

大深度大断面シールド急曲線施工時のトンネル挙動の計測

A STUDY ON BEHAVIOR OF SHIELD TUNNEL LINING

WITH LARGE SECTION AND LARGE DEPTH AT SHARPLY CURVED PORTION

岡田久延*・岸 孝雄*・吉田良三**・杉嶋敏夫***・大縄泰平***

Hisanobu OKADA, Takao KISHI, Ryoza YOSHIDA, Toshio SUGISHIMA, and Hirotaka ONAWA

This report describes the analysis of shield tunnel lining behavior at sharply curved portion based on the result of in-situ measurements carried out during the construction.

By the measurements, the acting mode and scale of shield driving force at sharply curved tunnel with large section and large depth and the arising mode and scale of the tunnel sectional force caused by the driving force were grasped. Through the trial of numerical analysis fitting the calculation with these result of the investigation, boundary conditions, flexural rigidity of tunnel axis, and loading method of shield propulsion which the axial tunnel structural model requires were clarified.

Keywords : shield tunnel, in-situ measurement, shield driving force, sharply curved tunnel, structural model

1. はじめに

関西電力では、将来の十分な電力供給の確保と送電ロスの低減を目的として、50万ボルト超高圧送電線の大阪市内への直接導入を計画し、延長約30kmの送電管路を全線地中洞道方式で建設する。このうち、西梅田付近管路新設工事第2工区のシールド工事は600mにわたって土被りが60mを超える大深度トンネルであり、この大深度部には急曲線施工区間が含まれる。

シールド急曲線施工の問題点としては、周辺地盤に十分な地耐力が期待できない場合等に推進によってリング間継手に目開きが生じる、主部材に変状を生じるなどのことが想定される。本トンネルは当該区間では洪積粘土層に位置し地盤条件の面では良好であるが、比較的大断面の大深度トンネルであるために総推力の規模は相当大きくなると予想された。このような条件下での急曲線施工は過去に事例が乏しいことから、施工時荷重を想定して事前解析を実施し安全度を評価したが、実際のシールド推力の規模と作用の仕方、トンネル変位・断面力の発生傾向と規模を調査して安全性を確認する必要があると考えられた。本報は、シールド工事の急曲線施工に対して実施したシールド推力ならびにそれに起因するトンネル挙動の計測と計測結果を踏まえた解析について報告するものである。

* 正会員 関西電力(株)中央送変電建設事務所

** 佐藤・大成・三井・大豊共同企業体

*** 正会員 佐藤工業(株)土木本部設計部

2. 工事概要と土質

当該工事は、セグメント外径 $\phi 8,000\text{mm}$ （一般部）、延長約 1.5km の地中送電洞道を泥水式シールドで施工するものである。このトンネルは、土被り 50m 以上の区間が約 1km あり、最大土被りが 66m に達する大深度トンネルであるとともに、 $R=50\text{m}$ 、 60m 、 80m と大断面にとっては急曲線施工となる区間があること、最深部から到達部に向けて 20% の上り急勾配区間がある等の特徴を有する^{1) 2)}。なお、一般部のセグメントは平板形RCセグメント($H=400\text{mm}$ 、 $B=1200\text{mm}$)であるが、急曲線部はシールドとセグメントのせりの防止等を考慮し、 $H=330\text{mm}$ 、 $B=600\text{mm}$ （セグメント外径 $\phi 7,960\text{mm}$ ）のダクトイルセグメントを用いた。

土質は、大略GL- 25m を境として沖積層と洪積層に分かれる。洪積層は粘性土層と砂礫層の互層をなし、粘性土層はN値 20 程度、砂礫層はおおむねN値 50 以上である。本報は $R=50\text{m}$ 曲線区間について報告するが、当該区間は土被り約 64m 、通過する地盤はDc-3層である（図-1参照）。

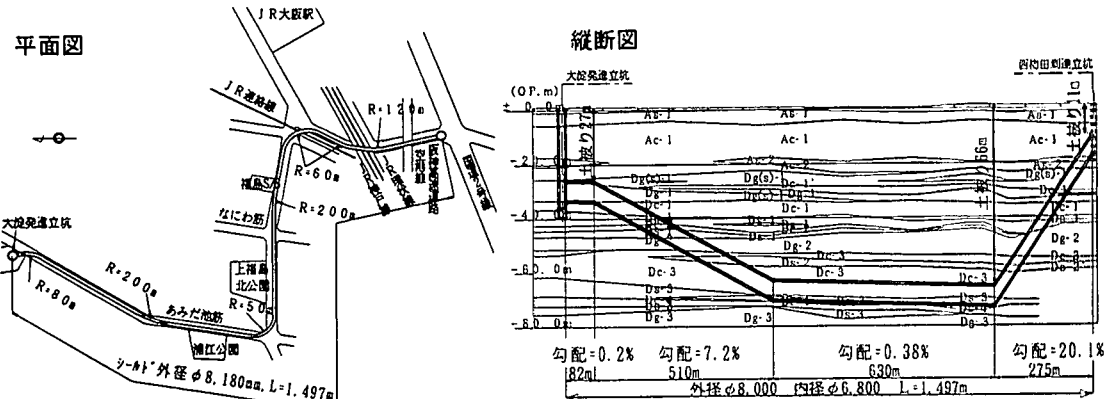


図-1 工事概要図

3. 急曲線施工区間の計測概要

急曲線施工におけるシールド側およびトンネル側の動作の実態を把握するため、シールド推力、ジャッキパターン、裏込め注入等施工データを記録するとともにトンネル挙動の計測を行った。トンネル挙動は、曲線区間（C.L.= 86.3m ）の始点より曲線長の $1/4$ 点を主計測断面と位置づけ、パッド式土圧計によるセグメント土圧、ひずみ計によるトンネル軸方向および横断面のセグメント応力、ボルト張力計によるリング間継手およびセグメント継手ボルトの応力を計測した。また、従たる計測として 12m 毎にトンネル軸方向のセグメント応力を計測した。計測位置図および計器配置断面図を図-2に示す。

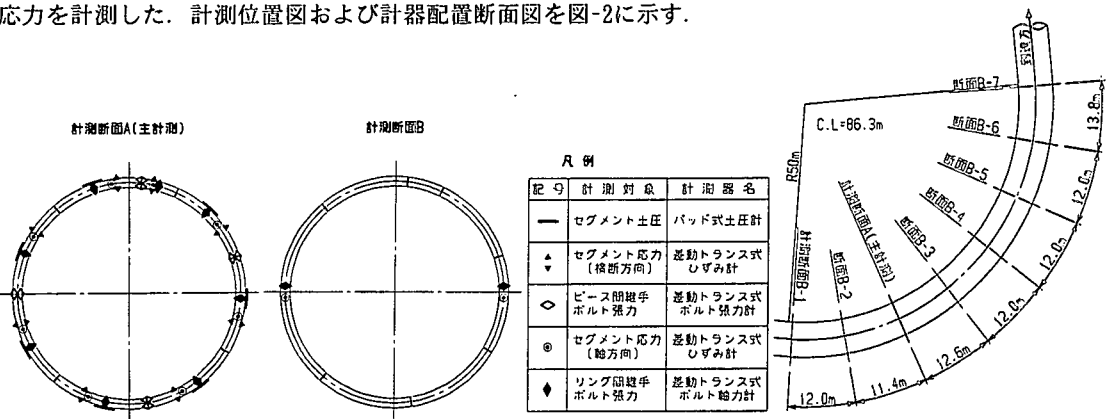


図-2 急曲線部計測概要図

4. 急曲線施工におけるトンネル挙動

4.1 急曲線部の施工データ

当該曲線区間における計画上のシールド推力は表-1に示すとおりである。なお、ジャッキ推力の偏心作用により生じる回転モーメント（以下、回転モーメント）は計画総推力から所要ジャッキ本数を求め、片押しを仮定して算定している。

図-3は、計測断面A（主計測断面）からジャッキ位置までの距離毎の総推力、回転モーメント、主計測断面のトンネル軸方向曲げモーメントおよび軸力を示す。なお、データはすべてシールド掘進時の各リング毎の平均値を用いている。

総推力は全曲線区間を通じて 4,200tf 程度と安定しており、計画総推力の 75% 程度である。回転モーメントはリング間で変動が見られ、ジャッキ推力の重心がトンネル軸芯より曲線外側に偏心した回転モーメント（正で表示）の最大値は、3,000tfmに達するが平均的には1,500tfm程度であり、総推力と同様に計画値と比較して小さい。

表-1 計画総推力と回転モーメント

項 目	荷重(tf)
シールド外周と土との摩擦抵抗	1,232
切羽泥水圧による前面抵抗	4,114
予備圧(2tf/m ²)による前面抵抗	105
セグメントとスキッププレートとの摩擦抵抗	37
後続設備の牽引抵抗	11
ディスクカットの押し付け抵抗	72
曲線施工時の摩擦抵抗	154
勾配によるシールド自重に対する推力	-2
計画総推力	5,723
回転モーメント(所要ジャッキ本数:19.1本)	3,365 tfm

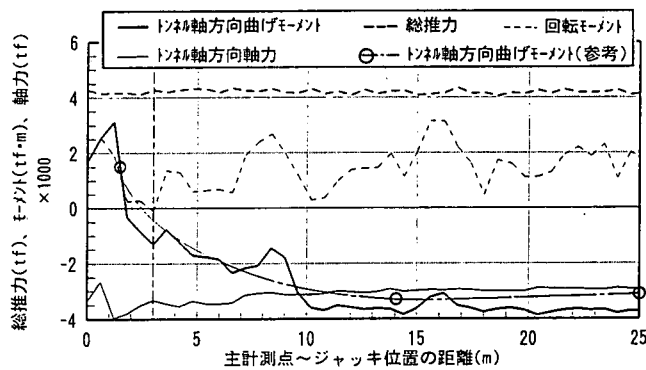


図-3 シールド推力とトンネル断面力

4.2 シールド推力の作用機構とトンネル軸方向挙動特性

図-3に示す主計測断面の曲げモーメントは、総推力の値が全曲線区間を通じてほぼ一定であることを考慮すれば、大略ジャッキ位置から後方のトンネル軸方向曲げモーメントの分布形とみなせる。これは計測断面Bでの計測結果から得られた曲げモーメント分布（図-3、参考曲線）とよく一致していることから理解される。

曲げモーメントの発生特性は、その符号を回転モーメントと同様に表示すると、ジャッキ位置から2～3mの区間では正の曲げモーメントが発生し、それより後方では負の曲げモーメントに転じている。トンネル軸方向軸力はトンネル先端付近でピークを発生し以降漸減している。また、曲げモーメントの変動傾向は回転モーメントの変動方向および変動量の点で一致している。

1 リング施工間の施工荷重とトンネル挙動に着目する。図-4に示す総推力は掘進時のみを示し停止時（セグメント組立等）は便宜的に0で表示している。回転モーメントは停止時もセグメント組立等に伴うジャッキ操作を検出している。この図に示す掘進中の曲げモーメントは図-3に示す値と同様であるが、停止中には負の曲げモーメントが増加している。これはシールド推力の軸方向力による曲線部の曲げであり、掘進中には反対方向の回転モーメントが作用することにより緩和されることを示すと想定される。

以上のことから、トンネル軸方向曲げモーメントは、回転モーメントによるも

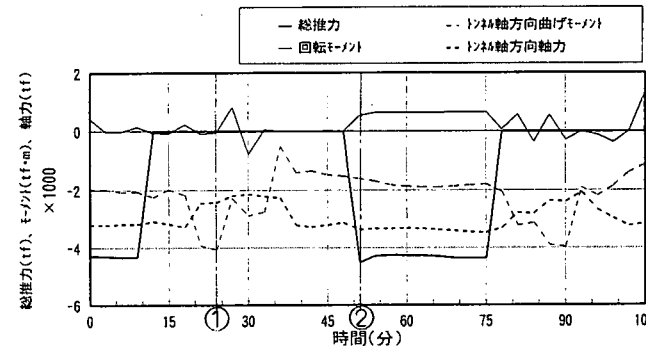


図-4 1 リング施工間のシールド推力とトンネル断面力

のと軸方向力による曲線外側への曲げが合成されて発生し、トンネル先端付近では回転モーメントの伝達が、後方では軸方向力による曲線部の曲げが卓越していることが理解される。換言すれば、トンネルへのシールド推力の作用モードを総推力に基づくトンネル軸方向力とジャッキ推力の重心のトンネル軸芯に対する偏心に起因する回転モーメントに分類することは妥当であるといえる。

4.3 セグメント土圧の変動とトンネル横断面挙動特性

前項では、シールド停止時と掘進中ではトンネル軸方向断面力の発生傾向が異なることを示した。停止状態から掘進に移行する過程での施工時荷重は、停止時にはセグメントを押し付ける軸方向力が作用し、掘進時には、それより大きな軸方向力と新たに回転モーメントが作用すると考えられる。

図-5は、トンネル横断面変位、セグメント土圧および横断面曲げモーメントについて掘進時の停止時に対する相対値を示す（図-4、時刻①と時刻②の間の変動値に対応）。

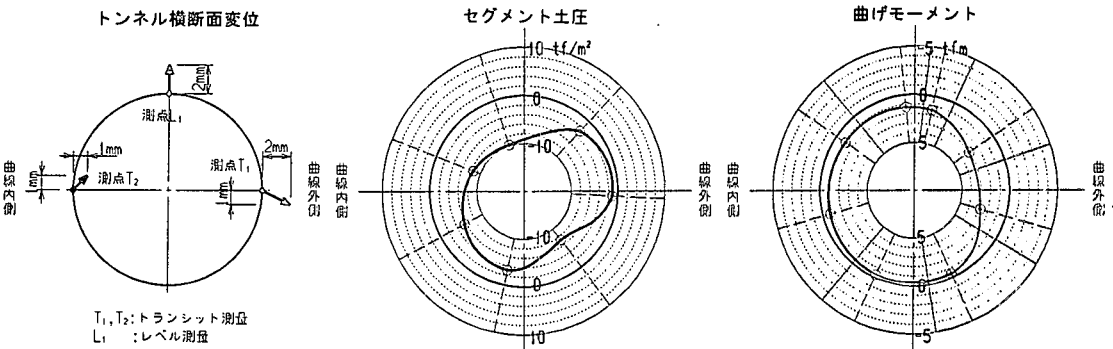


図-5 トンネル変位・セグメント土圧・曲げモーメントの相対変動値（停止時～掘進時）

軸方向力による押し込みにより曲線部外側には地盤反力が発生すると考えられ、測定された変位は曲線外側への移動を示し、横断面曲げモーメントは側部での正の曲げモーメントの増加が顕著であり、トンネルが側部から押された挙動と対応する分布を見せる。一方、土圧計はトンネル全周にわたって荷重の減少が検知されており、曲線外側にも地盤反力は現れていない。想定となるが、曲線外側側部では、側部に地盤反力が生じてセグメントが上下方向に相対変形し、セグメント側部（土圧計）と地盤が離れる方向に移動することにより検知されない、その他の箇所についてはトンネル全体が曲線外側に移動することにより除荷側の値を検知していると考えられる。

5. トンネル軸方向挙動の解析

急曲線施工におけるトンネル軸方向の挙動を合理的に説明するために計測結果を解析上再現することを試みた。以下に解析モデルの概要について述べ、得られた諸値について考察する。

5.1 解析モデル

トンネル軸方向部材のモデルとしては、リング間継手の回転剛性を考慮した等価曲げ剛性を有する弾性支承はりモデル³⁾（以下、等価曲げ剛性モデル）およびセグメント本体の曲げ剛性を有する弾性支承はりモデル（以下、本体曲げ剛性モデル）を用いた。トンネル軸直角方向地盤反力係数は各規準類に地盤のコンシステンシーと対応して示される値⁴⁾、および当該トンネルの横断面設計に用いられた値⁵⁾を参考に断面力の計測結果とフィッティングさせるためのパラメータとして扱った。

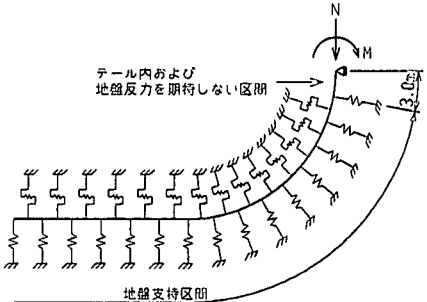


図-6 トンネル軸方向解析モデル

5.2 解析結果

フィッティング計算を実施する過程において、曲げモーメントの発生モードを再現するうえでトンネル先端の境界条件としてトンネル軸直角方向の移動を固定またはバネにより拘束する必要性が把握された。図-7に示すように自由端モデルでは曲げモーメントの発生モードを再現できない。これは現象的には、地盤に貫入したシールドに付帯するジャッキによるせん断方向の拘束と理解される。

表-2に各解析モデルの計算結果を示す。この中で本体曲げ剛性モデルで地盤反力係数を $k_v=1.0\text{kgf/cm}^3$ としたケースが最もよく計測結果を再現している。図-8にこの断面力を計測結果と併せて示す。等価曲げ剛性モデルの場合には軸方向力によるトンネル後方の曲げモーメントが計測値と比較して非常に小さな値となっており、実状を再現していないといえる。当該の急曲線施工においては、図-9に示すように全区間において全断面圧縮となっており、軸方向力が卓越する比較的大断面のシールドの急曲線施工ではセグメント本体の曲げ剛性を用いたモデルがよく実状を再現するといえる。

パラメータとしての地盤反力係数は、トンネル後方の曲げモーメントのフィッティングの観点からは、さらに小さな値が適当である。ただし、地盤の性状から判断して、たとえば $k_v=0.5\text{kgf/cm}^3$ という値が適当であるかは疑問である。この点に関しては解析モデルの全般に関してさらに詳細な検討が必要と考える。

6. まとめ

各種計測の成果として、シールド推力の規模と作用荷重としての特性、トンネル軸方向断面力の規模および発生モードなどが把握された。これによりトンネルの安全性を確認するとともに、計測結果を踏まえた解析を経て作用荷重の評価法や解析モデルに考慮すべき要件などが把握された。

トンネル軸方向の曲げモーメントは先端

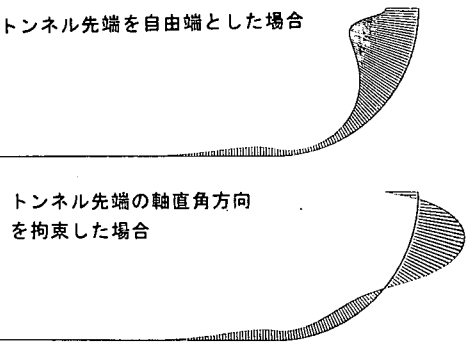


図-7 曲げモーメント発生モードの相違

表-2 解析モデルー解析結果

		等価曲げ剛性モデル		本体曲げ剛性モデル	
断面積	A (cm ²)	0.941		0.941	
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	3.05×10^7		7.57×10^8	
弾性係数	E (kgf/cm ²)	1.7×10^6		1.7×10^6	
地盤反力係数	k_v (kgf/cm ³)	1.0	2.0	1.0	2.0
	k_s (kgf/cm ³)	0.33	0.67	0.33	0.67
解析結果	M ₁ (tfm)	1,500	1,500	1,500	1,500
	N ₁ (tf)	4,210	4,210	4,210	4,210
	M ₂ (tfm)	450	310	2,380	1,510
	N ₂ (tf)	3,550	3,380	3,200	3,170

M₁, N₁ : トンネル先端の最大曲げモーメントとその断面の軸力
M₂, N₂ : トンネル後方の最大曲げモーメントとその断面の軸力

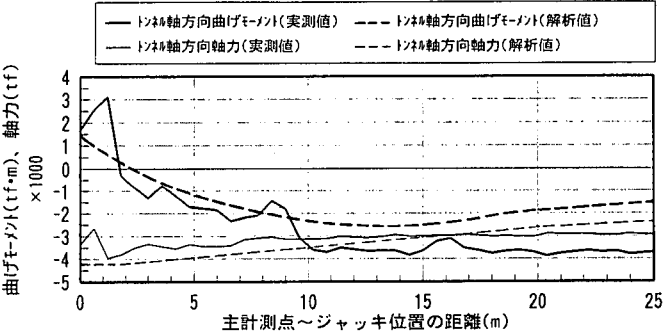


図-8 トンネル軸方向断面力（実測と解析）

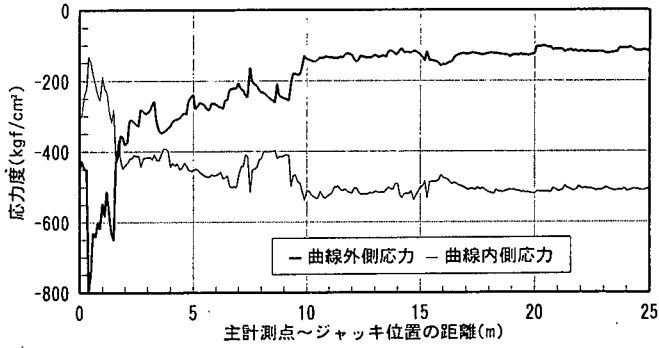


図-9 トンネル軸方向応力度（実測値）

の数メートル区間で回転モーメントに起因する曲げモーメントが発生し、その後方は逆方向の曲げモーメントに転じる。これよりシールド総推力とジャッキ配置を考慮して求める回転モーメントと軸方向力の検討用荷重としての意義が確認された。また、この発生モードを解析上再現するうえで構造モデルにトンネル先端にシールドがあるという境界条件を考慮することが妥当であることも分かった。これら成果は、トンネル軸方向の挙動を把握するうえで必ずしも十分なものではないが、実測に基づく資料として有用なものとする。なお、土圧計の設置および坑内での変位測量はシールドトンネル軸方向の設計に適用する地盤反力係数の値を直接的に測定することを主目的として実施したものであるが現時点では得られていない。今後、既知の変位と断面力に基づいたトンネル横断面に対する解析的なアプローチにより検討したいと考える。

参考文献

- 1) 岡田，岸，寺田，吉田：大深度泥水式シールドの施工計画，第51回年次学術講演会，VI-209，1996.9.
- 2) 岡田，岸，藤塚，吉田：急勾配泥水式シールドの施工計画，第51回年次学術講演会，VI-210，1996.9.
- 3) たとえば，建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その1），土木研究所資料第2262号，1985.10.
- 4) 土木学会：トンネル・ライブラリー第6号 セグメントの設計，PP.11～13，1994.6.
- 5) 岡田，岸，吉田，杉嶋：大深度シールドトンネルのセグメントの解析，第51回年次学術講演会，III-119，1996.9.