントの種類	平板型RCセグメント	ダクワイルセグメント	ダクワイルセグメント
セグメント外径 D (mm)	13,000	7,300	7,100
セグメント内径 (mm)	11,900	6,200	6,800
セグメント厚さ (mm)	550	300	300
セグメント幅 (mm)	1200	1200	1200
併設トンネルの離隔 (m)	3.75	1.2	0.6

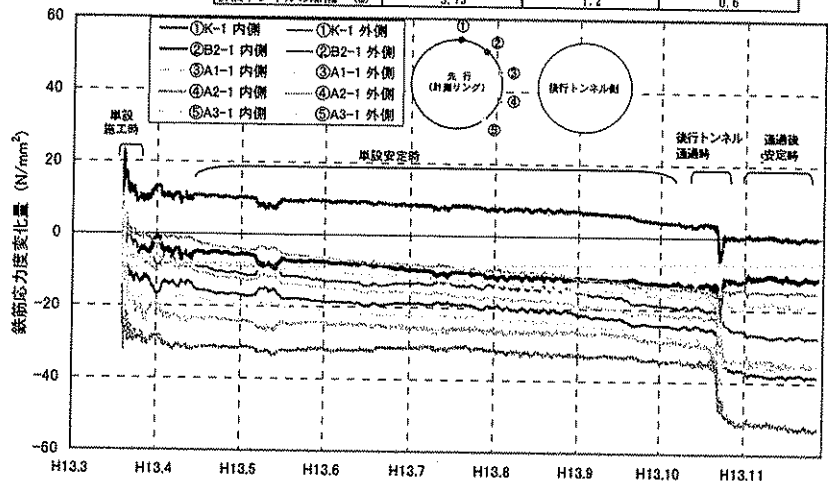


図-16 セグメントの鉄筋応力度の変化 (Eトンネル)

後行トンネル通過時に後行トンネル側の側部で負曲げから正曲げに転じ、トンネル天端および底部の正曲げモーメントがやや減少の傾向にある。通過後安定時にはトンネル天端および底部の正曲げモーメントが単設安定時に比べて増加し、後行トンネル側の負曲げモーメントが増加傾向にある。一方、F、Gトンネルは、後行トンネル通過時の変動は離隔が非常に小さいことから事前に実施した地盤改良等の影響により小さいが、通過後安定時にはEトンネルと同様な傾向を示した。以上より、後行トンネル通過時には、先行トンネルは後行トンネルの裏込め注入圧等の影響を受けて側部から押される状態となり、通過後安定時には後行トンネル側に引き込まれる状態となることが分かった。

4.2 解析による検討

(1) 解析方法

ここでは主に、単設安定時からの断面力の変動分をもとに、後行トンネル施工による先行トンネルへの影響として後行トンネル通過時、通過後安定時の影響評価方法について検討した。

解析は、現場計測結果を対象に、表-3に示すように有限要素解析(FEM)、フレーム解析(はり-ばね)およびそれらを組み合わせた解析(FEM+はり-ばね)の3つの方法により実施した。FEM解析は、先行トンネルの掘削は相当外力として応力解放率で与えて掘削シミュレートした後、セグメントリングを剛性一様のはりでモデル化した。その後、後行トンネル通過時の影響として後行トンネルに裏込め注入圧

もしくは裏込め注入圧から泥水圧を除いた圧力を作用させ、通過後安定時の影響として後行トンネルの掘削相当外力として泥水または泥土圧、掘削による応力解放、裏込め注入圧の作用等を加味した応力解放率として与え、応力解放率をパラメータとして計測値から求められる断面力と比較した。FEM+はり-ばね解析は、FEM解析により求めた後行トンネル通過時、通過後安定時におけるトンネル周辺の地盤応力の増分をはり-ばねモデルに荷重として作用させた。また、はり-ばね解析は、セグメントリングをはりとばねでモデル化し、後行トンネル通過時の影響として裏込め注入圧相当もしくは裏込め注入圧から泥水圧を除いた圧力相当の50%を先行トンネルの側方に二等辺三角形分布で作用、通過後安定時の影響として設計時の側方土水圧の25%、50%を先行トンネルの側方から後行トンネル側に二等辺三角形分布で荷重として作用させた。

(2) 解析結果

図-18にEトンネルにおける3解析方法による断

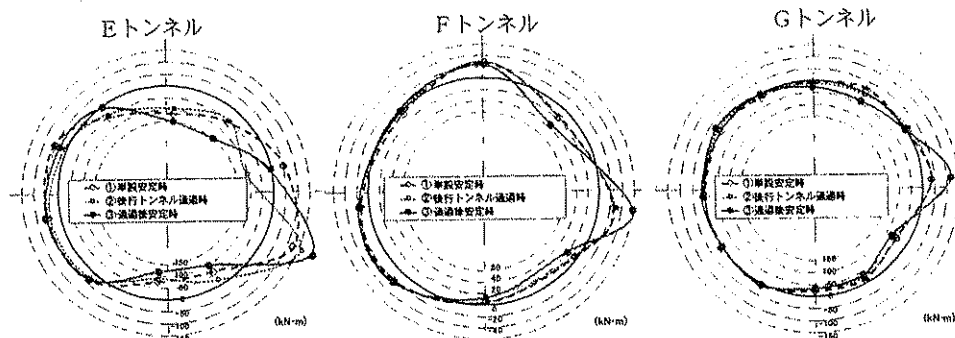


図-17 各現場計測トンネルにおける各段階での断面力分布

表-3 解析方法の概念

	FEM	FEM+はり-ばね	はり-ばね	評価
先行トンネル掘削	α: 応力解放率	α: 応力解放率		
後行トンネル通過時	P ₁ : (裏込め注入圧)もしくは(裏込め注入圧-泥水圧)	FEMによる後行トンネル通過時における先行トンネル周辺地盤応力の増分を作用	P ₁ : (裏込め注入圧)もしくは(裏込め注入圧-泥水圧)の25%, 50%	併設時の影響を先行トンネルの断面力の増分で評価
通過後安定時	α: 応力解放率	FEMによる通過後安定時における先行トンネル周辺地盤応力の増分を作用	P ₂ : 設計時の側方土水圧の25%, 50%	

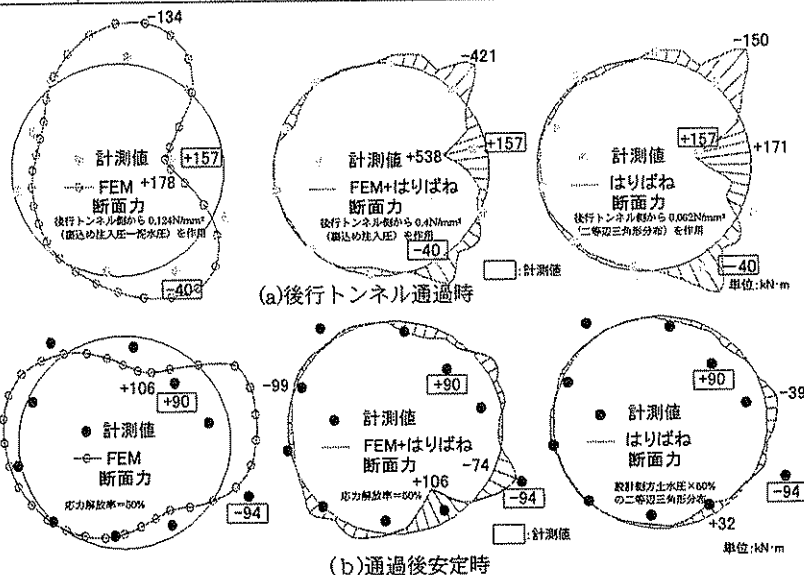


図-18 Eトンネルにおける計測断面力と解析結果の比較

面力と計測から求めた断面力とを比較した結果を示す。図より、後行トンネル通過時はいずれの解析方法でも後行側の側方の正曲げが増加する傾向は一致しているが、特に、はり-ばねによる解析が計測断面力分布に近い結果となった。通過後安定時についても、3方法ともに断面力分布形状と傾向は似ている結果となったが、特に、FEMによる解析が計測断面力分布に近い結果となった。図-19にFトンネルにおける3解析方法による断面力と計測から求めた断

面力とを比較した結果を示す。図より、3解析方法ともに後行トンネル通過時での整合性は良くないが、通過後安定時については断面力分布をある程度再現することが可能であり、特にFEMによる解析が計測断面力分布に最も近い結果となった。なお、Gトンネルにおける結果はFトンネルと同様な傾向であった。

以上より、後行トンネル通過時では、先行トンネルは後行トンネルの裏込め注入圧等の影響を受けて側部から押される状態となり、通過後安定時では後行トンネル側に引き込まれる状態となることが分かった。また、これらの後行トンネル通過時および通過後安定時の状態をともに考慮できる設計モデルとしては、FEM解析の適用性が高いことが分かった。ただし、その場合、後行トンネル通過時の裏込め注入圧、後行トンネル通過による応力解法率を適切に評価することが必要である。

今後、さらなる現場計測結果との比較を行いデータの蓄積を行い、その精度を向上させることが必要と考える。

5. まとめ

本研究では、シールドセグメントの製作費を縮減する方策として、設計段階における硬質地盤での荷重の設定方法、自重の取り扱い方法、併設トンネルの影響の評価方法について検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ①硬質地盤での設計荷重の設定方法については、
 - ①遠心力載荷実験より、緩み土圧を算定する場合の K_0 値は、地盤条件によって使い分ける必要がある。また、地盤条件が良い場合には天端に作用する荷重は土被りの影響を受けにくく、側方土圧係数は、従来から用いられている値よりもさらに小さくなる場合がある。
 - ②現場計測結果および数値解析より、水圧は静水圧に近い値を採用すれば良い。また、直径5m程度の小口径トンネルでは天端に作用する土圧はほとんど考慮しないで良い場合があるが、10mを超える大口径トンネルでは安全側の値として最大で緩み土圧程度の荷重を考慮する必要がある場合がある。

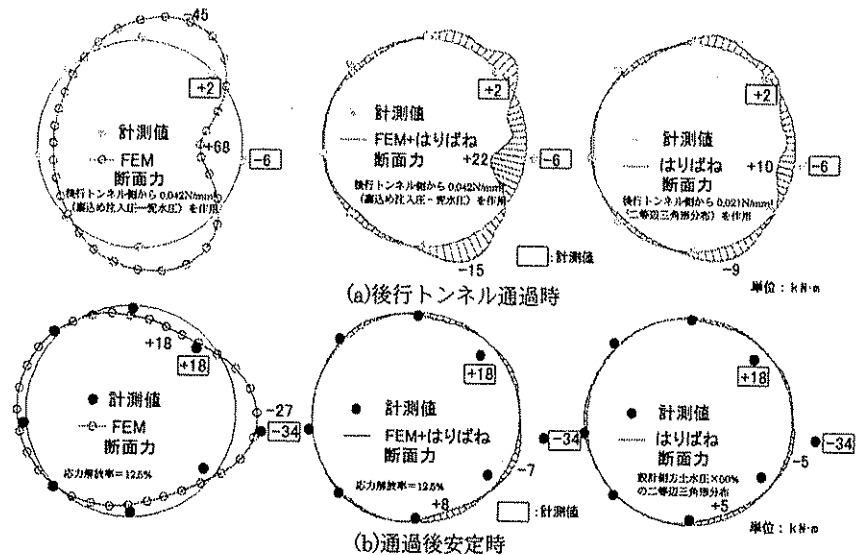


図19 Fトンネルにおける計測断面力と解析結果の比較

自重の取り扱い方法については、

- ①セグメントの設計は、一般にセグメント組立時に自重により発生する断面力を算定し、外力による断面力に重ね合わせて実施することになるが、セグメント組立時に発生する断面力の評価には、セグメント自重の他にテール圧の影響を考慮する必要がある場合がある。
 - ②現場計測結果から得られた組立時の断面力を評価するためには、はりばねモデルを使用し、セグメントを仮想反力ばねにより支持させる解析モデルが一つの方法である。
- 併設トンネルの影響の評価方法については、
- ①後行トンネル通過時では、先行トンネルは後行トンネルの裏込め注入圧の影響を受けて側部から押される状態となり、通過後安定時では後行トンネル側に引き込まれる状態となる。
 - ②後行トンネル通過時および通過後安定時における先行トンネル挙動をともに考慮できる設計モデルとしては、FEM解析の適用性が高い。

参考文献

- 1) 義永茂司・石村利明・真下英人：「シールドトンネルに作用する荷重に関する遠心力載荷実験」(社)土木学会第57回年次学術講演会講演概要集、第III部門、pp.331~332、2002年9月
- 2) 石村勝伸・真下英人・石村利明：「セグメントの組立時における断面力の評価方法」(社)土木学会トンネル工学研究論文・報告集第13巻、pp.395~400、2003年11月