

硬質地盤中のシールドトンネルの作用荷重 に関する一考察

A Study on the load of shield tunnel constructed in the hard ground

石村利明¹・真下英人²

Toshiaki ISHIMURA, Hideto MASHIMO

¹正会員 独立行政法人土木研究所 道路技術研究グループ (トンネル)

(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

E-mail: ishimura@pwri.go.jp

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所 道路技術研究グループ

(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

This paper is the study on the load of shield tunnel, which has been constructed in the hard ground. Earth pressure, water pressure and stress of reinforcing steel bar have been measured in chronological order after the segments equipped with gauges were constructed. The results of the measurement are as follows. i) Earth pressure does not act on the shield tunnel, ii) Ground reaction acts on the top surface of the shield tunnel by the buoyancy, and iii) Some amount of execution load remain on the shield tunnel.

Key Words: *Deeper underground, Shield tunnel, Earth pressure, Execution load, and frame analysis*

1. はじめに

都市交通の効率化、渋滞緩和対策の一つとして、今後、大都市圏における大深度地下での道路トンネル建設が見込まれている。これまで、大深度における洪積粘性土(土丹)や洪積砂質土等のような硬質地盤に建設されるシールドトンネルの覆工に作用する土圧については、現場計測データが少なく、覆工設計にあたってのトンネルの設計荷重などの設定方法について確立されたものがないのが現状である。また、大深度下では、トンネルに作用する荷重として、土圧よりも水圧が卓越するため、従来の土水圧などの外力だけを対象にした設計ではセグメントが薄肉になる傾向があり、一方で、ジャッキ推力や裏込め注入などの影響が大きくなるため、こうした施工時荷重の影響の程度も把握して行く必要がある。

今後、大深度地下の硬質地盤に建設されるトンネルの建設コスト縮減を図るためには、セグメントがシールド掘進時に受ける施工時荷重の把握とともに、

土圧・水圧などの作用荷重を明らかにする必要がある。そこで、大深度地下等における硬質な地盤を対象として、洪積粘性土(土丹)や洪積砂質・砂礫土等を通過するシールドトンネルの現場計測結果を分析することにより、硬質地盤中のシールドトンネルに作用する荷重の評価を行った。

2. 硬質地盤中におけるトンネルに作用する土水圧

洪積粘性土(土丹)や硬質砂質土等を通過するシールドトンネルの覆工に設置した土圧計、水圧計および鉄筋応力計から得られる現場計測結果について、覆工組立時から覆工に作用する荷重が一定となる時期に至るまでを時系列に整理し、シールドトンネル覆工に作用する荷重を検討した。分析を実施したシールドトンネルの諸元を表-1に示す。

表-1 現場計測シールドトンネルの諸元

トンネル名	A	B	C	D
シールド外径(m)	13.05	6.36	13.0	12.14
シールド形式	泥水加圧式	泥水加圧式	泥水加圧式	泥水加圧式
土盛りH(m)	52.1	34.4	21.8	51.1
土盛り比H/D	4.0	5.4	1.7	4.3
地下水位(管頂より)(m)	44.9	30.3	9.4	37.1
掘削部の主な地質	洪積粘性土層	洪積粘性土層	洪積砂礫土層	洪積砂礫土層 洪積粘性土層
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	平板型 RCセグメント
セグメント外径D(m)	12.83	6.20	11.9	11.90
セグメント内径d(m)	11.83	5.70	10.8	10.60
セグメント厚さ(m)	0.50	0.25	0.55	0.65
セグメント幅(m)	1.2	1.3	1.2	1.2
セグメント分割数	9	6	10	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・金物結合	突き合わせ継手	ボルト結合	ボルト結合
継手形式(リング継手)	ピン継手	ピン継手	ボルト結合	ピン・ボルト結合
計測開始時期	セグメント組立 開始から	セグメント組立 開始から	セグメント組立 開始から	セグメント組立 完了から
計測初期値	セグメント組立前	セグメント組立前	セグメント組立前	セグメント組立前

表-2 各施工段階において想定される荷重

各施工段階	計測リングに作用する 想定荷重
①組立完了時	自重
②テール脱出前	自重, 施工時荷重 (テール内荷重, ジャッキ推力等)
③テール脱出直後	自重, 施工時荷重 (裏込め注入圧等), 施工時荷重の残留分 (テール内荷重, ジャッキ推力等), 水圧
④長期安定時	自重, 施工時荷重の残留分 (テール内 荷重, ジャッキ推力, 裏込め注入圧等), 水圧, 土圧

現場計測は、土圧、水圧、鉄筋応力度を主な計測対象とし、計測リング組立途中を含めて計測データが安定するまで測定した。

覆工には、表-2に示すように各施工段階において i) 自重, ii) テール内荷重, 裏込め注入等の施工時荷重, iii) 水圧等の荷重が作用していると考えられる。計測結果の挙動については、それぞれのトンネルにおいて傾向は大きな差異が見られなかったの
で主にAトンネルの計測結果をもとに考察する。

(1) Aトンネルにおける現場計測状況

Aトンネルは図-1に示す洪積粘性土層 (N値>50) を通過する土盛り約52m (約4D, D: 覆工外径) の位置に構築される。計測は、計測リングⅠ (以下、1980Rと表記) および計測リングⅡ (以下、1981Rと表記) の2リングで実施した。1980Rで土圧、水圧、鉄筋応力度を、1981Rで土圧、鉄筋応力度を計測した。

a) セグメント組立からテール脱出後の変化

計測リングの位置とシールドマシンの位置関係は図-2に示すとおりであり、シールドマシン内には2

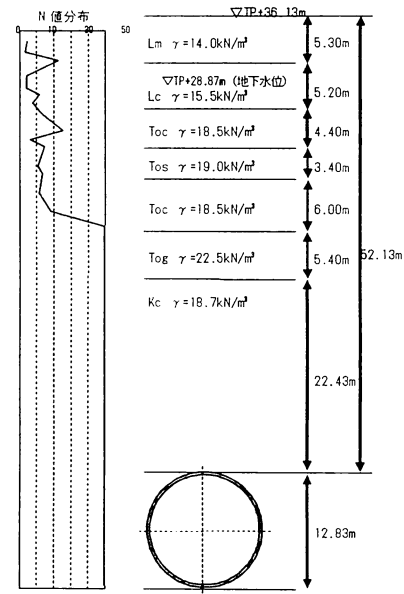
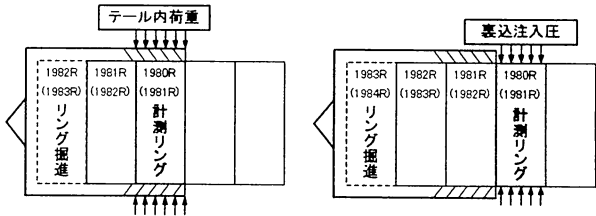


図-1 現場計測トンネルの位置と地盤条件



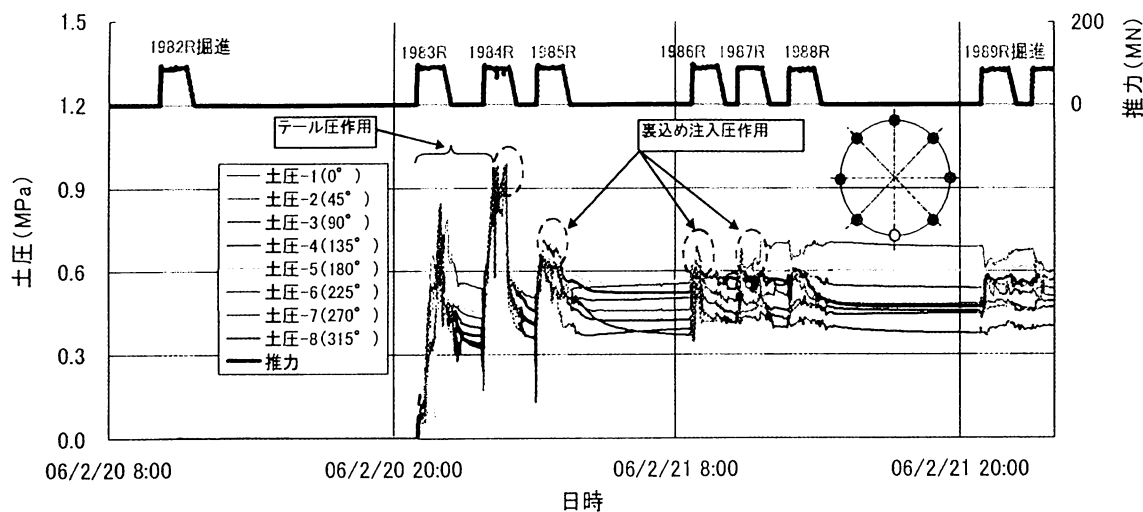
(a) テール内 (b) テール脱出後

図-2 施工時荷重作用時の計測リングの位置

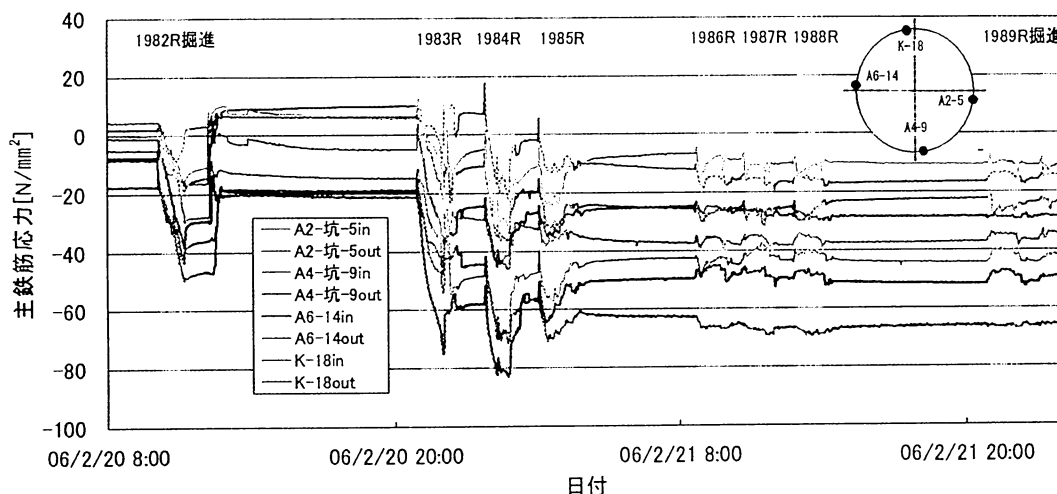
リング分のセグメントリングが留まる。1980Rから2リング先のセグメント (1982R) 掘進時にテールシール反力、テールシールグリス圧 (以下、テール内荷重と表記)、ジャッキ推力等が作用する。また、裏込め注入はシールドに装備された同時裏込め注入装置による同時注入方式を採用しており、掘進時に裏込め注入圧が作用することとなる。

Aトンネルにおける1981R組立後約40時間経過までの土圧および鉄筋応力度の計測結果を図-3に示す。土圧の経時変化より以下のことが分かる。1981Rが概ねテール内に存在するときはテール内荷重が、計測リングがテールから脱出した後は裏込め注入圧が作用している。裏込め注入圧は、裏込め注入が行われる1984Rのセグメント掘進中に上昇し、掘進停止後に掘進前の状態に戻る。裏込め注入圧の影響は、テール脱出直後が最も大きく、徐々にその影響が小さくなり、土圧の変動がわずかとなる。その後、土圧の値は、徐々に低下し、一定値に収束する。

鉄筋応力度の経時変化も土圧と同様に掘進時に大きな変化を示すものの、その変動は土圧の変化に比べて小さい。



(a)土圧の経時変化



(b)鉄筋応力度の経時変化

図-3 1981R組立後約40時間経過までの経時変化

b) 長期安定時に作用する土水圧

計測リング組立から約2.5ヶ月経過時（以下、長期安定時と表記）までの土圧と水圧の計測結果の推移を図-4に示す。土圧、水圧ともに計測当初に大きな変動の後、ある一定値に近づく傾向を示している。計測当初の変動は、テール内荷重や裏込め注入による施工時荷重による一時的な影響を受けているもの

と考えられる。土水圧の推移は、水圧は比較的早い時期に一定値に収束し、土圧は時間とともに徐々に低下している。土圧および水圧の計測値の関係をみると、計測センサーの位置が一致していない箇所もあるが、 $\theta=90^\circ$ （側壁部）を除いて天端を含めて他の計測点は長期安定時の土圧は水圧に近づく方向に推移している。 $\theta=90^\circ$ の土圧が低下せず計測当初から変化がないのは裏込め注入圧の影響等の何らかの影響を受けたものと考えられる。

水圧の計測結果をもとに、回帰分析を用いて深度方向の水圧分布を推定すると図-5のようであり、計測値が地下水位から求められる静水圧分布と概ね一致することが確認できた。

(2) 各トンネルに作用する長期安定時における土水圧

図-6にA, B, C, Dトンネルの長期安定時における土水圧分布を示す。図はAトンネルと同様に各ト

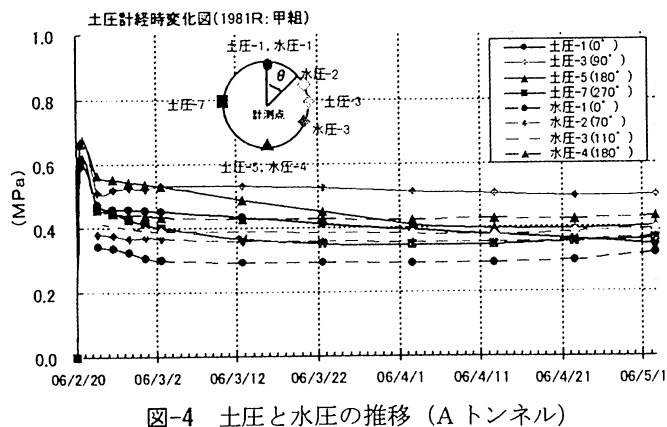


図-4 土圧と水圧の推移 (A トンネル)

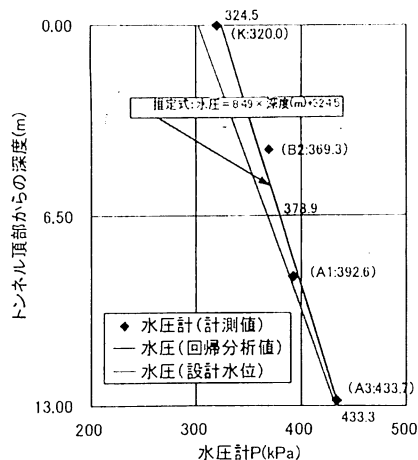


図-5 水圧分布

ンネルの計測データが収束した長期安定時のデータを用いて、水圧の結果をもとにトンネルに作用する静水圧を推定し、その結果と比較した。図より、一部のデータを除いて、いずれのトンネルにおいても土圧計から得られる値と推定した静水圧との差は小さいことが分かる。

ここで、土圧が作用していないと考えた場合、長期安定時に覆工に作用している荷重が覆工自重および水圧であるとする、浮力に対して抵抗する荷重は自重のみであるため、自重－浮力<0となり、トンネル上方に地盤反力が生じると考えられる。そこで、各トンネルの天端の計測土水圧、浮力と自重の関係から計算される上側への圧力との関係を表-4に整理した。表より、各トンネルの(土圧－静水圧)

の値と(浮力－自重)の値は概ね近似した値を示していることが分かり、いずれのトンネルも地盤反力がトンネル上方に作用しているものと考えられる。

以上の検討より、長期安定時ではトンネルに直接作用している荷重は、自重、水圧であり、土圧は作用していないか、作用しても非常に小さいことが考えられる。

3. トンネルに作用する土水圧以外の施工時荷重の評価

(1) テール内における施工時荷重

ここでは、鉄筋応力計測値から求められる断面力と表-2に示した各施工段階のうち、テール内において覆工が受けると想定される荷重を載荷させたときに求められる断面力との比較を行い、それぞれの段階で作用する荷重を検討する。

断面力の算定にあたっては、図-7に示すような継手の剛性を評価できる2リングはりばねモデルによる骨組み構造解析によった。解析に用いた各トンネルの設計定数は、トンネル設計計算書を参考にするとともに、回転ばね定数およびせん断ばね定数は実大供試体を用い試験結果等により得られた値を用いた。なお、突合せ継手を使用しているBトンネルのセグメント継手の定数については解析に一般に用いられているLeonhardtの提唱したBetongelenkeの

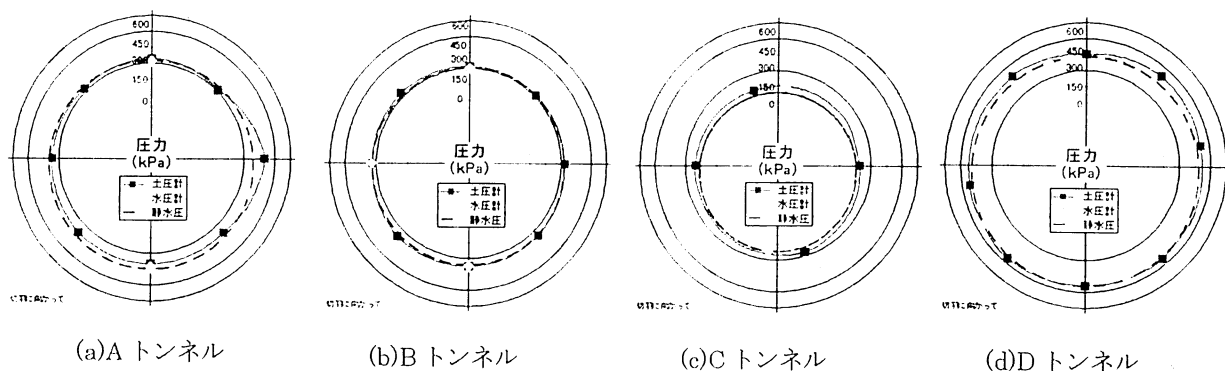


図-6 長期安定時における土水圧分布

表-4 計測土水圧と浮力と自重の関係

トンネル名	天端の計測土と推定静水圧			浮力と自重によって天端部に生じる地盤反力		
	土圧 (kN/m ²)	静水圧 (kN/m ²)	土圧－静水圧 (kN/m ²)	浮力※※ (kN/m ²)	自重※※※ (kN/m ²)	浮力－自重 (kN/m ²)
Aトンネル	345.0	324.5	20.5	96.8	40.8	56.0
Bトンネル	317.5	304.0	13.5	42.8	20.4	22.4
Cトンネル※	146.9	95.5	51.4	97.8	44.9	52.9
Dトンネル	452.7	428.5	24.2	88.4	53.1	35.3

※ 土圧計は天端から18度の位置

※※ 浮力=単位長さあたりのトンネルの体積×水の単位体積重量/トンネル直径

※※※自重=単位長さあたりの覆工自重/トンネル直径

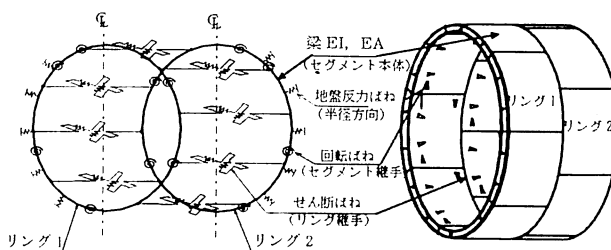


図-7 骨組み構造解析モデル

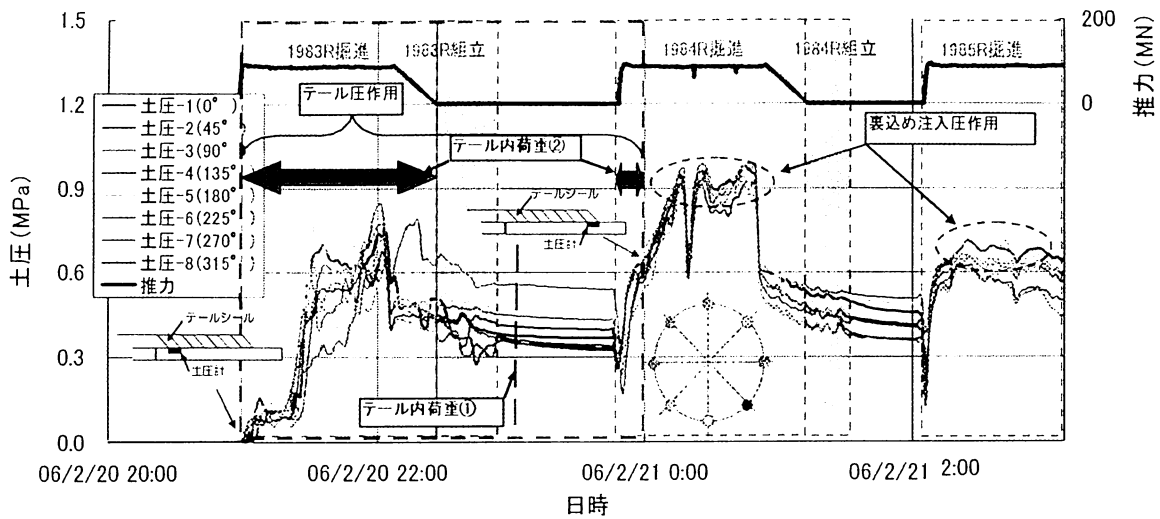


図-8 テール内荷重①・テール内荷重②の整理方法

理論値¹⁾を用いた。後述する仮想荷重の設定に用いる側方土圧係数は「トンネル標準示方書（シールド工法・同解説）」における値（固結した粘性土の値）²⁾を参考に設定した。また、テール内における仮想の地盤反力係数は、特に定まった設定方法がないことから、 $k=10\text{MN/m}^3$ 、 $k=30\text{MN/m}^3$ を用いた。

ここで、テール内において覆工が受けると想定される荷重として、テール内荷重と仮想荷重を考えた。

テール内荷重は、図-8に示すように計測セグメントの土圧および鉄筋応力度のデータが安定した時点における土圧計の値（テール内荷重①）と計測セグメントに設置された土圧計がテールブラシ内を掘進通過する間の図中の $\longleftrightarrow$ 部分の土圧の平均値（テール内荷重②）の2種類を設定した。一例として、Aトンネルの場合のテール内荷重①、テール内荷重②の分布図を図-9に示す。また、仮想荷重は、図-10に示す荷重モデルを考えて、鉛直土圧の大きさを土水分離として考えたときの各トンネルの直径（D）に対する比率を適宜変えたときの土被り分相当荷重（水中単位体積重量で換算）を設定した。

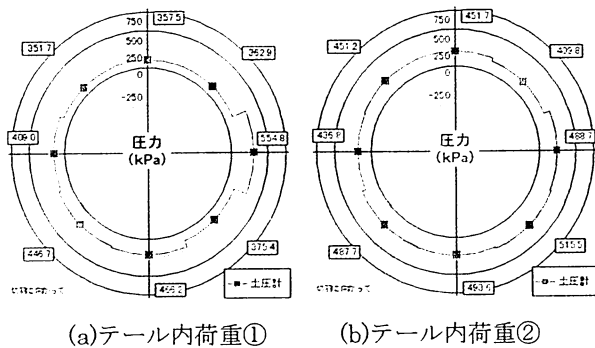


図-9 テール内荷重の分布図

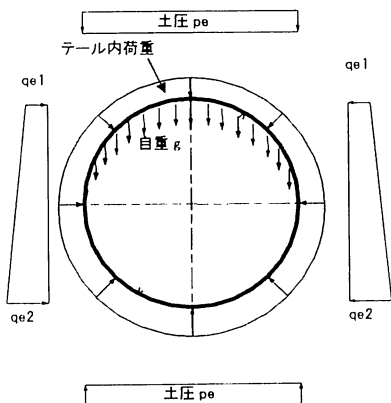


図-10 荷重モデル図

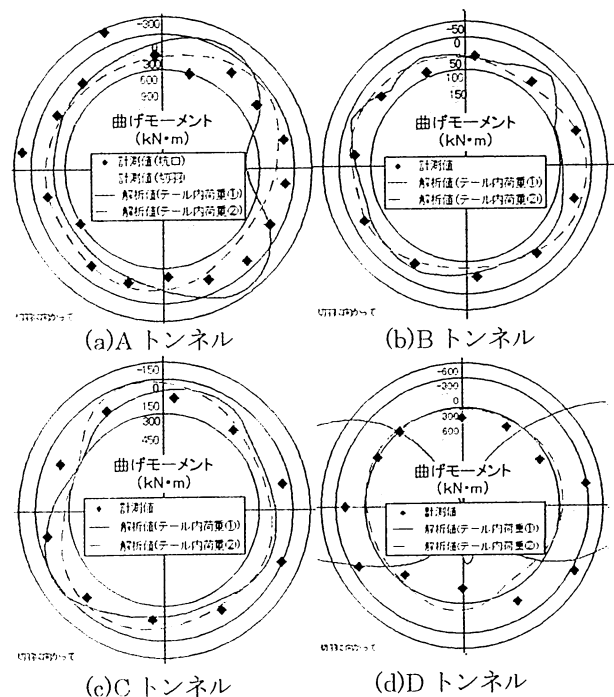


図-11 テール内荷重による断面力の違い ($k=10\text{MN/m}^3$)

2種類のテール内荷重を載荷させたときの骨組み構造解析により算出した断面力（解析値）と鉄筋応力計測値から算出した断面力（計測値）の比較を図-11に示す。

図より、テール内荷重①に比べてテール内荷重②の断面力（解析値）が断面力（計測値）に近似した分布形状であることが分かる。ここで、断面力（計測値）は計測セグメントがテール内に位置する際の

鉄筋応力度が最大値の時点を示す。図より、テール内における施工時荷重を評価する場合には、セグメントがテールブラシ内を掘進通過する際の平均値を基本に考えたほうが実態を表していると考えられる。

次に、テール内荷重②を基本に仮想荷重も考慮した荷重を載荷したときの骨組み構造解析により算出した断面力（解析値）と鉄筋応力計測値から算出した断面力（計測値）の比較を図-12に示す。

図より、各トンネルともに分布形状および値のばらつきはあるものの、A、C、Dトンネルはテール内荷重に1Dの仮想荷重を加えた荷重を、Bトンネルは仮想加重を考慮せずにテール内荷重だけを考えることで、概ね計測値から求めた断面力に概ね近い分布となった。

仮想荷重の加算分としては、土圧計の値では評価できないトンネル軸方向に作用するシールド掘進時の推進ジャッキによる施工時荷重、テール脱出後の隣接する覆工が受ける裏込め注入による影響などが考えられる。なお、仮想地盤反力係数の違いによる断面力の顕著な差異が見受けられなかったことから、シールドテール内における仮想地盤反力係数の値としては10～30MN/m³程度を適用できるものと考えられる。

以上より、セグメントがテール内に位置している時の断面力は、施工時荷重であるテール内荷重と仮想荷重を適切に評価することで算定できると考えられる。

(2) 長期安定時に作用する荷重

長期安定時においては前述したように覆工に直接作用しているのは自重と水圧であり、土圧は直接作用していないか、作用しても非常に小さい。しかし、表-2に示した施工時荷重の影響が残留分として覆工に作用した断面力を示すことが考えられることから、施工時荷重の残留分として想定される荷重の評価を行う。

ここでは、表-2に示した想定される荷重を載荷させたときの骨組み構造解析により算出した断面力（解析値）と鉄筋応力計から算出した断面力（計測値）の比較を行い、長期安定時における各トンネルに作用する荷重について評価する。解析に用いた側方土圧係数は「トンネル標準示方書（シールド工法・同解説）」における値（固結した粘性土の値）²⁾を参考に、地盤反力係数は下記に示す二次元FEM解析による方法³⁾により求めた表-5の値を用いた。

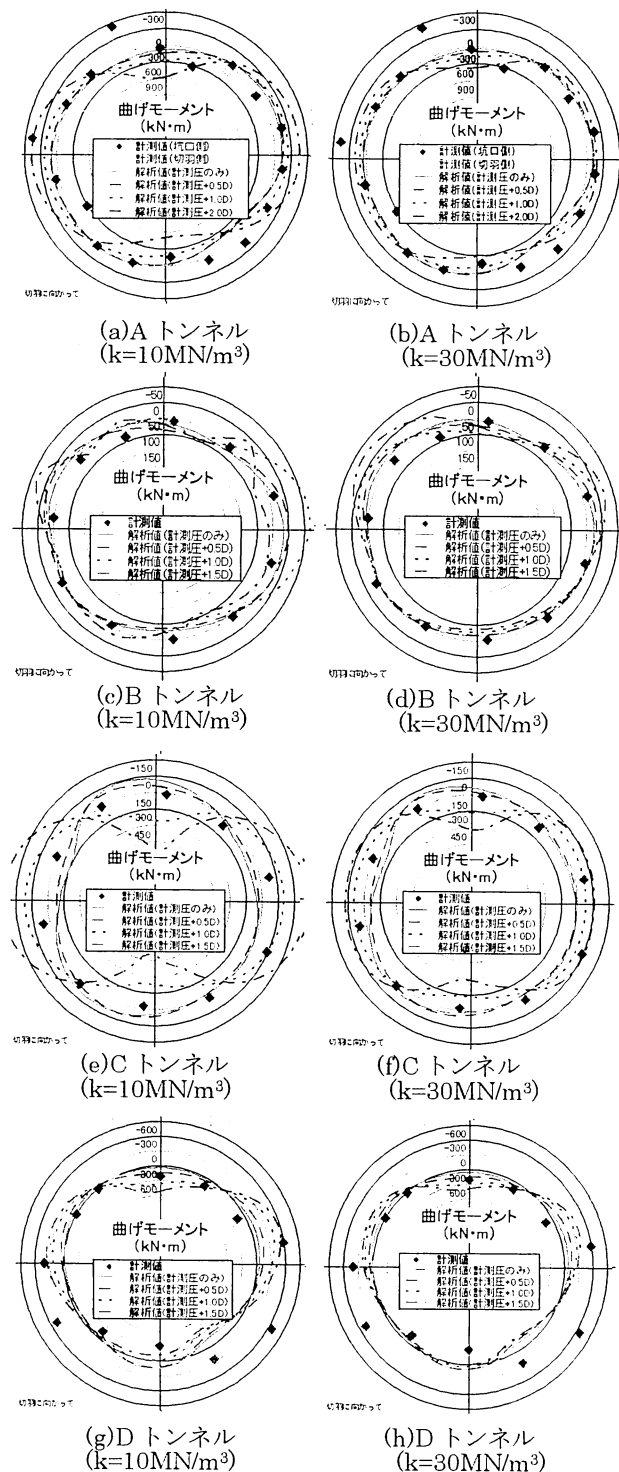


図-12 テール内における施工時荷重の評価

表-5 地盤反力係数と側方土圧係数

トンネル名	地盤反力係数※ MN/m ³	側方土圧係数
Aトンネル	20	0.45
Bトンネル	123	0.35
Cトンネル	14	0.45
Dトンネル	8	0.45

※法線方向の地盤反力係数を示す（圧縮の場合のみ有効）。
接線方向の地盤反力係数は、0とした。

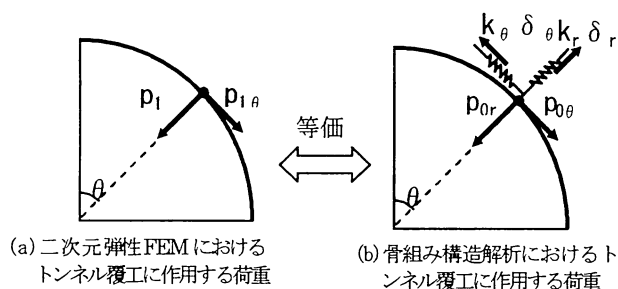


図-13 トンネル覆工に作用する荷重

地盤反力係数は、二次元弾性FEM解析と骨組み構造解析の荷重状態が等価であると、図-13に示すように天端から角度 θ での覆工節点における荷重と変形量の関係式から、法線方向の地盤反力係数および接線方向の地盤反力係数は式（1）、（2）により求めることができる。

$$p_{1r} = p_{0r} - k_r \delta_r \quad (1)$$

$$p_{1\theta} = p_{0\theta} - k_\theta \delta_\theta \quad (2)$$

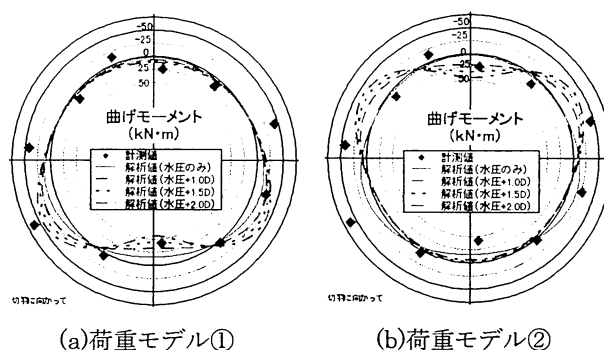
一般には、 p_{0r} 、 p_{1r} 、 δ_r はそれぞれ二次元弾性FEM解析で覆工に接する地盤要素の法線方向の初期地盤応力、掘削・覆工建込み後の地盤応力、変形量として、 $p_{0\theta}$ 、 $p_{1\theta}$ 、 δ_θ も接線方向の同様の応力、変位として求められる。

載荷荷重は、図-10で示したテール内における施工時荷重の検討で載荷した荷重モデルのテール内荷重を水压に置き換えた荷重モデル（荷重モデル①）を基本に、自重と水压のほか、鉛直土圧の大きさを土水分離として考えたときの各トンネルの直径（D）に対する比率を適宜変えたときの土被り分相当荷重（水中単位体積重量で換算）とした。なお、Bトンネルについては、荷重モデルの分布の違いを見るため、底部の反力土圧に頂部の鉛直土圧と水压との和から底部の水压を差し引いた荷重モデル（荷重モデル

②）についても比較を行った。

図-14にBトンネルを対象とした荷重モデルの違いによる断面力の差異を示す。図より、荷重モデルの違いによる断面力は、荷重モデル①で底部が大きく、荷重モデル②で天端部が大きい分布形状となり、計測値（断面力）に近似した解析値（断面力）を示すのは、荷重モデル①であることが分かる。通常のセグメント設計においては、土水分離として考えた場合の設計土圧として、底部の反力土圧に頂部の鉛直土圧と水压との和から底部の水压を差し引いた荷重モデル荷重モデル②による方法があるが、施工時荷重が残留した荷重を対象にする場合は、想定荷重としては、底部の反力土圧は、頂部の鉛直土圧と同じ大きさとするのが良いものと考えられる。

次に、Bトンネルの長期安定時に作用すると想定される荷重について、荷重モデル①の結果をもとに



(a)荷重モデル① (b)荷重モデル②
図-14 荷重モデルの違いによる断面力の差異
(Bトンネル)

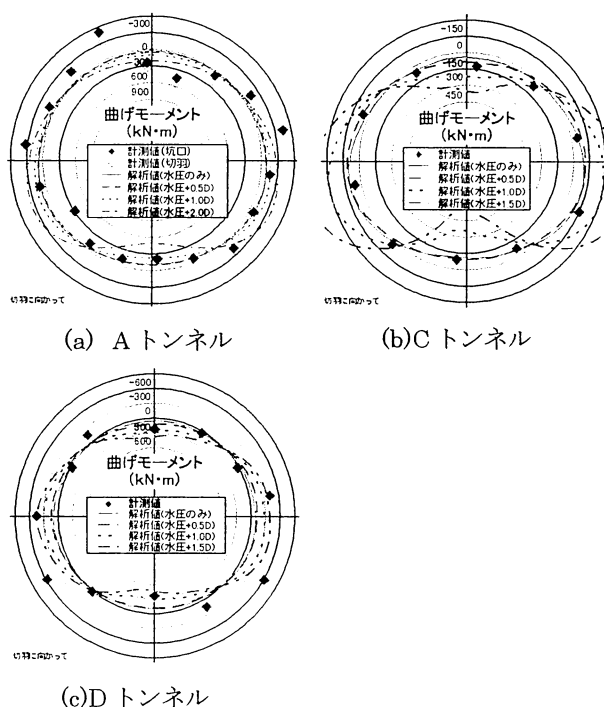


図-15 長期安定時における断面力

考察すると、施工時荷重（テール内荷重，裏込め注入圧）の残留分を考慮したほうが，施工時荷重の残留分を考慮せずに静水圧のみを作用させた場合に比べて計測値から求めた断面力の分布により近くなった。

他のA，C，Dトンネルについて，荷重モデル①を仮想荷重として与えた時の骨組み構造解析により算出した断面力（解析値）と鉄筋応力計測値から算出した断面力（計測値）の比較を図-15に示す。これより，それぞれのトンネルにおいて異なるが，長期安定時の計測断面力に近似する解析条件は，静水圧だけでなく，仮想荷重として0.5D～1.5D程度の施工時荷重の残留分に相当する鉛直荷重を作用させた場合であることが分かる。

以上より，硬質地盤中におけるシールドトンネルの作用荷重の評価にあたっては，長期安定時においても施工時荷重の残留分による影響を考慮する必要があることが分かった。

4. まとめ

洪積粘性土（土丹）や硬質砂質土等の硬質地盤中に建設されるトンネルにおける現場計測結果に基づいた分析により，以下のことが明らかとなった。

- ①水圧は静水圧が作用する。
- ②長期安定時ではトンネルに直接作用している荷重は，自重，水圧であり，土圧は作用していないか，作用しても非常に小さい。
- ③セグメントがテール内に位置している時の断面力は，施工時荷重であるテール内荷重と仮想荷重を適切に評価することで算定できる。
- ④長期安定時におけるシールドトンネルに作用する荷重の評価にあたっては，自重，水圧のほか，施工時荷重（テール内荷重，裏込め注入圧，ジャッキ推力等）の残留分の影響を考慮した荷重を考慮することで，長期安定時におけるセグメント断面力を近似することができる。

今後は，現在のセグメント設計では考慮できていないシールド掘進・組立てに伴う施工時荷重の定量的な評価手法を検討することが課題となる。

参考文献

- 1) Fritz Leonhardt, Horst Reimann : *Betongelenke*, DER BAUINGENIEUR, Vol.41, pp49-56, 1966.2

2) 土木学会：トンネル標準示方書 シールド工法編・同解説，p44，2006.7

3) 真下英人，左近嘉正，石村利明，岡田範彦：良質地盤におけるセグメント設計に用いる地盤反力係数に関する一考察，トンネル工学報告集，第16巻，pp295-302，2006.11