

砂礫地盤中のシールドトンネルの作用荷重

LOAD ACTING ON SHIELD TUNNELING IN GRAVEL GROUND

藤井邦男¹⁾・真下英人²⁾・石村利明³⁾

Kunio FUJII, Hideto MASHIMO, Toshiaki ISHIMURA

In this study, load acting on shield tunneling in gravel ground was examined with frame analysis using the in-situ measurement data obtained in shield tunneling construction site to establish the more rational shield lining design method. The handling of own-load of segment in design was also examined. As a result, the amount of load obtained from in-situ measurement in gravel ground was smaller than that of load used in design. Furthermore, design of segment could be more rational with adaptation of beam-spring model, which segment was supported by ground spring, concerning own load of segment.

Key Words: shield tunneling, load, in-situ measurement, gravel ground, lining design

1. はじめに

シールド工法において、セグメント製作費のトンネル工事費全体に占める割合は大きく、このコストダウンが大きな課題となっている。その一つの方法として、合理的なセグメント構造や継手構造の開発などが考えられるが、最も重要なことは合理的な設計手法の確立、とりわけトンネルに作用させる設計荷重（作用土圧）を十分な精度で設定することが挙げられる。設計荷重を正しく設定できない場合には過小、あるいは過大なセグメント設計になる可能性がある。また、今後の地下空間の利用ニーズとして土被りの深いシールドトンネルや大断面のシールドトンネルは、作用土圧の評価によって覆工の構造が大きく異なるため、覆工設計時の設計荷重の設定方法に関する調査が急がれている。

現在のシールドトンネルの覆工の一般的な設計法は、設計荷重を設定し、構造計算を行ってセグメントの材質・断面寸法を決定する方法である。しかしながら、現状では設計荷重の基本となるシールドトンネルに作用する土圧に関しては、主に施工対象とする地盤を粘性土地盤か砂質土地盤に分類し、地盤強度とトンネル諸条件によって全土被り土圧か緩み土圧かのいずれかを設定しているのが実状である。トンネルに作用する荷重は、理論的に把握することは困難であるが、これまでの知見および現場計測から得るものは多く、特に、現場計測結果は作用土圧の評価を行う上で非常に重要となる。

本研究¹⁾では硬質の砂礫地盤中に施工されるシールドトンネルを対象として実施された土圧、水圧の計測結果と鉄筋計の計測値から求めたセグメントに発生する断面力をもとに実施した骨組み解析結果を比較検討し、セグメント設計における設計荷重（土圧および水圧）のより適切な評価を検討した。さらに、従来のセグメント設計法である慣用計算法で考慮されているセグメント自重による設計断面力に対し、セグメント組立時での連続した計測によりセグメント自重の影響の程度を把握し、実現象を評価できるセグメント自重の取り扱い方法についても検討を行った。

1) 正会員 (株) ニュージェック (元建設省土木研究所交流研究員)

2) 正会員 博士(工) 建設省土木研究所

3) 正会員 建設省土木研究所

2. 計測トンネルの概要

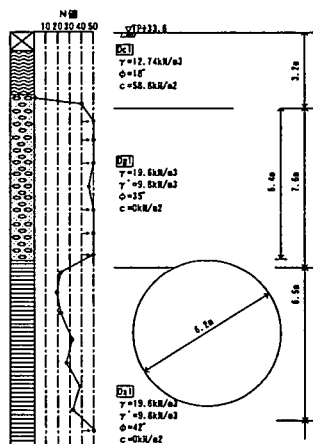
表－1は今回対象とした2件のシールドトンネルの概要、セグメントの諸元および計測内容、図－1、2は計測断面に最も近傍した位置のボーリングデータをもとにトンネル位置と土質の状況を示したものである。

Aトンネルが施工される付近の地質は、地表上部から埋土・表土、洪積粘性土、洪積砂礫層、洪積砂質土層により構成されており、周辺のボーリング調査によれば、洪積粘性土、洪積砂礫層、洪積砂質土層のN値は、それぞれ3～7、30以上130未満、50以上110未満となっている。シールドトンネルは、主に洪積砂礫層と洪積砂質土層を通過するため、シールドの掘削対象となる地質は、N値が30以上の硬質の砂礫層および砂質土層となる。

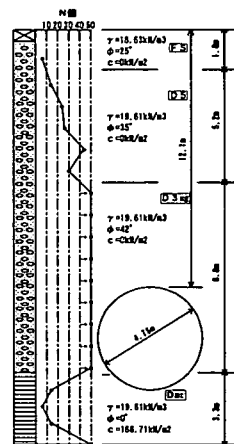
Bトンネルが施工される付近の地質は、地表上部から盛土・表土層、洪積砂礫層、洪積粘性土により構成されており、盛土・表土層は、道路改良工事に伴うもので玉石を含んだ砂礫となっている。洪積砂礫層の上部はφ20～50mmの礫を主体とする礫層であり、N値42～48とよく締まった状態で、透水係数 $k=1.0 \times 10^{-2}$ cm/sec程度であり、透水性は良い状態である。洪積砂礫層の下部はφ20～50mmの礫を主体とし、所々でφ70～150mm程度の玉石を含んでいる。N値は20～50の範囲にばらつきがあるが、ほとんどはN値が30以上のよく締まった状態にある。透水係数 $k=4.0 \times 10^{-2}$ cm/sec程度であり、透水性は良い状態である。シールドは、主に洪積砂礫層下部を通過するため、シールドの掘削対象となる土質は、N値が30以上の硬質の砂礫層となる。

表－1 計測トンネル一覧表

トンネル名	Aトンネル	Bトンネル
トンネル延長 (m)	2,548	3,075
シールド外径 (mm)	6,340	4,890
シールド形式	泥土加圧式	泥土加圧式
土被り H(m)	8.4～9.6	7～15
土被り比 H/D	1.4～1.5	1.5～3.2
トンネル上部の主な地質	洪積粘性土 洪積砂礫土	洪積砂礫土
掘削部の主な地質	洪積砂礫土 洪積砂質土	洪積砂礫土
セグメント種類	コンクリート平板形	コンクリート平板形
セグメント外径 D(mm)	6,200	4,750
セグメント内径 (mm)	5,650	4,300
セグメント幅 (mm)	1,000	1,200
単位周長重量 (kN/m) (縦断方向単位長さ)	7.01	5.74
セグメント分割数	6	6
セグメントの組み方 (Kセグメントの中心)	2リング千鳥 (天端～17.1°)	2リング千鳥 (天端～22.5°)
計測地点土被り(m)	9.6(1.5D)	12.1(2.5D)
計測対象断面数	隣接する2断面	隣接する2断面
計測断面	断面Ⅰ・断面Ⅱ	断面α・断面β
計測項目(断面数)	土圧・水圧(1) 鉄筋応力(2)	土圧・水圧(1) 鉄筋応力(2)
測定値の初期値	計測用リング 組立直後	計測用リング 組立直前



図－1 土質状況
(Aトンネル)



図－2 土質状況
(Bトンネル)

3. 土圧計および水圧計による作用土圧

図－3、4は計測開始から3ヶ月後のほぼ安定したと考えられる最終的な土圧計(水圧の値も含む)および水圧計の計測値を示したものである。

Aトンネルでは、土圧計の計測結果によれば天端に作用する最終的な荷重は、70kN/m²程度である。トンネル周辺のボーリング孔での地下水位および水圧計の値から得られる地下水位の位置はトンネル天端付近となり、セグメント設計の荷重として土水分離の全土被り荷重を想定し地下水位をトンネル天端と設定すると、天端に作用する鉛直荷重は、水圧で0.0kN/m²、土圧で約170kN/m²程度となることから、この値と比較すると、

セグメントに作用する土圧は全土被り土圧の約4～5割となる。

Bトンネルでは、土圧計の計測結果によれば最終的な作用荷重は、80～170kN/m²程度となっている。トンネル周辺のボーリング孔での地下水位および水圧計の値から得られる地下水位の位置はトンネル天端から上約9mとなり、土圧計の値は静水圧の値とほぼ一致することから、トンネルには水圧のみが作用し、土圧は作用していないものと判断できる。

4. 覆工断面力から推定される作用土圧

計測データが収束したと考えられる計測開始後3ヶ月経過時における鉄筋計の計測値から求めた断面力（曲げモーメント）と土圧などの荷重等をパラメータとした解析より算定した断面力の比較を行い、シールドトンネルに作用する土圧を検討した。

4.1 解析方法

断面力の算定にあたっては、セグメントを直線梁、セグメントのピース間継手を回転ばね定数 k_θ の回転ばね、リング間継手をせん断ばね定数 k_s の接線方向と半径方向のばね、地盤反力を表現する地盤ばねにモデル化した2リング梁ばねモデル（図-5参照）を使用した。地盤ばねの配置としては、セグメントリングが地盤方向へ変位（圧縮側）する場合のみ生じるものとし、セグメント内方への変位（引張側）によっては生じないものとする部分地盤ばねモデルを基本とし、Aトンネルにおいては引張側も考慮する全周地盤ばねモデルについても解析を行った。ただし引張側の地盤ばね定数の値については既往の研究²⁾などを参考に圧縮側の1/2の値に設定するものとした。図-6、7は土圧などを算出するにあたっての地盤条件を設定したものである。解析に用いる荷重系は基本的には従来の慣用計算法での荷重系（図-8参照）とし、セグメントの自重については、Aトンネルにおいては計測結果から求められている曲げモーメントはセグメント組立直後を初期としており、自重の影響が含まれていないことから考慮せず、Bトンネルにおいてはセグメント組立直前を初期としていることからセグメント自重の影響を考慮するものとした。また、Bトンネルにおける安定時の解析では外荷重（土圧・水圧）に自重を加え同一の地盤ばねで支持させる設定を基本とした。解析に用いたパラメータを表-2に示す。土圧・水圧、側方土圧係数および地盤反力係数については「トンネル標準示方書（シールド編）・同解説」³⁾を参考にパラメータを設定した。回転ばね定数については村

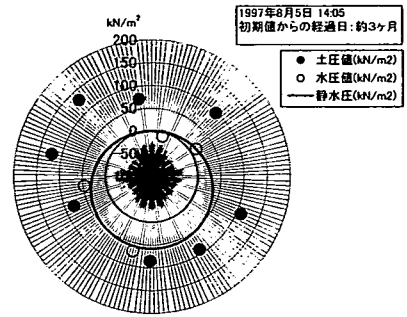


図-3 土圧計・水圧計の断面分布図（Aトンネル、計測開始3ヶ月後）

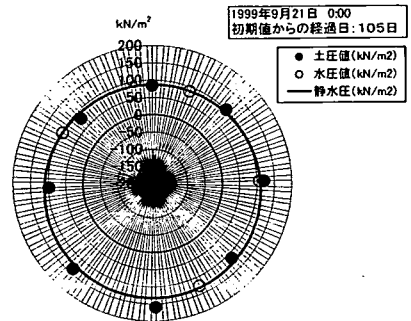


図-4 土圧計・水圧計の断面分布図（Bトンネル、計測開始3ヶ月後）

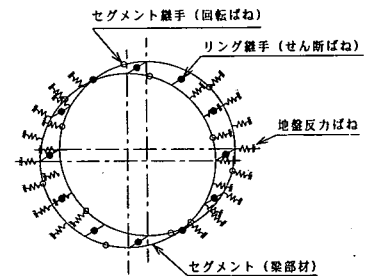


図-5 解析モデル図

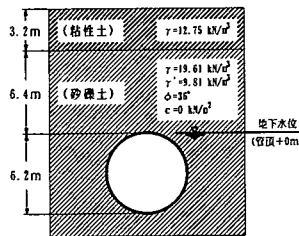


図-6 地盤条件図（Aトンネル）

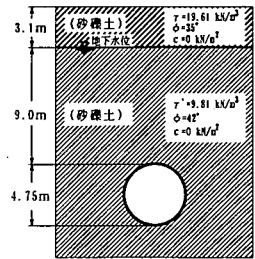


図-7 地盤条件図（Bトンネル）

上・小泉によるばね算定モデル⁴⁾を参考とした計算値を基本とし、Aトンネルにおいては同シールドトンネル施工時に実施した载荷実験結果の $k\theta = 8.88 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$ を用いた解析も行った。なお、回転ばねの特性は線形として取り扱った。せん断ばね定数については、A・Bトンネルともに、過去に行ったほぼ同規模のシールドトンネルでの検討時に用いた値 $k_s = 1.96 \times 10^3 \text{ MN/m}$ を採用した。

4.2 解析結果および考察

(1) Aトンネルの場合

1) 地盤反力・側方土圧係数および荷重条件の検討 (安定時の解析)

図-9は計測開始後3ヶ月時点の鉄筋計の計測値から求めた断面力(コンクリートの乾燥収縮を考慮した補正值)と概ね計測断面力に近似する場合の解析断面力の断面分布を示したものである。

設計時においては、土被りが約1.5D(D:セグメント外径)と浅いことを考慮し全土被り土圧(側方土圧係数 $\lambda = 0.45$ 、地盤反力係数 $k = 50 \text{ kN/mm}^3$)を採用しているが、解析からはゆるみ土圧程度の土圧が作用している(側方土圧係数 $\lambda = 0.45$ 、地盤反力係数 $k = 50 \text{ kN/mm}^3$ (設計時と同様の値))結果となった。これは、解析条件として設定したトンネル天端のゆるみ土圧は 98.4 kN/m^2 と全土被り土圧 166.3 kN/m^2 の約6割であり、土圧計および水圧計による計測値が全土被り土圧の約4~5割となっている(3. 土圧計および水圧計による作用土圧を参照)ことから整合性があると言える。

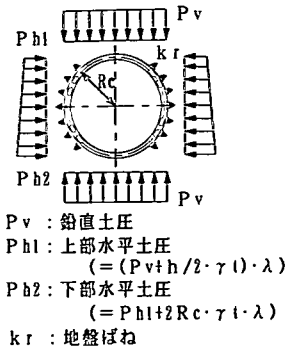


図-8 荷重モデル

表-2 解析に用いたパラメータ

鉛直土圧・水圧	全土被り土圧, ゆるみ土圧, 水圧のみ (土水分離方式)
水平土圧・水圧 (側方土圧係数: λ)	$\lambda = 0.35, 0.45, 0.55$
セグメント自重	考慮しない (Aトンネル) 考慮する (Bトンネル)
地盤反力 (地盤反力係数: k)	$k = 1, 10, 100 \text{ (kN/mm}^3)$ (Bトンネル, 自重解析) $k = 10, 30, 50 \text{ (kN/mm}^3)$ (安定時の解析)
セグメント継手の回転ばね定数	$k\theta = 6.7 \sim 323.6 \text{ (MN}\cdot\text{m/rad)}$ (計算値) $k\theta = 8.88 \text{ (MN}\cdot\text{m/rad)}$ (Aトンネル, 実験値)
リング継手のせん断ばね定数	$k_s = 1.96 \times 10^3 \text{ (MN/m)}$ (過去の同規模シールドトンネルでの実験値)
セグメントの弾性係数	$31.44 \text{ (kN/mm}^2)$ (Aトンネル, 実験値) $32.36 \text{ (kN/mm}^2)$ (Bトンネル, 設計値)

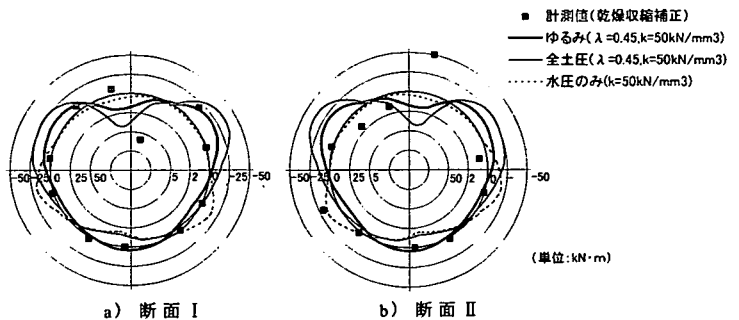


図-9 計測断面力に近似する解析断面力の断面分布図

2) 地盤ばね配置・回転ばね定数の違いによる算定結果の検討

ここでは、地盤反力の考え方を部分地盤ばね、回転ばね定数を計算値とした場合(基本設定)の解析と回転ばね定数を実験値($8.88 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$)とした場合および地盤反力を全周地盤ばねとした場合(引張側の地盤ばね定数の値については圧縮側の1/2の値に設定)による結果の違いを検討した。

部分地盤ばね、回転ばね定数が計算値(基本設定)の解析において、計測断面力(乾燥収縮を考慮した補正值)の断面分布に近似している解析ケース(側方土圧係数 $\lambda = 0.45$ 、地盤反力係数 $k = 50 \text{ kN/mm}^3$ 、ゆるみ土圧)を基本ケースとし、回転ばね定数が実験値($8.88 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$)の場合と全周地盤ばねの場合の最大曲げモーメントを比較したものを表-3に示す。表中の最大曲げモーメントの比は基本ケースの最大曲げモーメントを1として求めたものである。各解析方法とも曲げモーメントの断面分布モードには大きな差は見られな

かったが、回転ばね定数が $8.88\text{MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ の場合は基本ケースに比べ、正曲げの曲げモーメントはほぼ同値であるが、負曲げの曲げモーメントは2割ほど大きくなっている。また、全周地盤ばねの場合は正曲げ、負曲げとも曲げモーメントが部分地盤ばね（基本ケース）の場合の約6割程度となっている。これより、設計時に全周地盤ばねモデルを用いる場合は側方土圧係数、地盤反力係数等の設定によっては過小な断面力を算出する可能性があるため、地盤条件等を十分に考慮したうえで慎重に設定する必要があると言える。

表－3 各解析ケースの最大曲げモーメントの比較
($\lambda=0.45$, $k=50\text{kN}/\text{mm}^3$, ゆるみ土圧)

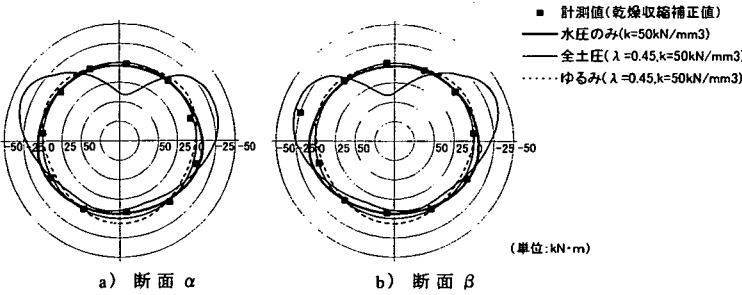
解析ケース		基本ケース	回転ばねの変更	地盤ばねの変更
地盤反力の考え方		部分地盤ばね		全周地盤ばね
回転ばね定数 ($\text{MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	正曲げ	37.3(計算値)	8.88(実験値)	37.3(計算値)
	負曲げ	65.7(計算値)	8.88(実験値)	65.7(計算値)
正曲げ	最大曲げモーメント M_{max} ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	19.2	19.9	10.8
	M_{max} の大きさの比	1.00	1.04	0.56
負曲げ	最大曲げモーメント M_{max} ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-19.6	-23.4	-12.2
	M_{max} の大きさの比	1.00	1.19	0.62

(2) Bトンネルの場合

1) 地盤反力・側方土圧係数および荷重条件の検討(安定時の解析)

図－10は計測開始後3ヶ月時点の鉄筋計の計測値から求めた断面力(コンクリートの乾燥収縮を考慮した補正值)と概ね計測断面力に近似する場合の解析断面力の断面分布を示したものである。設計時にはセグメント外径の2倍($=9.5\text{m}$)の土圧(側方土圧係数 $\lambda=0.45$ 、地盤反力係数 $k=50\text{kN}/\text{mm}^3$)を採用しセグメント仕様

を決定しているが、解析からは水圧のみ(地盤反力係数 $k=50\text{kN}/\text{mm}^3$)が作用している結果となった。これは、前述した土圧計および水圧計による計測結果とも一致している。



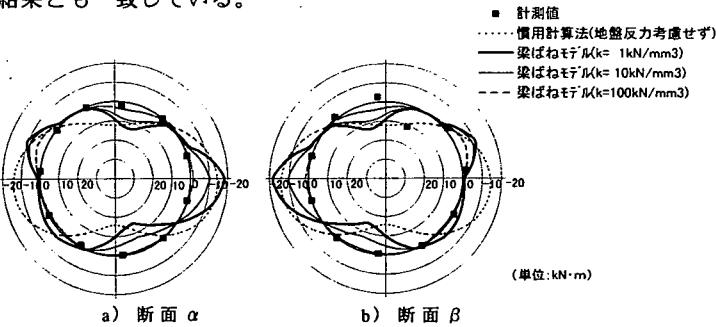
図－10 計測断面力に近似する解析断面力の断面分布図

2) 自重の取り扱いの検討

従来のセグメント設計法である慣用計算法においては、セグメント自重による地盤反力を考慮しない場合が多いが、これまでの現場計測事例および近年のシールド工事における裏込め注入技術の発達、真円保持装置やジャッキ推力の適正使用等により、セグメント自重による地盤反力を考慮できる場合

があると考えられることから、実現象を評価できるセグメント自重の取り扱い方法を検討した。

図－11はセグメント組立直後の鉄筋計の計測値から求めた断面力と解析より得られた断面力の断面分布図を示したものである。図には参考として設計時に慣用計算法で求められた自重による曲げモーメント(地盤反力考慮せず)の値も示している。図より局所的な値は除けば概ね計測断面力は解析断面力より小さく、近似させるためには地盤反力係数 $k=100\text{kN}/\text{mm}^3$ 以上の値を設定する必要がある。これより、従来の設計法である慣用計算法において考慮していた自重による設計断面力を低減できる可能性が高いと言える。



図－11 自重の影響に関する計測断面力と解析断面力の断面分布図

図-12は安定時の検討において、計測断面力と①自重を土水圧と併せて地盤ばね支持する場合(基本設定)の解析において、前述の近似ケース(地盤反力係数 $k = 50 \text{ kN}/\text{mm}^3$ 、水圧のみ)の断面力と②自重による底部地盤反力を考慮した場合の解析および③自重のみの解析結果(従来の慣用計算法では自重による変形に伴う地盤反力は考慮していないことに対応させ、地盤反力係数は $k = 1 \text{ kN}/\text{mm}^3$ と十分に小さい値に設定した。)に外荷重(水圧のみ)の解析結果を重ね合わせる方法により算定した断面力の断面分布を示したものである(図-13参照)。

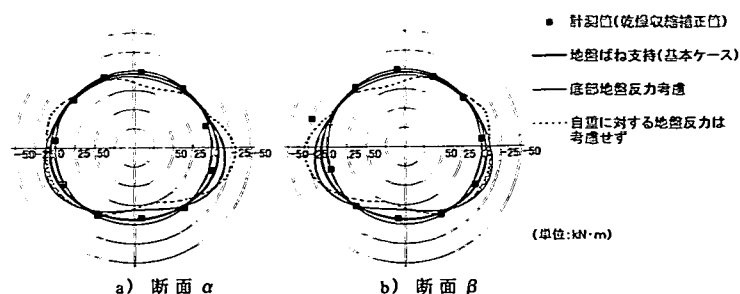


図-12 計測断面力と自重の取り扱いによる解析断面力の断面分布図

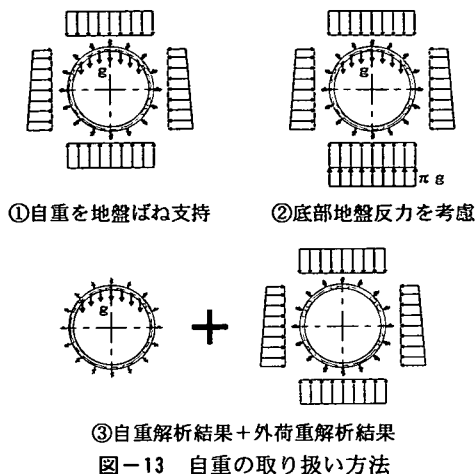


図-13 自重の取り扱い方法

5. まとめ

本研究より得られた結論を以下に示す。

- 1) トンネルに作用する土圧は、土被り比が1.5程度の場合は緩み土圧程度以下、さらに土被り比が約2.5程度と大きい場合は静水圧程度となる場合がある。
- 2) セグメント組立時のセグメント自重に相当する断面力はほとんど発生せず、従来、慣用計算法で考慮されていた自重による断面力を低減できる可能性が高い。

今後の課題としては、今回対象としたような硬質の砂礫地盤における設計荷重のより合理的な設定方法の確立、施工時における荷重の主要因および発生メカニズム等の解明、施工時荷重の定量化および長期的な影響度の把握等が挙げられる。

参考文献

- 1) 真下英人, 石村利明, 藤井邦男: 砂礫地盤中のシールドトンネルに作用する荷重に関する研究報告書, 土木研究所資料, No. 3725, 2000. 3.
- 2) 木村定雄, 野本雅昭, 渡邊誠司, 小泉淳: トンネル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会論文・報告集, Vol. 5, 1995. 11.
- 3) 土木学会: トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, 1996.
- 4) 村上博智, 小泉淳: シールド工事用セグメントのセグメント継手の挙動について, 土木学会論文報告集, No. 296, 1980. 4.