

近接施工の影響を受けるシールドトンネルの 検討手法の提案とその適用例

中村 信義¹・川村 努²・泊 弘貞³・村上 博智⁴

¹正会員 (株) 関東エンジニアリング 技術本部長 (〒116-0014 東京都荒川区西日暮里6丁目60-10)

²正会員 メトロ開発株式会社 技術部部长 (〒107-0052 東京都港区赤坂5丁目4-5)

³正会員 帝都高速度交通営団事業開発部課長 (〒110-0015 東京都台東区東上野3丁目19-6)

⁴正会員 早稲田大学名誉教授 (〒352-0014 埼玉県新座市栄4丁目6-33)

シールドトンネルに近接して工事が行われる場合のトンネル覆工の安全性の検討は、一次覆工(セグメント)を対象に行われているが、トンネルとの離れが極めて小さい近接施工、またトンネルが大断面の場合には、セグメントの強度が不足し、二次覆工をも構造部材として検討する手法が必要となる。本論文は、営団地下鉄のシールドトンネルを対象に、二次覆工を構造部材と考える最近の研究を参考とした検討手法を提案し、この提案による検討事例を示したものである。検討事例においては、二次覆工を構造部材とした場合の横断方向および縦断方向の検討を行った。結果としてトンネルの安全が確保されたうえで、補強工法の少ない経済的施工が可能となった。

Key Words: shield tunnel, adjacent construction, secondary lining

1. はじめに

近年都市施設の幅狭化に伴い近接施工の必要性が高まり、工事に伴う影響検討は多様化し、高い技術的判断が求められるようになってきた。近接施工の技術は、経験工学的なイメージが強く、各企業者ごとにその研究や検討が進められているが^{1), 2)}、主に工事を行う立場からのものや検討が多く、近接施工の影響を受ける立場からの研究、特にシールドトンネルを対象とした事例は、我が国におけるシールドトンネル建設の歴史が浅いこともあって今のところあまり多くはない。

シールドトンネルは、周辺地盤の地中応力とバランスして安定しているが、近接施工の影響を受ける場合そのバランスがくずれることとなる。特に大断面シールドトンネルにおいては、小さな変位によっても大きな応力が発生し不安定な構造となるため、トンネルの安全性の検討は重要な事項となる。シールドトンネル覆工の設計は、通常一次覆工(セグメント)を構造部材とし、二次覆工は防水、防錆、防振等を目的とした補助部材として行われているが、近接施工の影響を受ける場合には、覆工に高い強度と剛性が要求される例が多く二次覆工部材を構造部材として設計する手法が必要となる場合が多い。

二次覆工を構造部材とする設計手法は、最近トンネルの横断面^{3), 4), 5), 6), 7)}、および縦断面^{8), 9), 10)}につい

て実験を含めた研究が行われており、本論文では、これらの研究を参考としている。

本研究では、鉄道トンネルとして大断面シールドトンネルを都内全域に34.2km保有し、近接施工の事例が多くなった営団地下鉄を対象に、最近の近接施工の事例を整理し、上記の研究にもとづく二次覆工部材の安全性の検討手法について提案するとともに、この手法による検討内容および工事における計測の実施例を示し、この提案の検証を行うものである。

2. 最近の事例と検討における問題点

営団地下鉄において、シールドトンネルに近接して工事が行われ、シールドトンネルの安全について検討を行った事例は表-2.1に示すごとく26箇所と最近増加している。近接工事の内容は、建築工事が主体であるが、最近では、道路、下水、電気通信のシールド工事が多くなってきた。各事例の検討において問題になった内容はトンネルへの作用荷重の変化量の算定およびトンネル覆工の安全性の検討手法であった。本研究では、これらの問題点を整理し、検討手法を提案するとともに側部の掘削事例として江東Mビルの、また上部および側部掘削の事例として千代田Nビルの検討内容を示す。

表-2.1 近接施工のケース及び最近の事例

ケース	モデル図	所在地件名	地下鉄トンネルの構造				トンネルの地味		新設構造物の構造施工法				
			種別	シールド		セグメント構造	二次覆工の有無	水平	鉛直	構造物の規模構造		施工法	
				直径	土被					規模(基礎杭)	掘削深	土留工	鉄工
上部掘削工事		①文京Kビル	南	9.8 ^m	32.0 ^m	珩(コ)	有	-	19.0 ^m	ビル、B-2,F-20	13.0 ^m	SMW	鋼製
		②千代田M1ビル	半	9.8	21.5	RC(珩)	有	-	1.3.5	ビル、B-2,F-7	8.0	SMW	鋼製
		③文京Yビル	千	6.5	11.1	RC(珩)	無	-	9.1	ビル、B-1,F-6	2.0	横矢板	
		④千代田M2ビル	半	9.8	20.6	RC(珩)	無	-	17.4	ビル、B-1,F-4	3.0	横矢板	鋼製
		⑤荒川Yビル	千	6.5	8.7	RC(珩)	無	-	7.5	ビル、F-4	1.0		
		⑥北首都高	南	6.6	29.2	珩(コ)	有	-	2.9	道路メガネ型		分割施工	炭注
		⑦北首都高	南	9.8	17.7	珩(コ)	有	-	4.2	道路箱形、20.7 ^m ×7.9 ^m	13.5 ^m	鋼矢板	鋼製
		⑧文京水路	千	6.5	17.5	珩(備)	無	-	4.0	水路箱形、7.1 ^m ×8.9 ^m	13.5	鋼管矢板	
側部掘削工事		①千代田Nビル	千	9.8	18.1	珩(備)	有	1.6	6.0	ビル、B-4,F-44(φ2.2-3.0)	28.4 ^m	連続壁	逆巻
		②千代田Sビル	半	9.8	27.3	RC(珩)	有	1.5	6.2	ビル、B-2,F-23	15.4	SMW	鋼製
		③江東Mビル	東	6.75	9.9	RC(珩)	有	1.6	3.2	ビル、B-1,F-7(φ1.0 ^m)	6.7	SMW	鋼製
		④千代田Kビル	半	9.8	12.3	RC(珩)	無	0.8	-	ビル、B-3,F-15	22.4	連続壁	逆巻
		⑤千代田Tビル	南	9.8	19.0	珩(コ)	無	1.0	1.3	ビル、B-3,F-16	18.6	連続壁	逆巻
		⑥千代田Nビル	南	9.8	13.5	RC(珩)	無	5.9	-	ビル、B-3,F-15(φ1.2-2.0)	20.5	連続壁	逆巻
基礎杭工事		①中央Nビル	半	9.8	25.6	RC(珩)	有	1.5	-	ビル、B-1,F-12(φ1.5 ^m)	5.4 ^m	SMW	鋼製
		②江東Tビル	東	6.75	16.7	RC(珩)	有	3.5	-	ビル、B-1,F-13(φ1.5 ^m)	7.1	SMW	鋼製
		③千代田Kビル	半	9.8	23.0	RC(珩)	有	1.1	2.0	ビル、B-2,F-6(φ1.4 ^m)	4.1	横矢板	鋼製
		④千代田KDビル	半	9.8	19.4	RC(珩)	有	-	5.6	ビル、B-0,F-2(φ0.4 ^m)	1.2	横矢板	鋼製
		⑤中央TAビル	有	6.7	25.7	珩(コ)	有	0.5	3.9	ビル、B-0,F-2(φ0.6 ^m)	2.1	横矢板	鋼製
		⑥中央Tビル	有	9.8	19.0	RC(備)	有	1.0	-	ビル、B-0,F-7(φ1.5 ^m)	2.0	横矢板	鋼製
		⑦千代田Sビル	有	9.8	15.2	珩	無	2.2	-	ビル、B-1,F-8(φ1.5 ^m)	6.0	横矢板	鋼製
シールド工事		①溜池幹線S	千	9.8	12.7	珩(備)	有	-	17.7	シールド、φ7.7 ^m		泥水式工法	
		②N T T 豊洲S	有	6.9	14.0	RC(珩)	無	-	7.9	シールド、φ2.9 ^m		泥水式工法、炭注	
		③東電晴海S	有	6.9	19.2	RC(珩)	無	-	20.2	シールド、φ5.5 ^m		泥水式工法	
		④飛鳥山幹線S	南	9.8	19.6	RC(珩)	無	-	10.2	シールド、φ4.3 ^m		泥水式工法	
		⑤地下鉄1号線環状線S	南	9.8	19.6	RC(珩)	無	4.5	-	シールド、φ17.1 ^m		泥水式工法	

(注) 線名 (東) 東西線 (半) 半蔵門線 セグメント構造 (中) 中子型(箱) 箱形 構造物の規模 B-地下下階
 (有) 有楽町線 (南) 南北線 (千) 千代田線 (平) 平板型(コ) コルゲート型 F-地上階

3. 検討手法の提案

(1) 作用荷重の支持方法と安全性の検討フロー

現状における作用荷重は一次覆工(セグメント)のみで支持し、近接施工に伴う変化荷重は一次覆工と二次覆工の両者で支持するものとする。また安全性の検討はシールドトンネルの横断方向と縦断方向に分けて下記の順序で行うこととする。

- ① 現状の作用荷重によるセグメントの断面力の算定
- ② 近接施工に伴う作用荷重の変化量の算定
- ③ 変化荷重を受けるトンネル覆工(一次覆工+二次覆工)の断面力の算定
- ④ トンネル覆工の安全性の検討
- ⑤ 変化荷重を受ける縦断方向の断面力の算定および安全性の検討

安全性の評価は許容応力度法により行うこととし各断面に発生する応力度は、①と③を累加する方法とする。以下には各項目について詳述する。

(2) 現状の作用荷重によるセグメントの断面力の算定

セグメントの設計手法は土木学会の「トンネル標準仕様書(シールド工法編)」¹¹⁾に、慣用法、修正慣用法、およびりばねモデルによる手法などが示されている。近接施工の場合、作用荷重は工事の進捗に伴い変化し、

荷重も偏荷重となることが多い。またトンネルの安全管理では、トンネルの変形量を把握する必要がある。本研究ではこれらの条件に対し、すべての荷重に対応でき、セグメントリングの力学的挙動を合理的に解析できるはりばねモデルによる手法^{3), 4)}を適用することとした。

この手法の構造モデルは、図-3.1に示すように、千鳥組を前提にして、セグメント本体を円弧ばりに、セグメント継手を曲げモーメントに対する回転ばねに、リング継手をせん断ばねに評価したモデルとしている。

またセグメントの周辺には地盤ばねをリング断面の放線方向と接線方向に設定し、シールドトンネルが外側に変形するとき、これらのばねが働くものとして解析を行う。解析に用いる回転ばね定数、せん断ばね定数は実験により定めるほか参考文献³⁾に示す手法により求めることができる。

なお、営団地下鉄ではセグメントの設計手法を1980年以降はりばねモデルにより行っており¹³⁾、近接施工の検討もこれと整合する手法とした。

(3) 近接施工に伴う作用荷重の変化量の算定

a) 鉛直荷重

鉛直荷重は新設構造物の自重、施工に伴う鉛直土圧および地下水位の増減により変化する。このうち検討事例の多い建物の基礎杭、仮設の土留め杭等の荷重が集中荷

重としてトンネルに作用すると考えられる場合は、文献13)を参考として、図-3.2に示すように「ブーシネスクの式」による分散荷重により地中応力を算出することとし設計荷重は覆工の安全性と経済性とを考慮して算出された最大地中応力 σ_{max} と平均地中応力 σ_{mean} の平均値とした。またトンネルに作用する鉛直土圧は、当初の設計ではゆるみ荷重を採用した例が多いが、近接施工で周辺地盤に変状が生ずると、全土被り土圧が作用し強大な荷重となることがあり注意を要する。地下水位は工事に伴い変化するため施工に合わせた水位を設定する。

b) 水平荷重

水平荷重は鉛直土圧の増減、地下水位の低下、トンネル側部の地盤変状により変化する。鉛直土圧の増減に伴う水平荷重は、その増減量に側方土圧係数を乗ずることにより算出する。また地盤変状の範囲、変位量は施工法、地盤の性状により異なるが、このうち事例の多いトンネルの側部が掘削される場合は、土留め壁の変位を弾塑性法により算出し、この変形量から変化荷重または土圧係数を地盤の性状を考慮して評価する方法を用いる。なお、厳しい条件下での近接施工の場合には、シールドトンネルを含めた地盤を有限要素法により解析し、トンネル周辺の地中応力、地盤変位およびトンネルの変位を算出する手法を採用することにした。

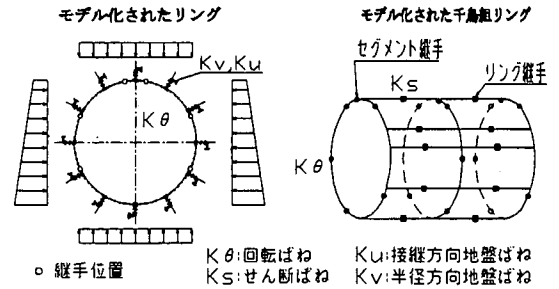


図-3.1 セグメントの構造モデル

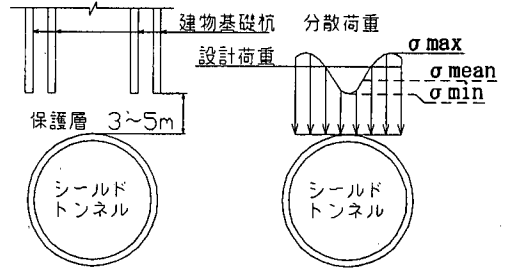


図-3.2 「ブーシネスクの式」による増加荷重

(4) 変化荷重を受けるトンネル覆工の断面力の算定

変化荷重はセグメントと二次覆工で支持するため、二次覆工は構造部材として取り扱う。最近、二次覆工を構造部材として取り扱う研究が行われており^{5), 6), 7)}、本研究ではこの内容を参考とした。これらの研究ではダクトイルセグメントや鋼製セグメントに二次覆工を行った場合は合成構造として、またコンクリート平板形セグメントに二次覆工を行った場合には、重ね構造として解析している。これらの解析には、セグメントを千鳥組したはり-ばねモデルとして忠実に評価する方法と、セグメントリングを曲げ剛性の有効率を用いて ηEI (EI はセグメントリング単体の曲げ剛性)をもつ一樣なリングとして評価する方法とがあるが、本研究では検討の汎用性と簡便性とを考慮して後者の手法を採用することとした。これによると、合成構造とみなせる場合の検討手法は図-3.3に示すように、セグメントリングは曲げ剛性 ηEI をもつ剛性一樣なリングとし、これと二次覆工とが弾性係数比により合成されたリングとして解析を行うものである。なお、ここに示す曲げ剛性の有効率 η は文献6)を参考に図-3.4に示すフローにより算出する。

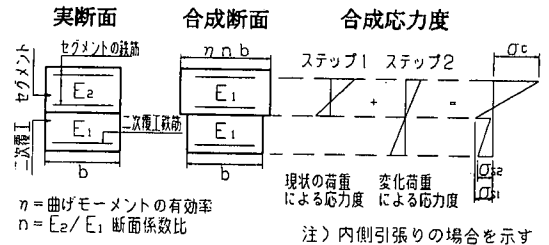


図-3.3 応力度の累加方法

(5) シールドトンネルの安全性の検討

シールドトンネルの安全性の検討は各断面に発生する応力度を許容応力度法により照査する方法とした。各断面の応力度は、図-3.3に示すように、ステップ1の現状の荷重によるセグメントのみの応力度とステップ2

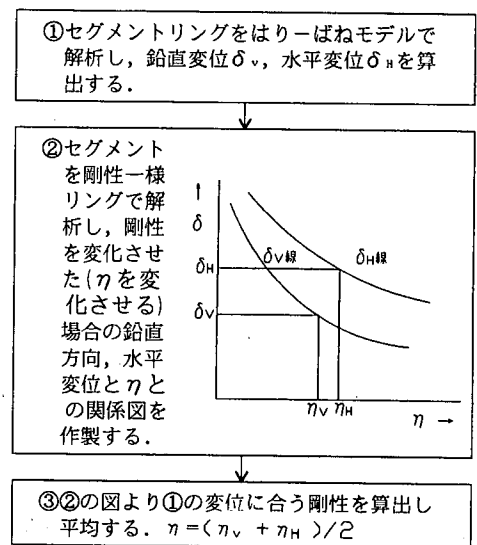


図-3.4 η の算出フロー

の変化荷重による合成断面の応力度とを累加して求めることとした。

(6) 変化荷重を受ける縦断方向の断面力の算出および安全性の検討

近接施工等によって偏荷重を受けるトンネルの縦断方向の解析は、トンネルを剛性一様な棒部材とした弾性床上的の梁として解析する手法が一般的に採用されている。

これに対して最近トンネルのリング継手部の影響を評価し、図-3.5に示すようにセグメントリングと二次覆工リングとを合成した棒部材に評価し、リング継手部を回転ばねおよびせん断ばね部材に、またトンネル周辺の地盤を地盤ばねにそれぞれ評価して解析する手法が研究され^{8), 9), 10)} 実用化されている。

本研究では、地下鉄トンネルが、トンネルの変形に対して列車の運行上厳しい制約を受けることから、大きな変化荷重を受ける場合や、大きな変形が予想される場合にはこの手法を適用することとした。

セグメントと二次覆工とが合成構造として考えられる場合には、リング継手部に曲げモーメントが作用したときの力の釣り合いと変形状態を、図-3.6に示すように圧縮側においてはセグメントと二次覆工の合成断面が有効であるとし、引張り側ではリング継ぎボルトと二次覆工の鉄筋とが有効であるとした。また引張り部材に作用する引張力 T と継手部の変位とは $T = K_{\gamma u} \delta$ の関係が成立するとしている。ここに $K_{\gamma u}$ はボルトと二次覆工の鉄筋および継手板のばねの総量であり参考文献³⁾に示される手法により算出できる。

これにより、継手部の回転角 θ は、

$$\theta = 2T / Y_t K_{\gamma u}$$

で表され、回転ばねのばね定数は、

$$K_\theta = M / \theta = M \cdot Y_t \cdot K_{\gamma u} / 2T$$

により算出される。

なお、ボルトの初期締め付け力によって継手部には十分な摩擦抵抗力が生じ、リング継手間にずれは生じないと考えられるため、せん断ばねのばね定数は無限大とした。また安全性は、各部材の発生応力度を許容応力度法により照査するほかに、トンネルの変形量が鉄道運行上の保守限界値内にあることにより確認を行う。

4. シールドトンネルの側部における建築工事の例(事例1)

本事例は営団地下鉄東西線東陽町付近においてシールドトンネルに近接して、建築工事が行われた事例である。

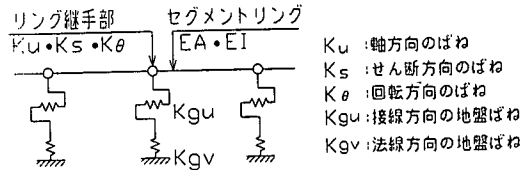


図-3.5 シールドトンネルの棒構造モデル

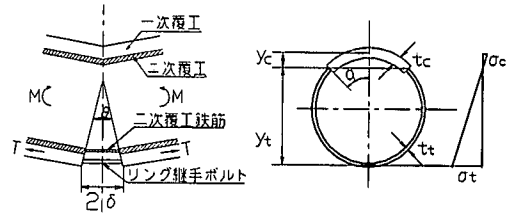


図-3.6 リング継手部の力のつ合いと変形状態

(1) シールドトンネルの構造

東西線のシールドトンネルは、昭和40年代に営団で最初に建設したシールドトンネルであり、建設後約35年が経過している。地質は東京下町の軟弱地盤であり、周辺地盤の沈下に伴いトンネルの漏水が多くなってきたため平成2年頃に二次覆工を行っている。この事例では、一次覆工(中子形セグメント)と二次覆工とが合成された構造であるとして検討を行った。一次覆工は図-4.1に示すとおりで、外径6.75m、セグメント幅80cmの中子形セグメントである。主桁高さは30cm、主桁幅は15cm、背板の厚さは12cmとなっている。二次覆工は、図-4.1に示すようにH形鋼(H-150)をリング状に組立て、その内側に厚さ27.5cmの鉄筋コンクリートを打設したものである。円周方向の主鉄筋はD25をH形鋼の間に20cm間隔に3組配置している。縦断方向には、H形鋼の組立用として、継ぎボルトM22を約1.0m間隔に配置し、その中間にD13の鉄筋を配筋として各2本配筋している。

(2) ビルの建築計画

ビルはSRC構造で地上7階、地下1階、基礎には場所打ちコンクリートの支持杭を用いる。

シールドトンネルに影響を与える土留めの計画を図-4.2に示す。シールドトンネルは土被り9.9m、ビルとの離れが0.8mである。

地質は沖積粘性土の有楽町層で、N値は2~4と軟弱であり、土留め工はシールドトンネルと近接するため、以下に示す対策工を併用した。

- ① 山留め壁(SMW工法)の根入れは10mとし、芯材の剛性を高くして(H-450×200@450)トンネル側部の変位をできるだけ抑制する。
- ② JSG工法による先行地中梁を施工し、山留め壁の変位を抑制する。
- ③ シールドトンネルに近い基礎杭の上部鋼管(ケーシング兼用)を長くし、杭の施工に伴う地盤の乱れ

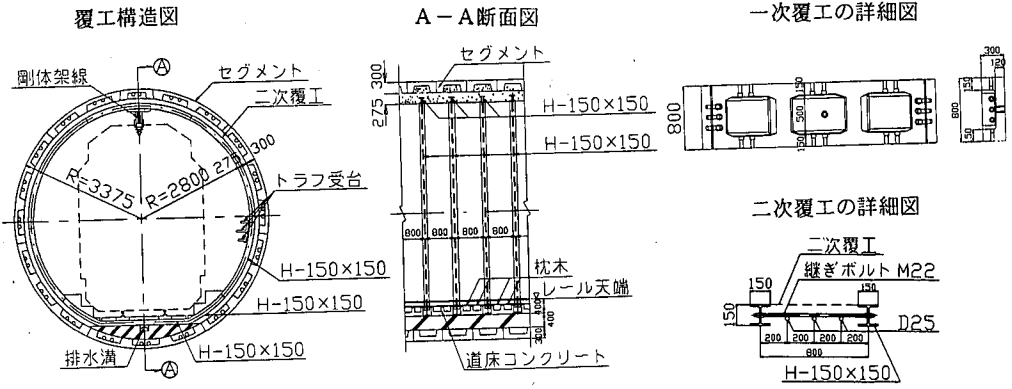


図-4.1 覆工構造図

を抑制する。

掘削による土留め壁の変位を弾塑性法により解析したところ、シールド側部において2.5mm~4.0mm、平均3.5mm掘削側へ変位するという結果となった。

(3) 建設時の断面力の算定

建設時の設計は慣用計算法により行っているが、現状におけるセグメントの断面力の算定は、はり-ばねモデルによる手法を用いて行った。

計算に必要な断面諸定数は以下のとおりである。

セグメントの断面諸量 (1リングあたり)

- 断面積 : $A = 1633.5 \text{ cm}^2$
- 断面二次モーメント : $I = 152,000 \text{ cm}^4$
- 弾性係数 : $E = 42.5 \text{ kN/mm}^2$
- 回転ばね定数 : $K_{\theta+} = 12,54 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$
- : $K_{\theta-} = 8,26 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$
- せん断ばね定数 : $K_s = \infty$

各種ばねのばね定数の算出は参考文献3) による。なお、以降のばね定数についても同様である。

現地での地質調査の結果、現状の土質定数は、シールドが設置されている深度におけるN値が2~4と軟かい粘土層であることより、文献11), 13) を参考として、側方土圧係数は $\lambda = 0.8$ (当初設計と同じ)、地盤反力係数は $K = 3 \text{ MN/m}^3$ とした。

荷重図および計算された曲げモーメント図を図-4.3に示す、これによれば正の最大曲げモーメントは、クラウン部に発生し、 $M = 23.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、負の最大曲げモーメントは、左側上部で $M = 20.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$ である。またその発生位置における軸力は表-4.1に示す結果となった。

(4) 作用荷重の変化量の算定

本事例では側部の掘削に伴い水平荷重が変化する。

ピルの掘削に伴う土留め壁の変位は、弾塑性法の解析結果から約3.5mmとなった。この変位により土は掘削側へ移動し、シールドトンネルに作用する側方土圧は減少する。

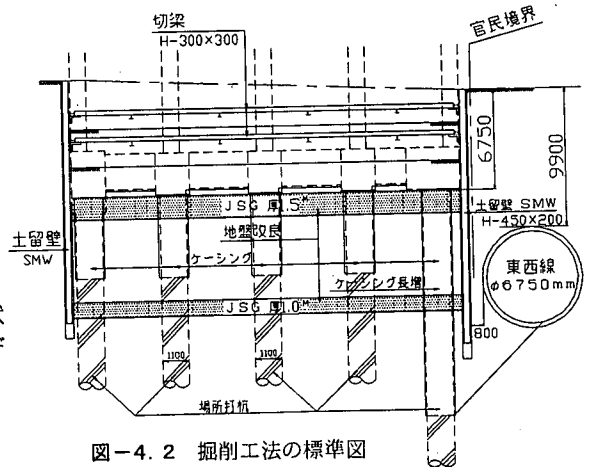


図-4.2 掘削工法の標準図

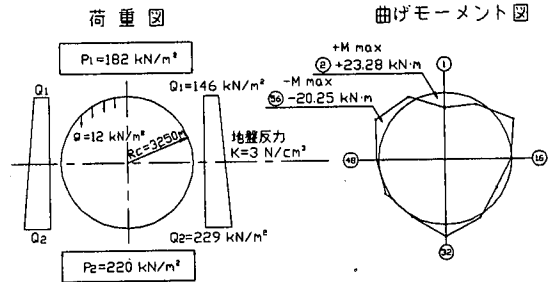


図-4.3 現状における荷重と曲げモーメント図

Terzaghiの理論等によれば、主働土圧が極限値に達するのは、土留め壁の移動量が掘削深さの1/2000程度であることが知られている¹⁴⁾。本事例における移動量はトンネルの中心までの深さの1/4300程度であり、静止土圧から主働土圧への変化過程にあると考えられる。

しかし、現状ではこれを定量的に定めることは困難であり、設計の安全側を考慮して掘削側の側方土圧を主働土圧で評価した。なお、静止土圧係数は $\lambda = 1 - \sin\phi = 0.8$ として、これより主働土圧係数は $K_a = 1 - \sin\phi / 1 + \sin\phi = 0.67$ と求めた。この結果、変化荷重は25~37kN/m²とトンネルを建物の掘削側へ引張る方向の荷重となった。

(5) 変化荷重を受けるシールドトンネル覆工の断面力の算定

a) 合成断面の評価およびその算定

1) セグメントの曲げ剛性の有効率 η の評価

- ① はり-ばねモデルによる鉛直変位 δ_v と水平変位 δ_H は、はり-ばねモデルを用いた計算結果よりそれぞれ $\delta_v=1.3\text{mm}$ 、 $\delta_H=2.3\text{mm}$ となった。
- ② 曲げ剛性 ηEI なるリングにおいて η をパラメータとした δ の計算結果は、図-4.4に示すとおりとなった。
- ③ η_v と η_H の平均値から定めた η は以下となった。 $\eta = (0.86 + 0.68) \times 1/2 = 0.77$

2) 合成断面の諸量の算出

実断面と合成断面とを対比した図を図-4.5に示す。合成断面は二次覆工の弾性係数に合わせた断面とした。また、一次覆工のセグメントは曲げ剛性 ηEI を持つ剛性一様なリングとした。その結果は以下のとおりである。なお、セグメントの安全を高めるため補強鋼材は考慮しないこととした。

- セグメントの弾性係数： $E_1 = 42.5 \text{ kN/mm}^2$
- 二次覆工の弾性係数： $E_2 = 25.5 \text{ kN/mm}^2$
- 弾性係数比： $n = E_1/E_2 = 1.67$
- 換算断面積： $A = 5286 \text{ cm}^2$
- 換算断面二次モーメント： $I = 1.432 \times 10^6 \text{ cm}^4$

b) 掘削に伴う地盤反力係数の評価

現地盤の地盤反力係数は、 N 値=3より $K=3\text{MN/m}^3$ としているが、現地における地質調査の結果、液性限界は70%、自然含水比は60~70%と鋭敏性の高い粘性土であることがわかった。土留め壁の変位により地盤反力係数は低下するが、土留め壁の変位は平均3.5mm、深さとの比率が1/4300程度であり、主動土圧への変化過程にあることと考えられたため本事例ではその低下率を1/2と評価し、 $K=1.5\text{MN/m}^3$ とした。

この1/2という数値は経験則に基づくものであり、緩められた地盤の地盤反力係数の定量的な評価方法は今後の課題の1つと考えている。

c) 変化荷重を受けるシールドトンネル覆工の

断面力の算定

変化荷重に対し、一次覆工と二次覆工との合成断面で抵抗するものとして断面力の算定を行った。図-4.6は変化荷重と算出された曲げモーメントを示したものである。これによると、トンネルは建物の掘削側へ25~37 kN/m^2 で引張られ、これに伴いトンネルは横長につぶれる形となり、正の曲げモーメントは底部の左側の節点36で $M=13.9\text{kN}\cdot\text{m}$ 、負の曲げモーメントは側部左側の節点48で $M=17.6\text{kN}\cdot\text{m}$ が発生している。

(6) トンネル覆工の安全性の検討

現状の荷重は一次覆工で支持し、ビルの建設に伴う変化荷重は一次覆工および二次覆工の合成断面で支持する

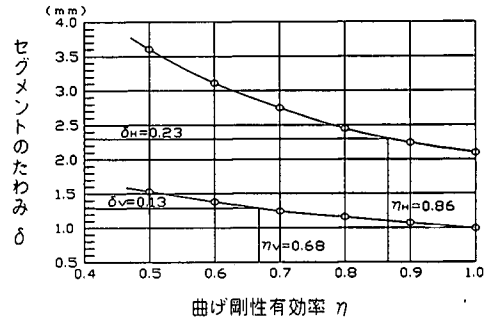


図-4.4 $\eta - \delta$ の関係図

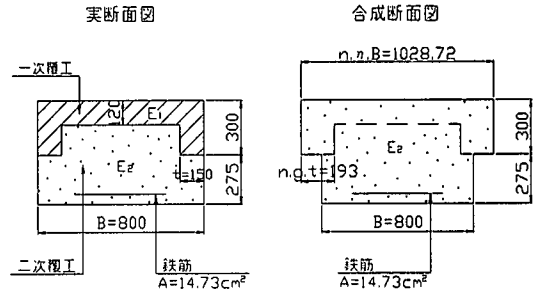


図-4.5 実断面と合成断面図

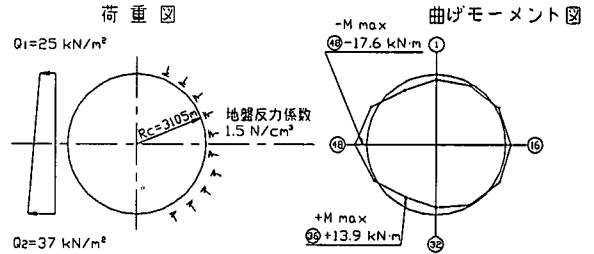


図-4.6 変化荷重および曲げモーメント図

表-4.1 断面力および応力度表

断面力	+M max No.2			-M max No.36			許容応力度
	現状	増加	累計	現状	増加	累計	
軸力 N (kN)	445.2	0.5	445.7	525.7	-12.8	512.9	—
一次覆工外周鉄筋	-57.9	-3.35	-61.3	-42.8	-5.01	-47.8	140
二次覆工鉄筋	—	12.6	12.6	—	26.3	26.3	140

応力度の単位 N/mm^2

とした。したがって、一次覆工には現状における断面力に変化荷重による断面力が累加され二次覆工は変化荷重の一部を支持することとなる。一次覆工であるセグメントに発生する最大断面力は図-4.3に示す節点2に発生し、外周の鉄筋には 61.3N/mm^2 の圧縮応力度が生じる。

一方、二次覆工に発生する最大断面力は、図-4.6に示す節点36の鉄筋に $26.3\text{N}/\text{mm}^2$ の引張り応力度を生じさせる。また負の曲げモーメントによる最大応力度は節点48に生じるが、全断面圧縮となり二次覆工鉄筋の応力度は $4.3\text{N}/\text{mm}^2$ と小さな値となった。本トンネルの二次覆工は剛性が大きいため、合成断面を用いた検討では発生応力度が小さくなり、いずれも許容応力度に対して十分に余裕のある値となった。この結果トンネルの安全性が確保されることを確認した。

表-4.1はそれらの計算結果のうち一次覆工および二次覆工に発生する最大断面力とそれによる応力度を示した表である。

(7) シールドトンネル縦断方向の安全性の検討

ビルの掘削に伴い、掘削側の側方土圧が減少してトンネルは掘削側へ変位する。図-4.7はシールドトンネルの縦断方向に作用する荷重および解析モデルを示したものである。

作用荷重は、トンネルの変位量をビルの掘削による土留め壁の変位量(3.5mm)と同じと考え、この変位量を生じさせる荷重を逆算し $119\text{kN}/\text{m}$ とした。地盤反力係数は、すでに述べた横断方向の場合と同様に現地盤における $3\text{MN}/\text{m}^3$ が $1/2$ に低下すると考え近接施工範囲については $1.5\text{MN}/\text{m}^3$ とした。解析モデルはシールドトンネルを棒部材に置換し、リング継手部に回転ばねを持つ弾性床土上の梁とした。解析範囲は左右対称であるので半断面とし、掘削の外側30リング(24.0m)を含めて全長を65.6mとした。

トンネル部の合成断面の諸定数は弾性係数比を考慮して二次覆工コンクリートの断面に換算した。その結果は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} \text{換算断面積} & : A = 11.2\text{m}^2 \\ \text{換算断面二次モーメント} & : I = 53.6\text{m}^4 \\ \text{弾性係数} & : E = 31\text{kN}/\text{mm}^2 \\ \text{リング間の回転ばね定数} & : \\ & K_{\theta} = M/\theta = M \cdot Y_t \cdot K_{\gamma\mu} / 2T = 122\text{GN}/\text{rad} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} M & : \text{部材に作用する曲げモーメント} = 10\text{MN} \cdot \text{m} \\ Y_t & : \text{中立軸から引張り端までの距離} = 442\text{cm} \\ K_{\gamma\mu} & : \text{ボルト・鉄筋のばね定数} = 4.41\text{MN}/\text{cm} \\ T & : M \text{によりボルトに作用する引張力} = 15.9\text{kN} \end{aligned}$$

である。

計算の結果、最大曲げモーメントは $10.5\text{MN} \cdot \text{m}$ と大きな値となり、これによる引張側の二次覆工の鉄筋の応力度は $\sigma_s = 129\text{N}/\text{mm}^2$ と許容応力度に近い値を示した。

以上の検討の結果から本シールドトンネルは横断方向では十分な耐力を持つが、縦断方向では二次覆工の鉄筋に大きな応力度が発生するためトンネルの変位を3.5mm以下に管理する必要があることがわかった。このため施工時にはトンネル変位の計測管理を行うこととした。

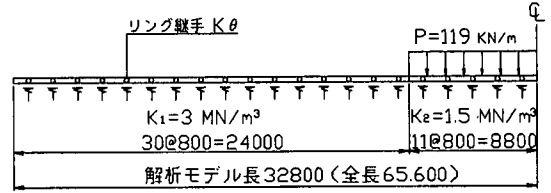


図-4.7 解析モデル図

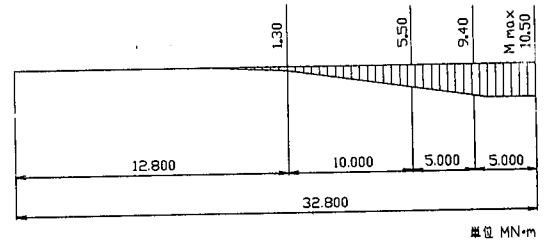


図-4.8 曲げモーメント図

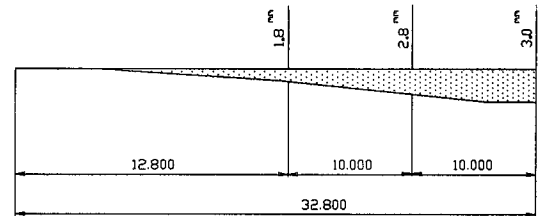


図-4.9 たわみ図

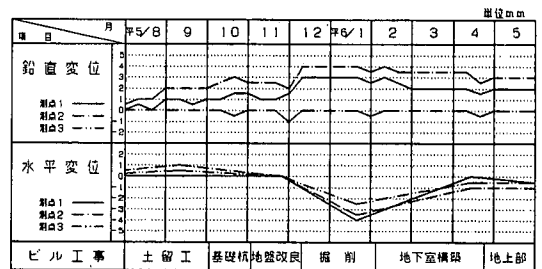


図-4.10 トンネル変位の経時経過 (計測結果)

(8) 計測管理

a) 計測内容

計測はトンネル縦断方向の変形量に着目して、トンネル断面の鉛直方向および水平方向の変位計測を行った。

鉛直方向の変位は、トンネル内に14.0m間隔で3箇所設置した沈下計により自動計測を行い、水平方向の変位は軌道中心に7.0m間隔に5箇所の標点を設置し、トランシットにより測定した。また、掘削の土留め壁の壁面には傾斜計を設置し、その変位を測定している。

b) 計測結果

鉛直方向および水平方向の変位の経時変化と工事内容との関係を図-4.10に示す。鉛直方向の変位は、土留工、基礎杭の打設、地盤改良工事および掘削工事に伴い $2 \sim 4\text{mm}$ 隆起し、その後は工事による変化はほとんどなかった。一方水平方向の変位は、土留工の工事中にビルと

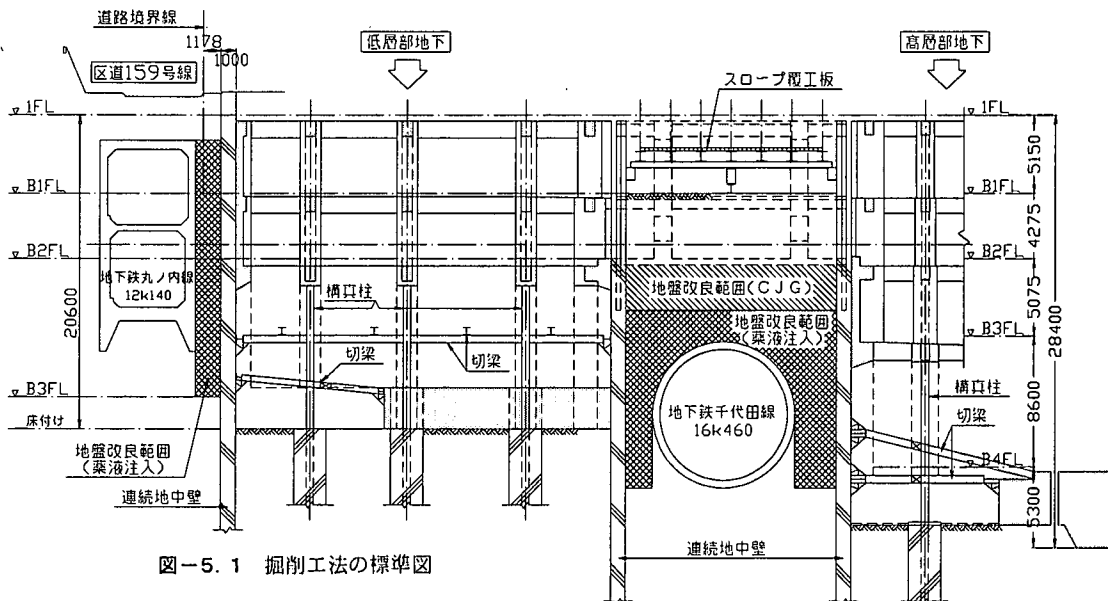


図-5.1 掘削工法の標準図

反対側に押出される方向に0.5~1.0mm変位し、その後の掘削工事では反対にビル側へ3~4mm移動したが最終的には建物荷重の载荷に伴い元へもどる方向に移行し、0.5~1.0mmの変位が残留した。また、土留め面の壁面の変位は、3~4mmの値を示し予測値とほぼ一致した。トンネル内での目視検査では、クラック等の発生もなくビルの建築工事に対してトンネルの安全性は確保されたものと推測される。

5. シールドトンネルの上部および側部における建築工事の例(事例2)

千代田区永田町二丁目の旧山王ホテル跡で高層ビルの建築工事が行われた。この工事は、地下鉄丸ノ内線、銀座線、南北線、千代田線と近接しており、特に千代田線のシールドトンネルでは、その上部および側部を大規模に掘削される工事であった。

(1) シールドトンネルの構造

この工事の影響を最も大きく受ける千代田線のトンネルは、昭和46年に建設されたものである。トンネルの建設時には旧山王ホテルがあり、その建物荷重と将来の建替えをあらかじめ考慮し、一次覆工にはダクタイルセグメントを使用し、これに鉄筋コンクリートの二次覆工を施工している。

覆工の構造断面図を図-5.2に示す。一次覆工には外径9.80m、セグメント幅80cm、桁高40cmの箱形ダクタイルセグメントを用いている。

二次覆工は厚さ15cmの鉄筋コンクリートで実施された。鉄筋は円周方向にD16を25cm間隔に、縦断方向にはD13を26cm間隔に配筋している。

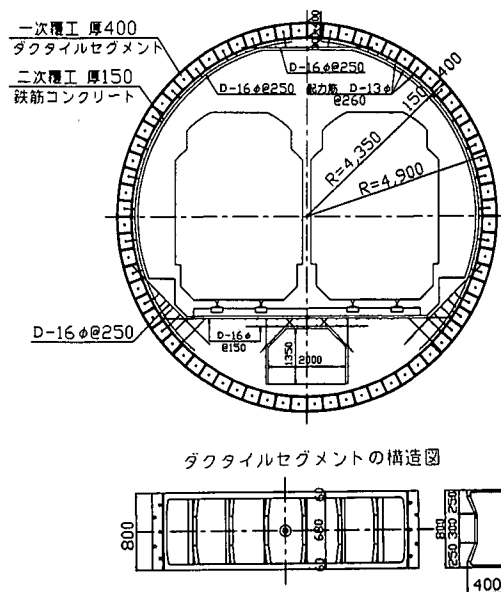


図-5.2 覆工構造の断面図

二次覆工のコンクリートはポンプにより打設し、トンネル上部にはモルタル注入を行ってダクタイルセグメントとの一体化する構造としている。

(2) ビルの建築計画

計画されたビルは、高層棟と低層棟からなり、高層棟は、地上4階、地下4階で、低層棟は地上2階、地下3階である。図-5.1はシールドトンネルに影響を与える掘削工法の標準図を示したものである。シールドトンネルの両側に構築される連続地中壁は厚さ1.0mで、トンネルとの離れは高層棟側で2.6m、低層棟側では1.9mである。掘削深さは高層棟部で28.4m、低層棟部では20.6mと

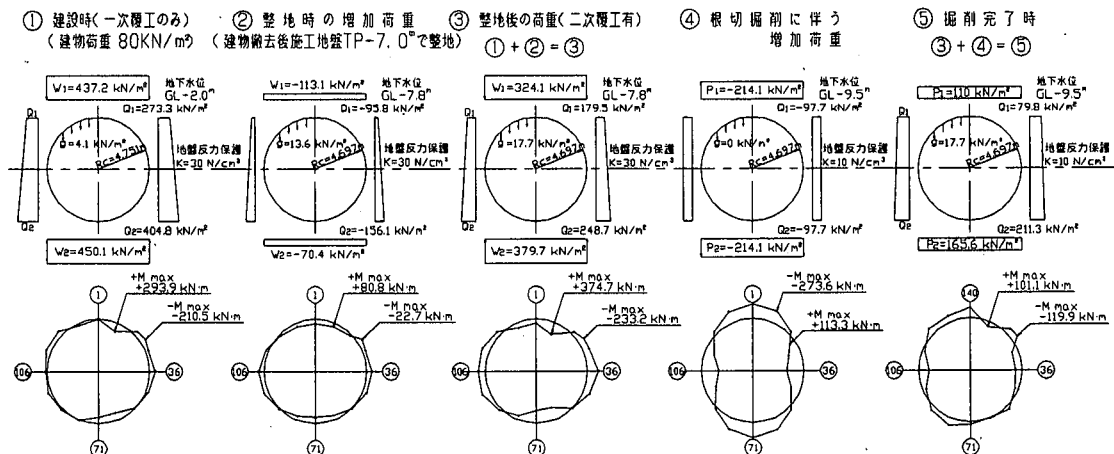


図-5.3 荷重図および曲げモーメント図

床付け深さが異なっている。トンネルの上部はその土被りが5.5mとなるまで掘削される厳しい条件である。地質は上部より埋土、沖積層の粘性土と砂層が約17.0mありその下部は、洪積層である東京層と江戸川層でトンネルは洪積層中に位置する。

掘削工法に関する基本検討の結果、土留め工については以下の対策を行った。

- ① シールドトンネルへの偏荷重を避けるため、掘削は左右同時に行うことにする。
- ② 連続地中壁は、その変形量を抑制するために壁厚1.0mとし、壁長は盤膨れ対策として高層部で68.0m、低層部では38.0mとする。
- ③ 土留め支保工は、土留め壁の変形防止のため、上部では床版による逆巻工法、下部ではアイランド工法を利用した順巻工法とする。
- ④ 補助工法としてトンネル周辺の地盤補強を目的とした薬液注入および3段の逆巻スラブによる水平方向の反力を受けるための地盤改良を行う。

(3) 建設時の断面力の算定

シールドトンネルの横断面の安全性の検討はシールドトンネルの建設時（セグメントのみで支持）、建物の撤去と整地工事後、および掘削完了時（合成断面で支持）の3ステップに分けて行った。

建設時における当初の設計は、通常用いる荷重のうち特に上載荷重として山王ホテルの建物荷重 $W=80\text{ kN/m}^2$ を載荷し、一次覆工（セグメント）のみを構造部材として慣用計算法により行っている。

ここでは以降の解析との整合を考慮して、はり-ばねモデルによる手法により建設時の断面力を算出した。

計算に必要な断面の諸定数は以下のとおりである。

ダクタイルセグメント（材質FCD450）1mあたり

- 単位体積重量 $\gamma = 72.5\text{ kN/m}^3$
- 弾性係数 $E = 170\text{ kN/mm}^2$
- 断面積 $A = 338.7\text{ cm}^2/\text{m}$
- 断面二次モーメント $I = 80,386\text{ cm}^4/\text{m}$
- 回転ばね定数 $K_{\theta}^+ = 1.20\text{ MN}\cdot\text{m/rad}$
 $K_{\theta}^- = 1.53\text{ MN}\cdot\text{m/rad}$
- せん断ばね定数 $K_s = \infty$

土質定数は現地での地質調査の結果、シールドが設置されている地層はN値50以上の硬質地盤であることから文献11), 13)を参考として、側方土圧係数は $\lambda = 0.4$ 、地盤反力係数は $K = 30\text{ MN/m}^3$ とした。

図-5.3の①は、建設時の荷重図および算出された曲げモーメント図を示したものである。正の最大曲げモーメントは $M = 293.9\text{ kN}\cdot\text{m}$ となり、負の最大曲げモーメントは $M = -210.5\text{ kN}\cdot\text{m}$ となった。

また、これらの最大曲げモーメントが発生する位置における軸力は表-5.1に示すとおりである。

(4) 作用荷重の変化量の算定

作用荷重は整地工事および掘削工事により変化する。以下には工事の段階に応じた変化荷重について述べる。

a) 整地工事による変化荷重

建築工事の着手時には、旧山王ホテルが撤去され、工事の準備としてすき取り整地が行われるため上載荷重が減少する。また地下水位は、調査の結果 $GL-7.8\text{ m}$ まで低下しており、これに伴い側方土圧も減少する。

整地時の変化荷重はトンネル建設時の荷重と整地後の荷重との差として求めた。図-5.3の②はその荷重図である。結果として、鉛直荷重は建物の撤去およびすき取り整地により、 113.1 kN/m^2 の減少となり、水平荷重は地下水の低下により平均 128 kN/m^2 減少することとなった。

b) 掘削に伴う変化荷重

掘削の進捗に伴いトンネルに作用する荷重は減少し、掘削完了時には最小荷重となる。掘削に伴う変化の荷重は整地後の荷重と掘削完了時の荷重との差として求めた。

図-5.3の④はそれを示したものである。結果として、鉛直荷重はトンネル上部の掘削により 214.1kN/m^2 減少し、水平荷重はディープウェルによる地下水低下により 97.7kN/m^2 減少することとなった。

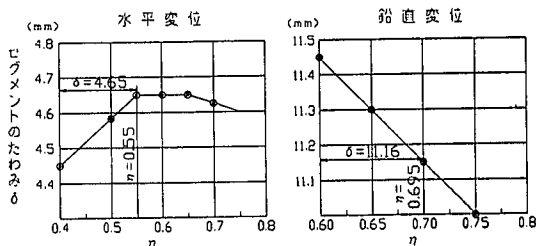


図-5.4 η - δ 関係図

(5) 変化荷重を受けるシールドトンネル覆工の断面力の算定

a) 合成断面の評価とその算定

1) セグメントの曲げ剛性の有効率の評価

① はりばねモデルによる鉛直変位 δ_v 、水平変位 δ_H はトンネル建設時の計算結果より $\delta_v=11.16\text{mm}$ 、 $\delta_H=-4.65\text{mm}$ となった。

② 曲げ剛性 ηEI なるリングにおいて η をパラメーターとした δ の計算結果は、図-5.4に示すとおりとなった。

③ η_v と η_H の平均値から定めた η は以下のようになった。

$$\eta = (0.695 + 0.55) \times 1/2 = 0.62$$

2) 合成断面の諸量の算出

合成断面は、図-5.5に示すようにダクタイルセグメントをその図心位置における鉄筋と仮定した複鉄筋断面とした。これによる断面の諸量は以下のとおりである。

なお、二次覆工の鉄筋の断面積および断面二次モーメントは1リングあたりの値である。

コンクリートの弾性係数	: $E_c = 26\text{kN/mm}^2$
ダクタイルの弾性係数	: $E_D = 170\text{kN/mm}^2$
鉄筋の弾性係数	: $E_s = 210\text{kN/mm}^2$
弾性係数比	: $n_1 = E_D/E_c = 6.5$
弾性係数比	: $n_2 = E_s/E_c = 8.1$
ダクタイルセグメントの断面積	: $A_{S1} = 271.0\text{cm}^2/R$
二次覆工の鉄筋断面積	: $A_{S2} = 6.37\text{cm}^2/R$
等価断面積	: $A = 4243\text{cm}^2$
等価断面二次モーメント	: $I = 900.900\text{cm}^4/R$

b) 掘削に伴う地盤反力係数の評価

掘削に伴いトンネルの周辺地盤には変状が生じ地盤反力係数は低下する。掘削完了時の連壁の変形量を有限要素法で検討した結果 $14\sim 19\text{mm}$ の変状が生ずることとなった。この変形量と、建物の基礎とシールド中心までの深さが約 9.0m であることにより、変形量、掘削深さとの比は $1.6/1000$ となり、主働土圧の状態を越えた地盤ゆるみが生じるものと想定された。このため地盤反力係数は当初の $K=30\text{MN/m}^3$ が $1/3$ になると仮定して $K=10\text{MN/m}^3$ と評価した。

c) 整地時の断面力の算定

整地時の断面力は、トンネル建設時の荷重と整地後の

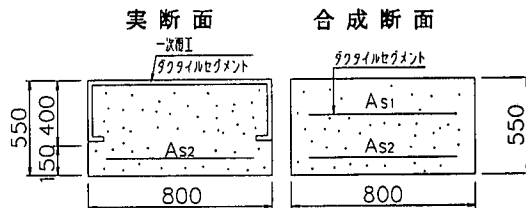


図-5.5 実断面と合成断面図

荷重との差を変化荷重とし、その変化荷重により発生する断面力とトンネル建設時の断面力とを累加して求めることとした。図-5.3の②はその荷重図とそれに対応する曲げモーメント図を示したものである。変化荷重による断面力を見ると、軸力は減少するが、曲げモーメントは増加する結果となった。

d) 掘削完了時の断面力の算定

掘削完了時の断面力の算定は、前項と同様に整地後の荷重と掘削完了時の荷重との差を変化荷重とし、この変化荷重により発生する断面力を整地後の断面力に累加して求めた。上載荷重はトンネル上部の掘削に伴い減少し、また側部の荷重も地下水低下工（ディープウェル）により減少している。荷重図とそれに対応する曲げモーメント図を図-5.3の④に示す。これによると上載荷重および側部荷重の減少に伴いトンネル建設時の断面力（図-5.3の①）と逆方向の断面力が発生していることがわかる。結果として図-5.3の⑤に示したように掘削完了時の断面力はトンネル建設時の断面力よりも減少する結果となった。

(6) トンネル覆工の安全性の検討

応力度の検討は整地後の荷重で正および負の最大曲げモーメントが発生する位置の断面について行った。その結果を表-5.1に示す。

表-5.1をみるとダクタイルセグメントに発生する最大応力度（圧縮）は 129.7N/mm^2 、二次覆工の鉄筋に発生する最大応力度（圧縮）は 34.6N/mm^2 とすべて許容応力度内であることがわかる。この結果トンネルの安全性は確保される結果となった。また、表-5.1の①には各施工ステップにおけるトンネル鉛直方向の直径の変化量を示した。これによると鉛直直径は建設時にすでに 11

表-5.1 発生断面力および発生応力度

① +M.max (1mあたり)

荷重状態	建設時	整地時 増加	整地後 累計	掘削時 増加	掘削後 累計	許容 応力度
M (kN・m)	293.9	80.8	374.7	-273.6	101.1	-
N (kN)	1853	-97	1756	-91	1665	-
外鋼管(N/mm ²) 外線応力度	-109.1	-11.0	-120.1	38.2	-81.9	圧縮 180
内鋼管(N/mm ²) 内線応力度	37.0	11.3	48.3	-30.6	17.7	引張り 150
二次覆工コンクリート 鉄筋(N/mm ²)	-	19.1	19.1	-53.7	-34.6	160
変形量 δv (mm)	-11	-0.5	-11.5	+7.8	-4.7	-

変形量の-は縮小

② -M.max (1mあたり)

荷重状態	建設時	整地時 増加	整地後 累計	掘削時 増加	掘削後 累計	許容 応力度
M (kN・m)	-210.5	-22.7	-233.2	113.3	-119.9	-
N (kN)	2133	-93	2400	-119	1921	-
外鋼管(N/mm ²) 外線応力度	-23.9	3.5	-20.4	-14.8	-35.8	圧縮 180
内鋼管(N/mm ²) 内線応力度	-128.7	-1.0	-129.7	15.4	-114.3	引張り 150
二次覆工コンクリート 鉄筋(N/mm ²)	-	2.2	2.2	26.3	28.5	160

mm縮小しており、近接施工の整地後にはさらに0.5mmの縮小掘削時には逆に7.8mm拡大する結果となった。

偏荷重が作用した場合には大きな断面力および変形量の発生が想定されるため、十分な施工管理が必要となる。

この事例ではトンネル鉛直直径の変形量の計測管理を行うこととし、その管理値は掘削時の変形量を±7mm以内とした。

(7)シールドトンネル縦断方向の安全性の検討

ビル工事の進捗に伴いシールドトンネルには、防護注入による注入圧、上部の整地および掘削による上載荷重の減少、ビルの地下室の掘削によるリバウンドなどが発生する。このためトンネルは縦断方向にも、それらの影響を受けて変形することが予想された。

トンネル縦断方向の検討は、変化荷重を定量的に算出できるトンネル上部の掘削時を対象に行い、トンネルに発生する応力度および変形量を算定した。作用荷重と解析モデルを図-5.6に示す。上載荷重は、掘削深さが約9.3mであることから1,327kN/m減少する。また掘削の前後については、仮設栈橋等の設置を行うことにより荷重の急変をさけることとした。地盤反力係数は、トンネルの縦断方向の変形の許容値が小さいため現地で地質調査を行い孔内水平載荷の結果より得られた $K=84\text{MN/m}^3$ を基準とし、掘削によりトンネル上部の土荷重が1/3に減少

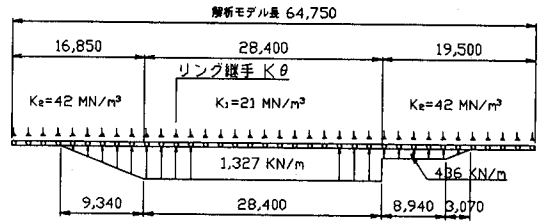


図-5.6 解析モデル

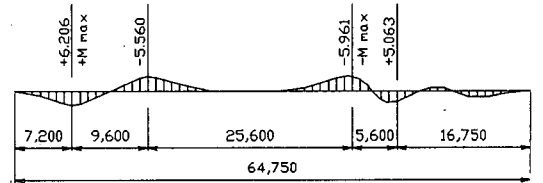


図-5.7 曲げモーメント

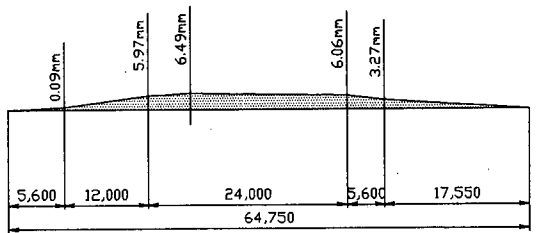


図-5.8 たわみ図

する上に注入等で乱されることを考慮して、掘削部はその1/4、掘削の前後はその1/2の値とした。

解析モデルは、シールドトンネルをそのリングの継手位置でリング間の回転ばねを持つ弾性床上の梁に評価し、解析範囲は掘削影響範囲の前後に7.5mを取り、全長64.75mとした。

トンネル本体部の合成断面の諸定数は以下に示すとおりで、二次覆工コンクリートの弾性係数に換算したものをを用いた。

- 二次覆工の弾性係数 : E = 26kN/mm²
- 換算等価断面積 : A = 9.92m²
- 換算断面二次モーメント : I_o = 107.7m⁴/m
- リング間の回転ばね定数 K_θ :

$$K_{\theta} = M/\theta = M \cdot Y_t \cdot K_{\gamma\mu} / 2T = 10.86\text{GN} \cdot \text{m} / \text{rad}$$

ここに、

- M : 部材に作用する曲げモーメント = 10MN・m
 - Y_t : 中立軸から引張り端までの距離 = 873cm
 - K_{γμ} : ボルト・鉄筋のばね定数 = 457kN/cm
- である。

検討の結果、トンネルの最大変位は図-5.8に示すように6.5mm、発生断面力は、図-5.7に示すようにM

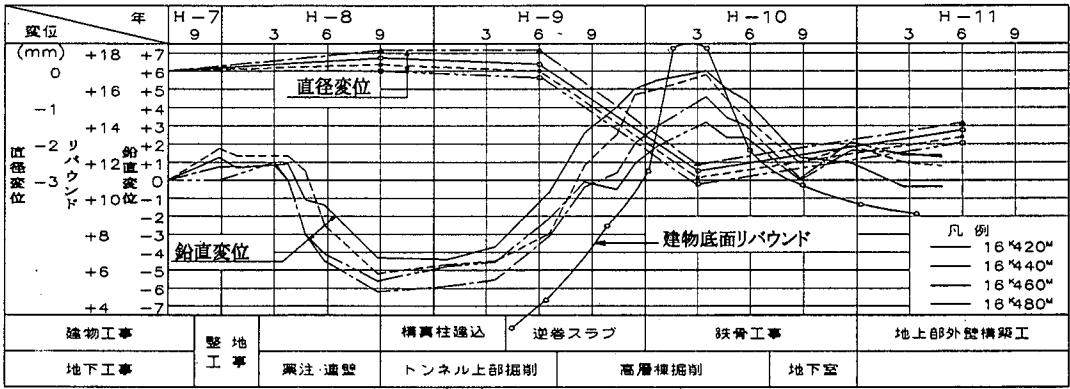


図-5.10 直径変位および鉛直変位の測定結果

=6.206MN・mとなり、またこれによる発生応力度は引張側の二次覆工鉄筋において、 $\sigma_s = 33.3\text{N/mm}^2$ となった。

結果として、トンネルの耐力は十分安全であることを示したが、トンネルの変位は営団の管理規定値(5mm/10m)に近い値となったことから、6mmを許容値とした変位の計測管理を行うこととした。

(8) 計測管理

a) 計測内容

トンネル全体の挙動を把握するためにはトンネルの変形を計測することが簡単でかつ有効であることから、計測管理はトンネルの変形量で行った。その内容は図-5.9に示すようにトンネル横断面内での直径変位量およびトンネル縦断方向における鉛直方向、および水平方向の変位量の計測である。トンネル横断面内における鉛直直径の変化量と水平直径の変化量はエクステンションメーターを用いて測定した。またトンネル縦断方向の鉛直方向の変位量は、事例1と同様な方法で自動計測し、水平方向の変位量は、トランシットを用いて20.0m間隔で計測を行った。一方、ビルの掘削に伴う影響を確認する目的で土留め壁のたわみおよび建物の底面でのリバウンド量を測定した。

b) 計測結果

図-5.10はトンネル横断面内の直径変位量のうち鉛直直径の変位量、および縦断方向における鉛直変位の測定結果を示したものである。なお、図に示す測定位置は工事に近接した4測点である。トンネル横断面内における鉛直直径の変位量は、整地工事、トンネル上部の掘削工事により約0.5mm程度拡大し、高層棟の掘削完了時には約3.0mm程度の縮小、また建物完成時には約2.0mm程度の縮小を示した。これらの結果のうち掘削完了時の変形の方法は検討結果とは異なる方向となった。この原因は後述するとおり予測時の検討では高層棟の掘削によるリバウンドを考慮していなかったことによると思われる。

しかし、全体の変形は管理値7mm以下の値でありトン

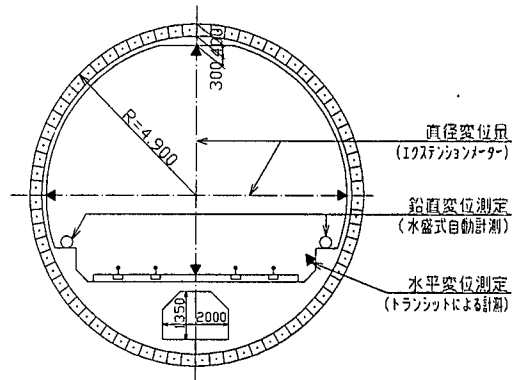


図-5.9 測定断面図

ネル横断面の安全は確保できたと判断された。また、トンネル縦断方向における鉛直変位は、整地工事によるすき取りで2mm程度隆起し、トンネル防護工事の薬液注入およびCJGの施工で約6mmの沈下が生じた。その後トンネル上部および側部の掘削に伴う全体的なリバウンドにより10mm程度隆起し、最終的には建物の立上りに伴う荷重により全体的に沈下して、結果としてほぼ当初の位置で安定状態になった。施工の進捗に伴いトンネルは縦断方向の上下に大きく変動する結果となったが、当初の状態からのトンネルの変位差は上下方向に各6mm以内と縦断方向の検討により求められた変位とほぼ同程度となった。この結果からトンネルの安全性は確保されていたと判断した。しかしながらトンネル横断面内での鉛直直径の変化量はすべて縮小の方向となり、また縦断方向は大きな鉛直方向の変位が発生したことから、建物の底面位置での地盤のリバウンド量を検討することとした。

その結果、建物底面位置でのリバウンドは総量で18mm発生し、図-5.10に示すように建物底面のリバウンドと地下鉄トンネルの変位の発生時期および、形状とがほぼ一致したことから、トンネル変形の主な原因は高層棟の掘削に伴うリバウンドにより生じたものと判断した。

また、トンネル内での目視検査では、クラック等の発生もなく安全が確認された。

最後に本研究の指導を頂いた早稲田大学、小泉淳教授に謝意を表します。

6. おわりに

近接施工を受けるシールドトンネルの検討手法を提案し、それに基づく2つの検討事例を示した。ここに示した事例はいずれも継手を考慮したセグメントと二次覆工とを合成構造として評価し、近接施工による変化荷重に対してトンネル横断方向ならびに縦断方向の検討を行い現地における計測管理と併せてトンネルの安全性を確認したものである。

提案の検討手法は覆工に作用するあらゆる形状の荷重に対応でき、セグメントの応力および変形量を求めることが可能であることから、近接施工のように作用荷重が変化する場合には適用性の高い検討手法と考えられる。

また計測を含めた情報化施工を併せ行うことにより、トンネルの安全性の確保がしやすい手法と思われる。

しかしながらトンネル周辺の地盤が緩んだ場合の側方土圧および地盤反力係数については、現状では合理的かつ定量的な設定方法がなく、本検討においては土留め壁の変形量をパラメータとした経験的な評価を行わざるを得なかった。これらの適切な推定方法に関しては、このような近接施工の場合には特に重要な今後の課題であると考えている。

一方計測管理は、トンネルの水平変位、鉛直変位および直径変位での計測を行ったが、工事が長期化し作用荷重が変化する近接施工の場合にはトンネルの変形を直接計測する本事例の方法で十分対応できるものと考えている。しかしながらトンネル変状の原因は、周辺地盤の変状により生ずることから、トンネル周辺の地盤変位の計測をより詳細に行うことが近接施工によるトンネルの安全性を確保する上で重要なことと思われる。

地下鉄の場合、列車運行の確保と内空断面の余裕が少ないことなどからトンネル内での補強は困難を伴うことが多く、覆工の安全が確保できない場合には、近接施工側での対応が必要となる。このような観点から、ここに提案したシールドトンネルの安全性を適切に評価する検討手法は、今後必要性が高まるものと考えている。

参考文献

- 1) 日本トンネル技術協会：地中構造物の建設に伴う近接、施工指針，1992年2月。
- 2) 帝都高速度交通営団：営業線と交差する他企業工事における設計・施工管理指針（案），1991年3月。
- 3) 村上博智，小泉 淳：シールド工用セグメント継手の挙動について，土木学会論文報告集，No296，pp.73~86，1980年4月。
- 4) 村上博智，小泉 淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について，土木学会論文報告集，No272，pp.103~115，1978年4月。
- 5) 村上博智，小泉 淳：二次覆工で補強されたシールドセグメントリングの挙動について，土木学会論文集，No388/Ⅲ-8，pp.85~94，1987年12月。
- 6) 村上博智，小泉 淳：二次覆工された千鳥組セグメントの挙動について，土木学会論文集，No430/Ⅲ-15，pp.136~142，1991年6月。
- 7) 半谷哲夫：二次覆工を有するシールドトンネル覆工の力学特性に関する研究，鉄道技術研究所報告，No1303，1985。
- 8) 小泉 淳，村上博智，西野健三：シールドトンネルの軸方向特性モデル化について，土木学会論文集，No394/Ⅲ-9，pp.79~88，1988年6月。
- 9) 西野健三，吉田和夫，小泉 淳：シールドトンネル縦断方向の現場載荷試験とその考察，土木学会論文集，No376/Ⅲ-6，pp.131~140，1986年12月。
- 10) 高松伸行，村上博智，小泉 淳：二次覆工されたシールドトンネル軸方向曲げ特性モデル化について，土木学会論文集，No481/Ⅲ-25，pp.97~106，1993年12月。
- 11) 土木学会，トンネル標準示方書，シールド工法編，pp.76~81，1998版。
- 12) 帝都高速度交通営団：土木構造物設計示方書，1998年10月。
- 13) 帝都高速度交通営団：シールドトンネル（セグメント）の設計指針，1998年10月。
- 14) 赤井浩一：土質力学，朝倉土木工学講座5，pp.124~126，1996版。

(2000.9.21受付)

PROPOSAL OF DESIGN METHOD OF EXISTING SHIELD TUNNEL UNDER ADJACENT CONSTRUCTION WORKS

Nobuyoshi NAKAMURA, Tutomu KAWAMURA, Hirosada TOMARU and Hiroto MURAKAMI

This paper proposes the design method in which the secondary lining is considered as the reinforcing member, referring to the latest research results. The study using this method was carried out for existing shield tunnels of the Teito Rapid Transit Authority, which had been affected by the adjacent construction works.

According to this study, it was found that the existing shield tunnels were secure and the economical reinforcing work became possible.