

首都圏外郭放水路シールドトンネルの挙動計測

The Study of Measuring of Behavior on Shield Driven Tunnel in the Metropolitan Area Outer Discharge Channel

高橋 克彦¹⁾・中村 敏一²⁾・石村 彰生³⁾

Katsuhiko TAKAHASHI, Toshikazu NAKAMURA, Akio ISHIMURA

On-going metropolitan area discharge channel is proposed to construct a underground river, which is 6.3 km length, and 50 meter depth under National Highway Route No.16, by underground pressure pipe method, for the purpose to flow flood river water of 200 m³/s to Edo River as the flood control of Naka river basin in Saitama Prefecture.

This underground river, which is tunnel portion, is constructed in the diluvial formation by shield tunnel method, of which structure is second lining neglected, pressured tunnel and also very large-diameter and deep underground tunnel, which is 10.6 meter inside diameter and 50 meter earth cover.

We carry out measuring of behavior of shield tunnel since the commencement of work, of which experience is few in construction, and analyzing and evaluating of the segment behavior of large diameter shield in the gravity condition and the earth pressure charged in diluvial formation from the design point of view based on measured data.

This paper explains the results on the behavior of segment just after installation and the earth pressure one year passed after the segment installation, following the last year paper reported on the earth pressure charged to segment of tunnel at the time of one week passed after installation of segment.

Key Words: Large Diameter and Deep Underground Shield Driven Tunnel, Measuring of behavior ,
Design of segment

1. まえがき

首都圏外郭放水路は、埼玉県春日部市から北葛飾郡庄和町に至る間の中川流域の治水対策として、中川・倉松川・大落古利根川の洪水時河川水(200m³/sec)を江戸川に放流することを目的に、国道16号下約50mに全長約6.3kmの地下水路圧力管方式で地下河川を建設するものとなっている。

地下河川(トンネル部)は、洪積地盤をシールド工法で施工した二次覆工省略型の内水圧対応トンネル構造となっており、本トンネル4スパン、接続トンネル1スパンで構成され、すでに第1工区から第3工区までのトンネルが完成している。シールドトンネルは、以下に示すとおり過去に例の少ない非常に大規模かつ特色のある構造となっている。

- シールドトンネル部 トンネル内径: $\phi 10.6\text{m}$
 トンネル土被り: 約50m
 一次覆工構造: 内圧対応二次覆工省略型
 作用内水圧: 約0.6MPa(内外水圧差0.2MPa)

このように過去に例の少ない大口径大深度シールドトンネルであることから、現在までに施工した第1～第3工区シールドトンネルにおいて、セグメントの計測を実施し、得られた実測データを基に大口径大深度シールドセグメントの設計合理化を図るための検証を進めている。

本稿では、昨年報告したセグメント組立1週間後の作用土圧に続き、「1年経過時の作用土圧」と「セグメント自重の影響」について報告する。

1) 国土交通省 関東地方整備局 江戸川工事事務所 放水路課 工事係長
2) 財団法人 先端建設技術センター 研究第二部長
3) " 研究第二部主任研究員

2. シールドトンネル計測計画

(1) 計測の目的

首都圏外郭放水路は、シールド一次覆工のみで内・外圧に抵抗できる覆工構造として、「地下河川内圧トンネル覆工構造要領(案)平成7年3月」(現在の「地下河川(シールドトンネル) 内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き 平成11年3月 (財)先端建設技術センター」)を基に設計されている。

本トンネルは先に記したとおり、内水圧対応の大口径大深度シールドトンネルと特色のある構造となっていることから以下の2つの目的をもって計測を実施した。

- ① 洪積地盤の作用土圧、セグメント設計値(最大・最小土圧、側方土圧係数)の確認
- ② 現在シールドセグメントの設計は「自重+外荷重」で行われているが、大口径セグメントの場合に設計断面力全体の5~6割が自重による断面力となり非常に大きなウェイトを占めている。しかし、実際に覆工に発生する自重は設計で考慮されている状態よりも小さいと推測されているため、実際の自重の影響を確認し合理的な設計モデルを検討するためのデータとして整理し分析・評価を行う。

(2) 地質および計測位置

首都圏外郭放水路の全体地質縦断面図およびシールドトンネルの計測位置は、図-1に示すとおりであり、計測位置の地質は、第1工区および第2工区A断面では洪積地盤がトンネル直上に厚さ40m程度堆積し、第2工区B断面および第3工区断面では洪積地盤の厚さが10m程度残り40mが沖積層となっている。

シールドトンネルの計測は、地質を考慮し、かつ各工区とも以下の条件を満足する位置を選定した。

- ① 初期掘進が終了している。
- ② 直線施工区間とする。(曲線施工による影響を排除する)
- ③ 将来の計測ケーブル延長時に計測信号のロスを生じないように坑口から500m以内とする。

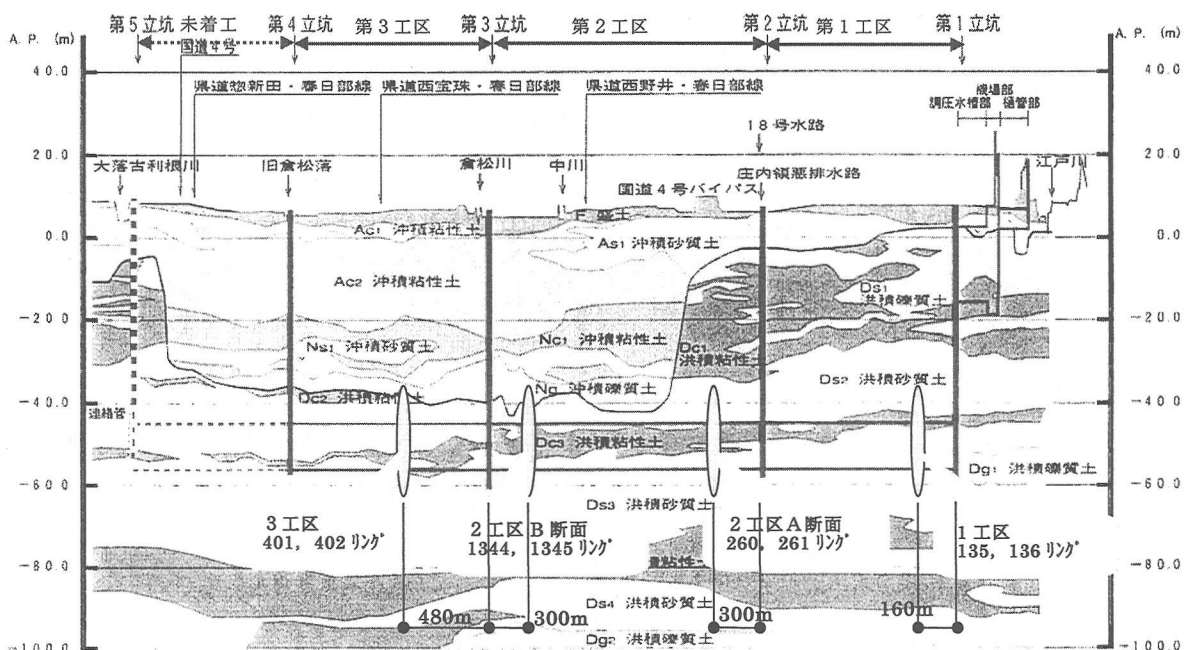


図-1 地質縦断面図および計測位置図

(3) 計測項目および機器配置

計測は、図-2に示すとおり甲組リングと乙組リングの2リングで実施し、甲組リングでは作用外荷重（土水圧）の計測を、乙組リングでは内部応力（鉄筋応力等）の計測を実施した。それぞれのリングにおける計測項目を表-1に、計測機器の配置を図-3に示す。

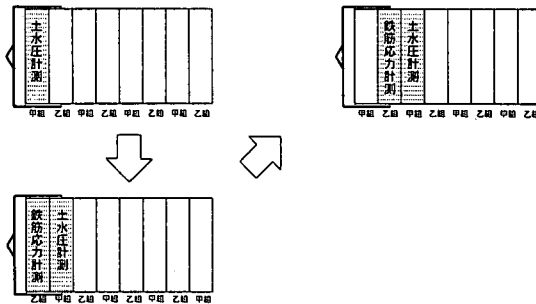


図-2 計測リング組立順序

表-1 計測項目

計測リング	計測項目	計測機器
作用外圧計測リング (甲組リング)	土 圧	土圧計
	水 圧	水圧計
内部応力計測リング (乙組リング)	鉄筋応力	ひずみ計
	継手応力	ボルト軸力計

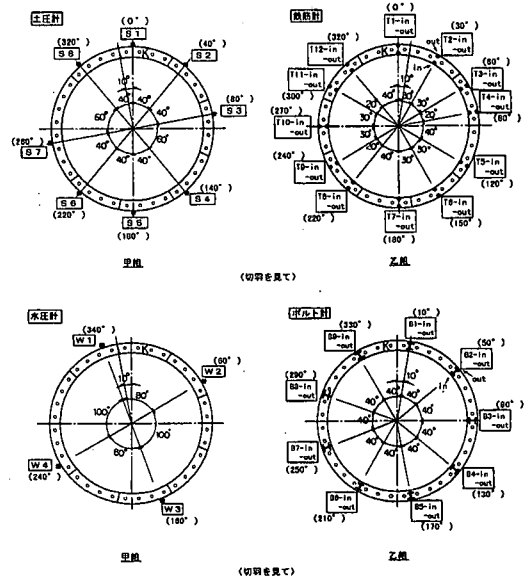


図-3 セグメント計測器配置図

3. 洪積地盤中の大口径シールドトンネルへの作用土圧

表-2 内水圧トンネルの土圧の考え方

(1) 土質定数およびセグメント設計条件

先に記したとおり本トンネルは、「地下河川（シールドトンネル）内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き H11.3 (財)先端建設技術センター」に準拠して設計されている。この手引きにおける土圧の考え方は表-2に示すとおりであり、洪積砂質土層では最大鉛直土圧 $=1.5D_0$ 、最小鉛直土圧 $=0.175D_0$ （ D_0 ：一次覆工外径）、側方土圧係数 $(\lambda)=0.4$ に設定している。

本トンネルについても、この手引きによる洪積砂質土層の考え方に基づいて設計を行っている。

対 象 土 質 ^{※1)}		洪積粘性土	洪積砂質土	沖積粘性土
土の単位体積重量 γ (kN/m ³)		18	19	17
土の水中重量 γ' (kN/m ³)		8	9	7
最大土圧作用時の外荷重の算定	土と水の考え方	土水分離	土水分離	土水一体
	最大鉛直土圧	全土被り土圧	$1.5D_0$ ^{※2)}	全土被り土圧
	側方土圧係数 λ	0.6	0.4	0.75
最小土圧作用時の外荷重の算定	土と水の考え方	土水分離	土水分離	土水分離
	最小鉛直土圧	$0.175D_0$ ^{※2)}	$0.175D_0$ ^{※2)}	緩み土圧 ^{※3)}
	側方土圧係数 λ	0.6	0.4	0.5
地盤反力係数 k (MN/m ²)		10	50	0
トンネル上部土質		洪積粘性土	洪積粘性土 砂質土	沖積粘性土
トンネル通過部土質		洪積粘性土	硬質洪積粘性土 砂質土	沖積粘性土

表中記号

※1) 沖積砂質土については、別途詳細な検討を要する。

※2) D_0 ：一次覆工外径

※3) 沖積粘性土としての土の粘着力および内部摩擦角の最大値を仮定して、緩み土圧を算定し、それらの最小値に基づき設定する

(2) セグメント組立完了1年経過時点での計測結果

計測セグメント組立直後から20リング組立完了までの間にセグメントに作用する外力は、まずテールブラシの圧力を受け、その後裏込め注入圧が作用し、概ね20リング経過した時点から土圧および水圧が作用しほぼ一定に向かう傾向を示していることを昨年度報告した。

本稿では、その後1年経過した時点での作用土圧および水圧について整理した結果、6～12ヶ月経過時点での計測結果は1週間後からほとんど変化が無く安定していることが確認できた。第3工区の計測結果を例に時系列グラフとして図-4、5に示す。

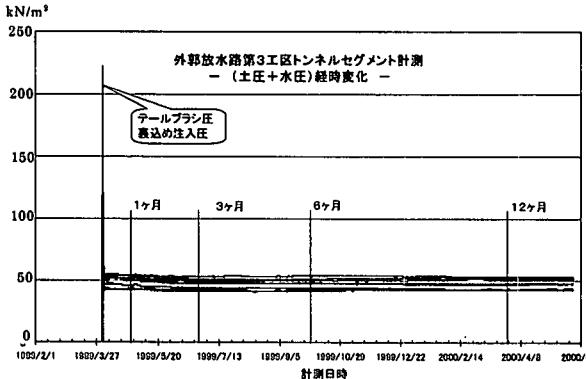


図-4 (土圧+水圧)経時変化図 (第3工区)

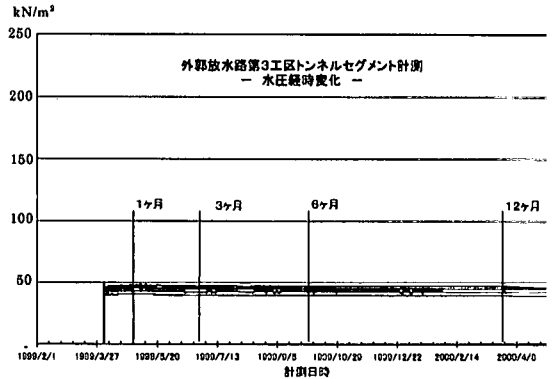


図-5 水圧経時変化図 (第3工区)

(3) 計測値と設計値の比較検討結果

計測された鉛直土圧および水平土圧から緩み高さと側方土圧係数(λ)を算出し、設計値との比較を行った結果を表-3に示す。

緩み高さは、設計値の最小土圧

0.175D₀、最大土圧1.5D₀に対して計測結果は0.2～0.4D₀と妥当な範囲であり安全側の設定であったことが確認され、最小土圧の妥当性が確認できたものとする。

側方土圧係数については、設計値λ=0.4～0.5に対して計測結果が0.1～0.3とやや小さい値であったが、これは洪積地盤の地山の自立性が非常に高かったためと考える。

表-3 計測値と設計値の比較 (緩み高さ、側方土圧係数)

		2工区A	2工区B	3工区	範囲
緩み高さ	1週間後	0.34D ₀	0.33D ₀	0.37D ₀	0.3～0.4D ₀
	6～12ヶ月後	0.21D ₀	0.29D ₀	0.38D ₀	0.2～0.4D ₀
	設計値	最小土圧=0.175D ₀ 、緩み土圧=1.5D ₀			
側方土圧係数(λ)	1週間後	0.2	0.1	0.3	0.1～0.3
	6～12ヶ月後	0.3	0.1	0.2	0.1～0.3
	設計値	0.4～0.5			

(4) 発生断面力の比較検討結果

計測された実際の土水圧(外荷重)を用いてセグメント構造解析を行いそこで算出された断面力と鉄筋ひずみ計から得た断面力の計測値について、計測リング設置15ヶ月後のデータにより比較検討した結果を図-6に示す。

この図より、外荷重から計算された断面力(○印)は、概ね設計時に得られる断面力図に類似しているが、計測値から得られた断面力(●印)は若干異なる傾向が見られた。これは、次ページの図-7(2工区A断面)に示す組立直後の断面力図に類似しており、長期間経過後も施工時の影響が残っているためと考えられた。

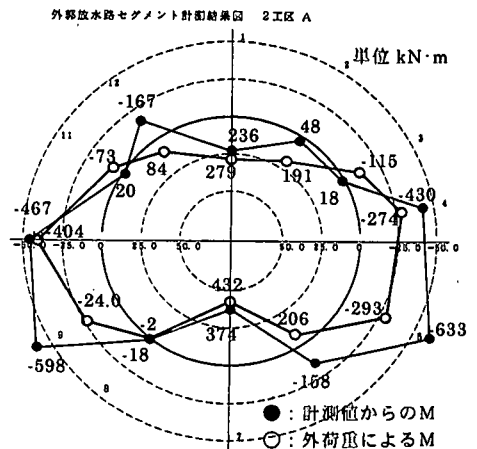


図-6 外荷重と計測値のモーメント

4. 大口径シールドトンネルの自重影響状態

(1) 計測および分析・評価

シールドトンネルのセグメント自重による影響を確認するため、セグメント組立直後からシールドジャッキ等の施工の影響が無くなる 15 リング組立完了までの計測結果について分析・評価を行った。分析および評価は、埋め込んだ鉄筋ひずみゲージより発生曲げモーメントを算定し①組立直後における自重の計測値と設計値の比較、②後続セグメント組立時の曲げモーメント変動量、の2つを行った。

(2) 組立直後における自重の計測値と設計値

自重を抽出するため、計測リングがシールドトンネル内に組み立てられた直後（外荷重が作用する前）の計測値から発生曲げモーメントを算定し（図-7）、設計時の自重値と比較した結果を表-4に示す。

この結果、自重による曲げモーメントは全ての計測リングで計測値が最大値で設計値の6～8割前後であることが確認された。

これは、組立直後のセグメントは組立時のジャッキや隣接リングの拘束力等により設計で考えている自重が発生していないためと考えられた。

表-4 計測値と設計値の比較 単位：kNm

	1工区		2工区A		2工区B		3工区	
	+M	-M	+M	-M	+M	-M	+M	-M
計測値 M	82	-16	176	-159	121	-194	245	-2
設計値 M'	267	-248	274	-255	272	-253	306	-289
M/M'	7～31%		62～64%		44～77%		1～80%	

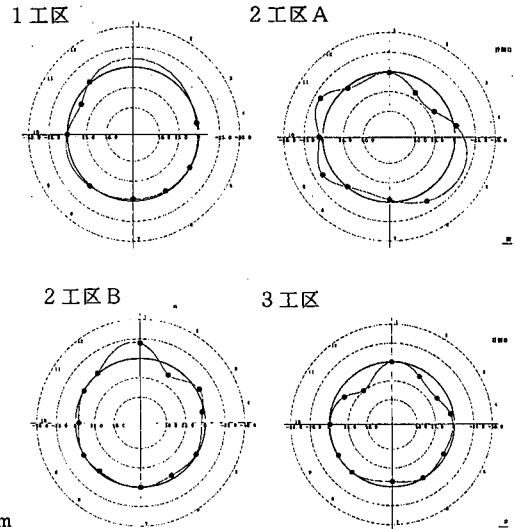


図-7 組立直後の発生曲げモーメント図

(3) 後続リング組立毎の断面力変動量

外荷重はセグメント組立後約 20 リングで安定するとの結果を得たが、後続セグメント組立による影響を探るため後続セグメント組立毎の計測リングの曲げモーメント変動量を整理した。

曲げモーメント変動量は、後続リングの組立直前と直後（ジャッキ推力が作用するより以前）の差分として抽出した。

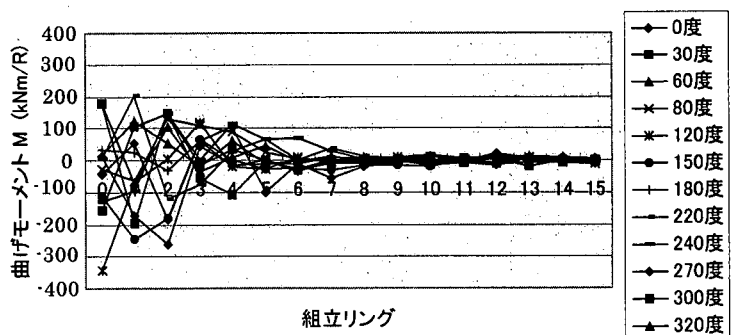


図-8 セグメント組立毎の曲げモーメント増分変動量

この結果、図-8 に示すとおり後続セグメントを組立てる毎に計測リングの曲げモーメントの正負が逆転するなど通常の自重による傾向と異なる大きな変動が見られた。しかし、6～7 リング組立後には断面力変動量が減少し後続リング組立時の影響が薄れていく傾向が確認された。

発生曲げモーメントの極性およびモーメント量が大きく変動するのは後続セグメントを組立てる際のジャッキ操作による施工影響と推測されるため、後続セグメントの組立が既設セグメントに与え

る影響を調べるため、次リングのセグメントピースを組立てる際の断面力変動状況を整理した(図-9)。この結果から、1ピース組み立て毎に曲げモーメントの極性が異なり、大きく変動していることが確認された。そこで、1ピース($w=7.0\text{tf/b}^2$ -s)取り付けによる発生断面力を試験解析した結果、発生する曲げモーメントは 19kNm であり、計測で得られた $200\sim 300\text{kNm}$ とは大きく異なっていた。これは、計測で得られた断面力変動がピースの取り付けのみによる影響

ではなく、組立時のジャッキ操作およびジャッキ圧の開放や掘進時のジャッキ推力が

セグメントに偏荷重を与えていたりするなどの施工時荷重が大きく影響しているためと推察された。

しかし、本計測では、セグメント組立時については着目していなかったことから組立時のシールドジャッキ圧力、操作パターン等の施工状況および荷重を記録しておらず、自重の影響による断面力と施工時荷重の影響による断面力とがどの程度の割合であるか把握できなかった。

したがって、今後、施工状況および施工時荷重を把握し施工時荷重の影響について分析・評価する予定である。

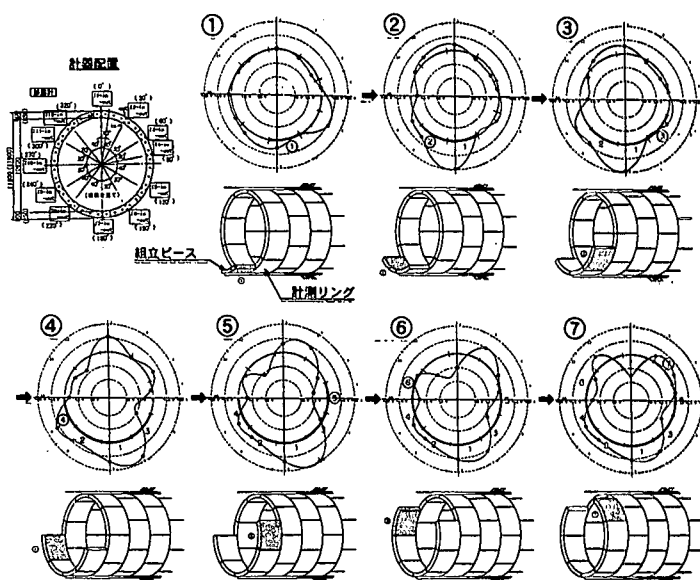


図-9 セグメント組立時の断面力変動

5. おわりに

首都圏外郭放水路シールドトンネルに作用している外荷重(土圧、水圧)は、施工直後から1年を経過した時点でも大きな変化が無く安定している状態であることが確認された。また、セグメントの内部応力についても同様に変化を生じていないことを確認している。今後もこの計測を長期的に継続し土圧および水圧の作用状況を確認していく予定である。

このように外荷重を計測している事例が非常に少ないことから本データが類似条件の参考となることはもとより、他のトンネルでもこのような実測データを蓄積していくことで、洪積地盤における大口径トンネルの土荷重の設定方法について一定の評価がなされていくものと考えられる。

シールドセグメントの自重影響状態については、計測結果から実際の自重影響は設計値と比較して小さいことが推察されたが、施工初期には自重影響と同時に施工時荷重による影響が大きく作用していることが判明した。この施工時荷重の影響の一つとしてセグメント組立時のシールドジャッキ操作との関連性が予測されたため、セグメント組立時のシールドジャッキ操作など施工時の影響を把握するために現在施工中の外郭放水路第4工区トンネルではセグメント組立状況を記録するなど施工時のセグメント挙動を把握することを主眼とした計測を実施する予定である。

参考文献

鳴下・酒井・石村：首都圏外郭放水路の立坑とシールドトンネルの作用土圧について、トンネル工学研究論文・報告集 第10巻 pp269-274 2000.