

宇都宮中央地区における小断面管路トンネルへの NATM の適用

中村隆幸*・鈴木英雄**・嶋方 猛***・
真下義章****

宇都宮市の中央地区で進められてきた熱供給管路と電力管路との一体的な敷設工事における、NATM によるトンネルの設計、施工、計測の概要を報告する。トンネルの延長は 91.19 m。対象地山は主に凝灰質砂岩層。掘削には自由断面掘削機を使用した。人孔はトンネル坑内の拡幅掘削により施工し、地上からの深礎による立坑と地中で接合した。また施工中は計測管理を強化し、地山の安定性を把握した。

Keywords : NATM in the urban area, partial face machine, open shafts, monitoring

1. はじめに

近年都市域においては、地上の過密化、地価の高騰等の社会条件により、また地上環境の快適性、安全性の向上を目的として地下空間の有効利用が積極的に進められている。電力施設に関しても地中送電線、地下変電所など地下利用の促進が図られており、土地の高度利用や都市の美観保全の面で大きく寄与している。

一方、施工の面では、地下利用の拡大に伴う地下埋設物の輻輳化、住民意識の向上、交通量の増大等の要因により、開削工法による地下工事は年々難しくなりつつある。そこで工事を安全かつ経済的に実施する工法の選択が課題となっている。こうした観点より、地中線管路工事においても、地域に及ぼす影響、経済性等を考慮してシールド、NATM^{1),2)}等のトンネル工法が採用されることが多くなっている。

宇都宮市街の中心部では、図-1 に示す様に東京電力(株)によって地中送電管路と熱供給管路工事が並行して行われた。地中送電管路は、東京電力(株)栃木支店の地下に新設された馬場通変電所(66 kV, 20 MVA×3台)への電源ならびに供給線用管路として建設を進めているものである。一方、熱供給管路は宇都宮中央地区において、地域熱供給事業を展開するために、プラントからの熱供給用管路として新設されたものである。

これらの電力管路と熱供給管路との施工法に関しては様々な角度から検討を行い、ルートの一部については山岳トンネル工法である NATM を採用した。そのうち馬場通変電所～宇 39 人孔間については、電力・熱供給管路併設区間と電力管路単独区間の断続的な断面変化、 R

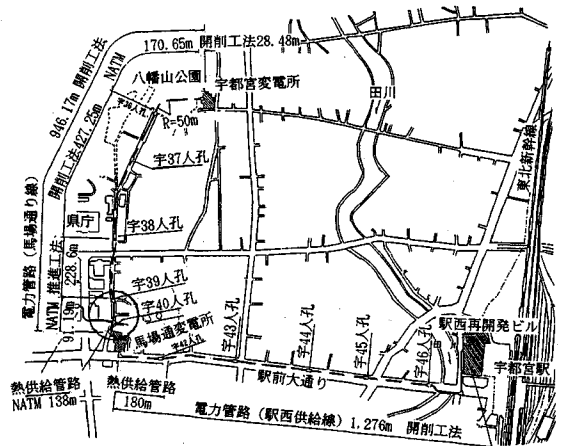


図-1 位置図

=4 m の急曲線区間、トンネル拡幅と地上からの深礎による人孔の施工、等に特徴付けられる、変化に富んだ小断面都市 NATM 施工区間となった。

本稿では該当工事のうち、馬場通変電所～宇 39 人孔区間での NATM の適用による設計・施工および計測を通して、工事の概要を報告するものである。

2. 地形、地質

馬場通変電所～宇 39 人孔区間付近は、近接する八幡山公園から続く洪積台地にあり、なだらかな傾斜を呈している。

当区間の地質縦断面図を図-2 に示す。地質構成は、地表より深さ 2.2 m までが一部埋土を含む粘土層、深さ 2.2 m から深さ 4.3～4.4 m までが亜円礫 ϕ 50～60 mm を主体とした最大 ϕ 300 mm 程度の玉石が混じる砂礫層と続き、それ以深は凝灰質砂岩となっている。この凝灰質砂岩は一般に宇都宮層群と呼ばれる軟岩であり、岩石試験の結果によれば、 $q_u=42\sim57$ kgf/cm², RQD=40～

* 正会員 東京電力(株)本店工務部工務土木課 課長
(〒100 東京都千代田区内幸町 1-1-3)

** 正会員 東京電力(株)蛇尾川水力総建設所 副長

*** 正会員 清水建設(株)甲府土木営業所 工事長

**** 正会員 清水建設(株)土木本部技術第二部

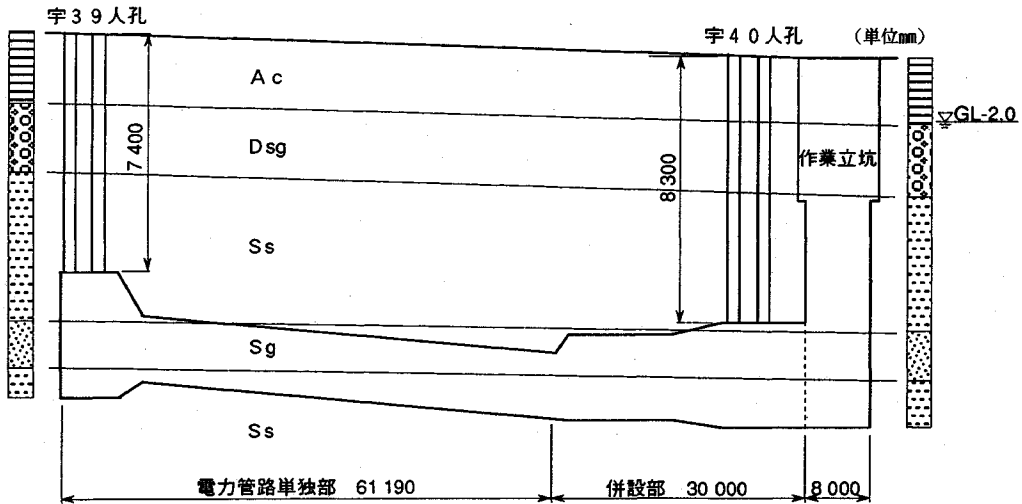


図-2 縦断面

表-1 地質試験結果

地層	密度 ρ (g/cm ³)	一軸圧縮試験		超音波伝播速度試験			
		一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	静的弾性係数 $E_s \times 10^2$ (kgf/cm ²)	縦波速度 V_p (km/sec)	横波速度 V_s (km/sec)	動的弾性係数 $E_d \times 10^4$ (kgf/cm ²)	動的ポアソン比 μ_d
Sg	2.00 (1.992)	5.0 (5.07)	6.0 (6.0)	1.8 (1.83)	0.6 (0.62)	2.0 (2.24)	0.43 (.435)
Ss	1.825 (1.837)	60.0 (62.6)	70.0 (72.3)	2.1 (2.19)	1.0 (1.06)	5.5 (5.81)	0.34 (.347)

() 内は、岩石試験での平均値である。

85% のほぼ均質な岩盤と推定された。軟岩層の物性値は表-1 に示すように推定された。また地下水位は GL-2 m 程度である。

3. 工事計画

(1) 工法選定

馬場通変電所～宇 39 人孔区間の工法選定に当たり、地形、地質、地域環境、および既設施設物の状況等に基づき工法の検討を行った。その結果、以下に示す点において NATM の優位性が認められた。

① 市街中心部の道路下での施工となるため、地上の環境保全ならびに社会生活への配慮から、施工中の道路占有による通行規制を極力避けることが望まれる。この点においてトンネル工法が有効である。

② 当区間には送電管路・地域熱供給管路併設区間と地中送電管路単独区間が含まれており、必要断面形状が随時変化する。したがって、シールド工法と比較して自

由な断面形状で掘削可能な NATM が有利となる。また NATM によると、人孔部の掘削も掘削断面の拡幅により、容易に対応することが可能である。

③ 事前調査では地質の悪い場所（現場に近接する地質調査箇所での試験結果）でも一軸圧縮強度 5 kgf/cm²、変形係数 600 kgf/cm² 程度であり、過去に施工された都市域での実績³⁾ ($q_u > 1.0$ kgf/cm², $E > 100$ kgf/cm² 程度) から判断しても NATM の適用は十分可能である。

④ NATM は、地質状況等の外部条件の変化に対し、支保システムの変更により柔軟に対応することが可能である。また、経済性の面でシールド工法よりも優れている。

その結果、NATM の採用に合わせて宇 39, 40 人孔の立坑は地上から深礎で掘削し、掘削済みのトンネルと地中で接合させる工法とした。

(2) トンネル平面線形

当区間では基本的に公共道路の線形に沿ったトンネル平面線形をとった。

しかし、当初道路上に予定していた発進作業立坑の位置が近隣への影響を考慮して発電所新設用地内へ変更を余儀なくされた。そのため、作業立坑から宇 40 人孔立坑にかけての線形が、既設施設物との関係から $R=4.0$ m の急曲線となったが、NATM により十分に対応可能と考えられた。区間の平面線形を図-3, 4 に示す。

(3) トンネル縦断線形

トンネルの深度は地質条件を考慮して、切羽の自立性が良好と考えられる S_s 層および S_g 層を対象とした。そのとき、上部の礫層 (D_{sg}) の影響を受けないための S_s 層の被り厚を 1D (D: トンネル径) 以上とすることとした。

当トンネル区間では、以上の条件に加えて隣接工区と

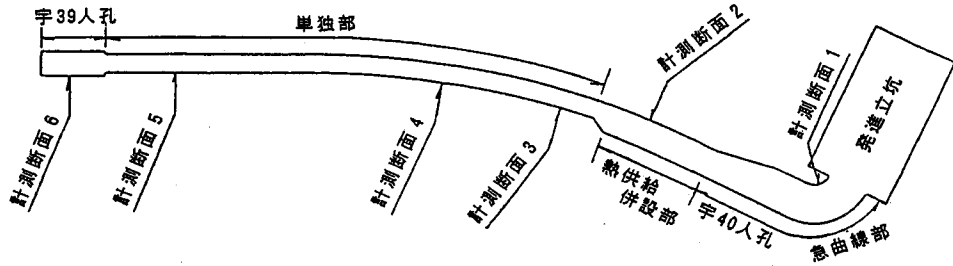


図-3 平面図

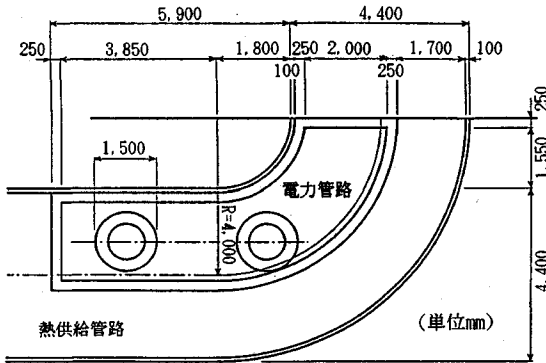


図-4 急曲線区間平面図

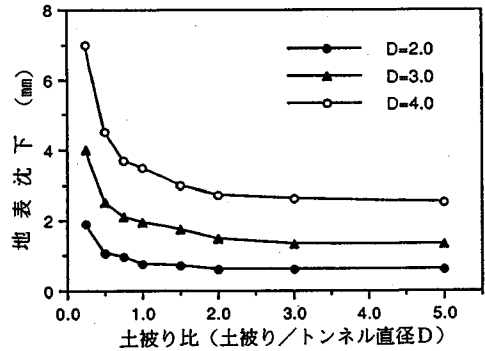


図-5 地表面沈下予測結果

の整合性も含めた検討を行い、図-2に示す縦断線形とした。

当トンネルは市街地の道路直下に施工されるため、掘削による地表面の沈下が大きな問題となる。そこで、掘削に伴う地表面沈下量を Jeffery の式を用いて推定し土被りの妥当性を検証した。計算は、等方・均質な弾性体地山に円形トンネルを無普請で掘削するとの仮定のもとで、直径 $D=2, 3, 4$ m の 3 ケース、土被り比 (土被り/D) を 0.25~5.0 の間で変化させて実施した。なお、地山の弾性係数、ポアソン比は地質調査結果から推定される各地層の値をもとに等価な値を持つ単層に換算して用いた。

図-5に計算結果を、図-6に参考として、間片らにより報告されているシールドの掘削に伴う地盤沈下と家屋の被害との相関関係を示す。比較すると、解析結果は地表の家屋に全く影響を及ぼさない範囲に含まれており、土被りとしては妥当であると判断された。

4. 設 計

(1) 断面形状および標準支保パターン

当 NATM 区間は作業立坑から発達し、急曲線部—宇40人孔部—電力管路・熱供給管路併設部—電力管路単独部—宇39人孔部から成っている。それらのトンネル掘削断面形状はトンネル内の配管作業スペースやマンホールの必要スペースを考慮した断面に基づき決定し

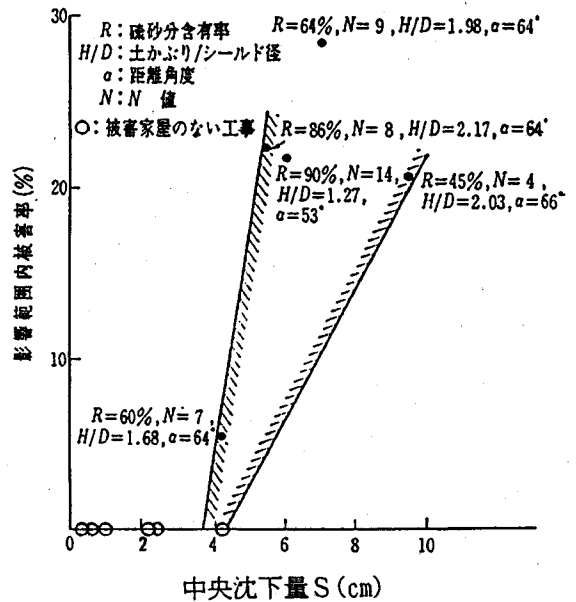


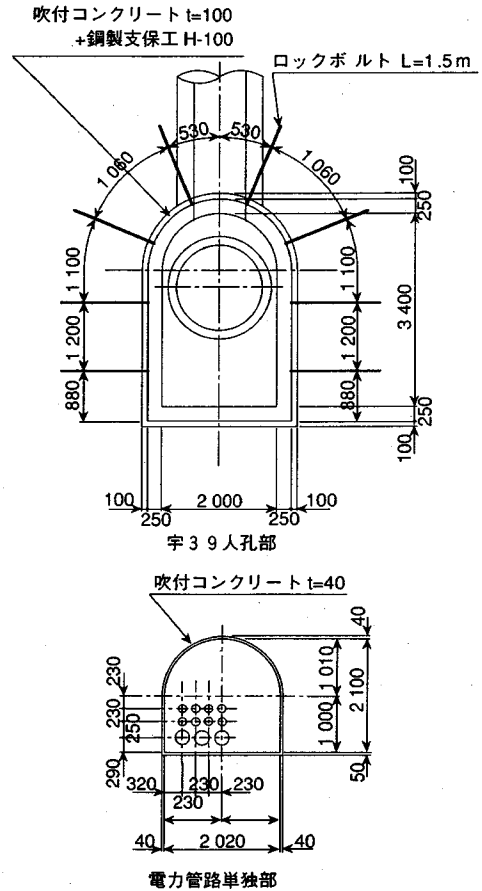
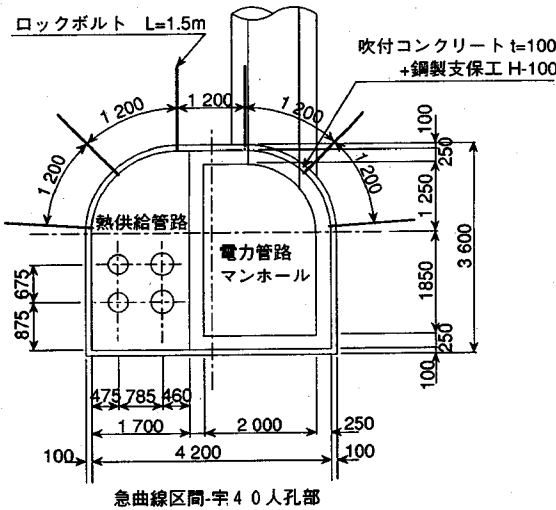
図-6 中央沈下量と被害率 (間片らによる)

た。また、それらの断面の間は形状を漸次変化させた。

トンネルの支保に関しては、当区間の地山強度比 ($= q_u / \gamma h$; q_u : 地山の軸圧縮強度, γ : 地山の単位体積重量, h : トンネル土被り厚さ) は地質調査結果では 20~28 であり、特別な補助工法を用いずにトンネルの安定性を十分確保できるものと考えられた。したがって、電力管路単独部に関しては他に不安定要因も見当たらない

表—2 理論解析結果

検討断面	位置	ライニング応力 σ (kgf/cm ²)	半径方向変位 δ (mm)
電力管路単独部	天端	13.9	0.8
	側壁	20.4	0.4
併設部	天端	5.9	0.8
	側壁	13.9	0.1
宇39人孔部	天端	11.2	1.1
	側壁	15.7	0.6



図—7 断面および支保パターン

ため、支保部材としては最も一般的な吹付コンクリートのみを用いた。吹付厚さの検証は次項で示す。

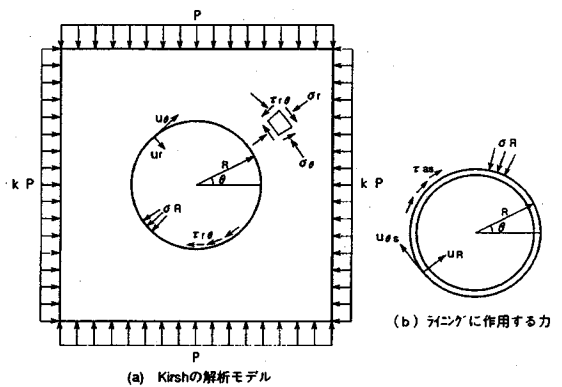
しかし、作業立坑～宇40人孔部と宇39人孔部においては、作業立坑掘削による応力干渉、急曲線施工、天端部に直線部を有する特殊な断面形状特性、深礎掘削による人孔立坑との地中接合、等の特殊事情による影響を考慮する必要が認められた。そのため、解析による挙動予測を実施し、吹付コンクリートに加えて曲げ耐力を有する鋼製支保工と周辺地盤の補強効果が期待できるロックボルトとを用いることとした。解析および検討内容については後で述べる。

図—7 に代表的な断面および支保パターンを示す。

また、NATM 区間の終点となる宇39人孔の複部の切羽面は吹付コンクリート ($t=100$ mm) とロックボルト ($L=1.5$ mm) とを用いて補強した。

(2) 理論解析による吹付厚の検討

吹付コンクリートの厚さを検討するため、理論解析手法のひとつである Einstein⁵⁾ の方法を用いて計算を行った。Einstein の方法は図—8 に示す様に半無限地山中に掘削された円形トンネルにおける弾性解である Kirsch⁶⁾



図—8 Einstein の方法のモデル

の解に、支保部材と地山との境界における釣合方程式に基づき厚肉円筒理論を適用し、トンネル壁面変位と支保部材応力(軸力、曲げモーメント)を求めるものである。解析は3断面を対象に実施した。なお、解析上の仮定として、円形トンネルには、対象トンネルと断面積の等しい等価円を用い、支保部材としては吹付コンクリートのみを考慮した。

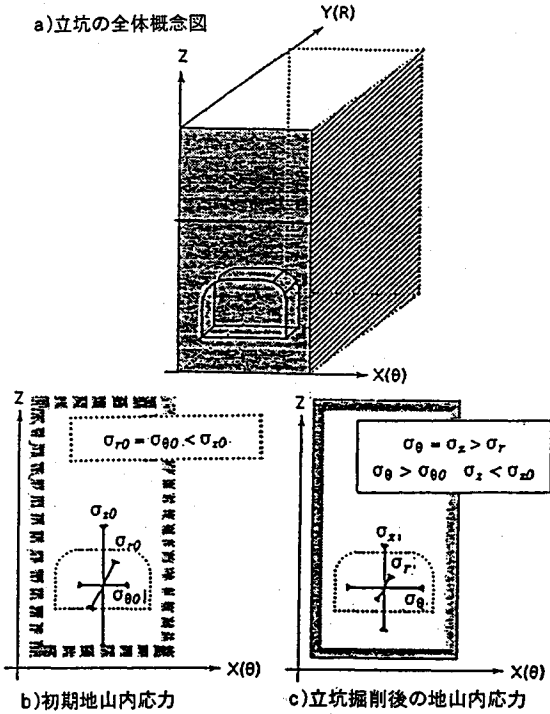


図-9 作業立坑周辺地山の応力状態概念図

表-2に示す計算結果から、ライニング応力は許容値(70 kgf/cm²)を十分下回り、変位についても概ね1.0 mm以下に収まっており、所定の吹付厚で全く問題のないことが確認された。

(3) トンネル支保および周辺地山の挙動予測

当区間で問題が指摘されたいくつかの箇所において、トンネルの施工に伴う周辺地山の挙動ならびに支保部材に作用する応力を推定し、安定性の評価を試みた。主な手法としては、離散化による数値解析法のひとつである二次元有限要素法(FEM)⁷⁾を用い、人孔部断面に適用した。また、解析結果は後で計測結果の評価基準としても利用した。

解析においては地山を均質・等方の完全弾塑性体と仮定し、地山の破壊はモール・クーロンの破壊基準に従うものとした。以下に各箇所の評価結果を概説する。

a) 作業立坑の周辺

作業立坑の掘削により立坑周辺の応力が再配分され、その後のトンネル掘削に影響を及ぼすことが予測されたため以下の検討を行った。

図-9に示すように、作業立坑掘削による地山応力の再配分に伴い、立坑の周辺地山の応力状態は水平の周方向応力(σ_θ)が卓越するようになる。このσ_θの卓越する範囲は、一般に立坑の直径程度と考えられる。立坑掘削後のトンネル掘削時の挙動については、トンネル交差部の挙動の問題であり、光弾性実験や3次元NATM解

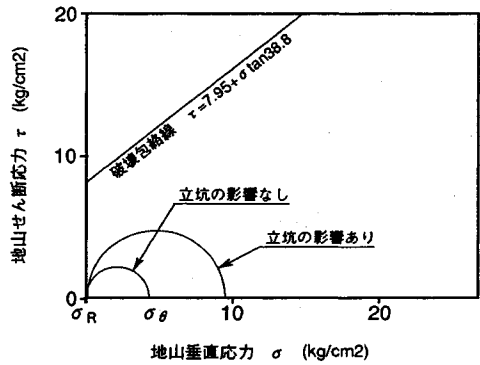


図-10 作業立坑近接区間のトンネル側壁主応力状態

表-3 FEM入力地山物性値

	変形係数 (kgf/cm ³)	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m ³)	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (度)
埋土 Ts	30	0.4	1.60	0	20
粘性土 As	50	0.4	1.65	0.3	0
砂礫 Dsg	500	0.35	1.90	0	37
凝灰質砂岩 Ss	5,000	0.3	1.90	10	35
同上弱層部 Ss	1,000	0.35	1.90	0	37

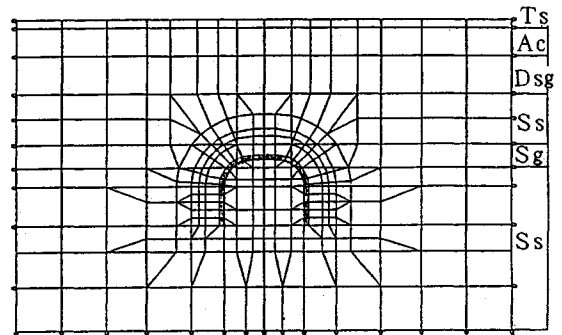


図-11 解析メッシュ(急曲線部)

析等による研究^{8),9)}が多くなされている。それらの報告を参考に、トンネル掘削による応力解放に伴う坑壁付近の応力の増加率を2倍と仮定し、地山強度と応力状態との関係を求めると図-10を得る。この検討から、立坑掘削の影響により安全率はやや低下するものの、地山の破壊基準に対してまだ余裕があり、トンネルの安定は保たれるものと推測される。

しかし、上記は概略検討であり、施工時の不確定要素を考慮して安全率を高める観点から、立坑掘削時に壁面からトンネル掘削予定箇所周辺をロックボルトにより補強することにした。

b) 急曲線部による影響評価

トンネルの急曲線部においてはカーブ内側の鋼製支保工の間隔が外側よりも密になるため、支保剛性が断面の

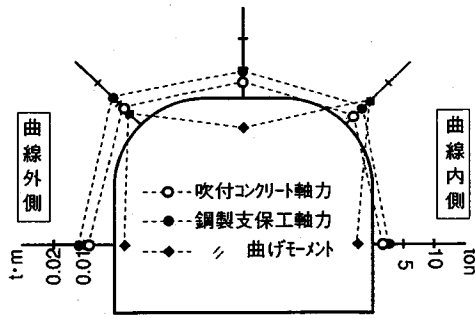


図-12 解析結果(急曲線部)一 支保応力分布

左右で非対称となり、その結果応力分布も左右非対称となることが予測された。こうした影響を設計上考慮するため FEM により応力分布状況を求めた。解析に用いた地山物性値を表-3 に、解析メッシュを図-11 に示す。支保モデルは剛性を鋼製支保工の間隔に合わせて変化させたものを用いた。

解析から求めた支保応力の分布を図-12 に示す。図より、吹付コンクリート、鋼製支保工の軸力は外側の値が内側の 1.5 倍程度大きくなる傾向を示した。しかし、応力値自体は小さいため、トンネルの安定上は問題ないものと判断された。

また急曲線形による影響として、カーブ内側の地山で解放応力が干渉し合うことによる影響を検討しておく必要が考えられた。この問題に関しては、二次元解析では説明が困難であるため、計測管理を強化することにより対応することとした。

c) 人孔立坑の影響評価

本工事では人孔部を NATM と深礎との併用法で計画されたが、そのとき、深礎による人孔立坑が NATM トンネルの天端に到達するときのトンネルの安定性に与える影響が心配された。すなわち、立坑掘削がトンネルに接近したとき、トンネルの掘削時に地山内に形成されたグラウンドアーチや支保部材の応力状態のバランスが崩れ、新たな釣合い状態が形成されるため、この評価が問題となった。

これは前述のトンネル交差部の問題であり、3 次元的に取扱った種々の研究がなされているが、今回は立坑の掘削による周辺地山の挙動に主眼を置き、軸対称モデルによる NATM 解析を実施した。したがって、解析結果は定性的な評価にとどめるべきであり、ここでは応力増分により評価する。解析モデルを図-13 に示す。

吹付コンクリートの応力増分を表-4 に示す。表より軸回転方向の応力 ($\sigma\theta$) はトンネル天端付近で圧縮側に 1.5 kgf/cm² 増加したが、この応力増加値は天端から遠ざかるにつれて減少し、トンネル側壁付近ではほとんど無視できる値となった。この応力増加は、立坑周辺地山の周方向応力の増加によって引き起こされ、その影響

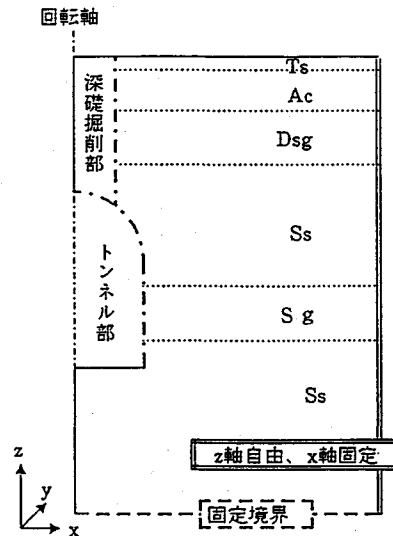
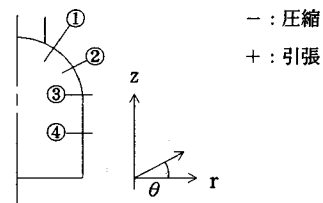


図-13 軸対称解析モデル(宇 40 人孔部)

表-4 解析結果(軸対称モデル)一吹付応力増分

位置	σr	σz	$\sigma\theta$	τrz
①	0.04	0.40	-1.52	-0.22
②	0.15	0.31	-0.55	-0.19
③	-0.00	0.19	-0.24	-0.02
④	0.01	0.13	-0.01	0.00

(単位 kg/cm²)



範囲は主に既設トンネルの天端から側壁上部付近とみなされた。

また面内の軸力は同様に、トンネルの天端から側壁上部付近にかけて減少する傾向であった。これは既設トンネル周辺に形成されていたグラウンドアーチが立坑掘削により効果を失い、支保応力の負担が増加するものと推察できる。

以上の検討により天端から側壁上部にかけてロックボルトによる補強を行うこととした。

5. 施 工

(1) 仮設備

市街地において NATM を採用する場合、仮設ヤードのスペースが制約されることが多い。また、夜間作業を実施する場合には特にコンプレッサー等の騒音が大きな問題となる。当工区では以下のように対処した。

表-5 仮設備一覧

項目	馬場通変電所
仮設ヤード面積	270 m ²
防音壁	t=10mm
門型クレーン	2.8 t
骨材置場	60 t
セメントサイロ	1.0 t
コンクリートモービル	15m ³ /H
コンクリート吹付機械	アリバー 260
コンプレッサー	12m ³ /min×2
レシーバータンク	4.12 m ³

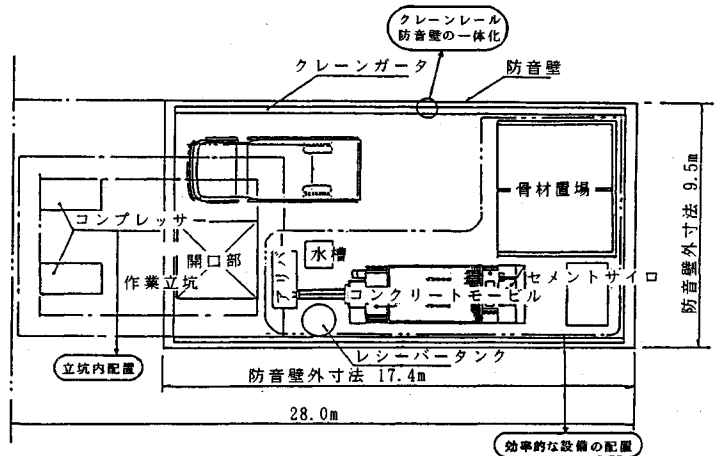


図-14 仮設備配置図

表-6 吹付コンクリート配合 (1 m³当り)

Gmax (mm)	W/C (%)	S/a (%)	単位重量 (kg/m ³)					
			W	C	S	G	急結材	粉塵低減材
10	45	60	162	360	1,119	749	18	3.6

当区間の仮設備の一覧を表-5に示す。仮設ヤードとしては、建替え中の東京電力(株)栃木支店の敷地の使用となったが、建築工事と競合するため、約270m²の用地に制約されることとなった。このため資機材搬出入用クレーンレールと防音壁との一体化、コンプレッサーの立坑内配置等の工夫・改善により仮設ヤード面積を縮小し、制限内に収めた。仮設備配置図を図-14に示す。

また、周辺の民家に対する工事騒音の低減が問題となった。特に夜間の工事騒音は60dB以下に抑える必要があった。このため、防音壁および防音屋根の設置、掘削土ストックによる夜間搬出の中止等の改善策を講ずることとした。前述のコンプレッサーの立坑内配置も騒音低減に有効であった。その結果夜間の工事騒音を通常の約85dBから55dBにまで低減させることが可能となった。

(2) 施工機械

掘削機は当工区の特徴を考慮し、小断面、急曲線施工に適するフックスー40(ウエストファリア社製)を採用した。

また、掘削土は小断面施工となる点を考慮し、ベルトコンベアによる連続搬出を行い所定の搬出量を確保した。

(3) 支保工

a) 吹付コンクリート

吹付コンクリートは吹付機にアリバー260を使用し、乾式により施工した。配合は表-6に示すとおりとした。

b) ロックボルト

通常ロックボルトは、鋼製のものを使用するが、当トンネルではボルトの先端が民地に達するため、補償問題に発展する可能性も考えられた。そこで切削の容易なグラスファイバー製のロックボルトを採用し、将来の地下工事に配慮した。

(4) 工事工程

当区間の工事は、昭和63年9月から平成元年2月にかけて実施された。掘削作業は、近隣への影響期間の短縮化、馬場通変電所建設工事および近接区間の工程との調整、トンネル切羽の安定性への配慮、等の要因から昼夜2交替で実施した。なお、トンネルの日掘進は電力線管路単独部で3.6~4.38m/日、熱供給併設部で1.85m/日で無事掘削を完了した。

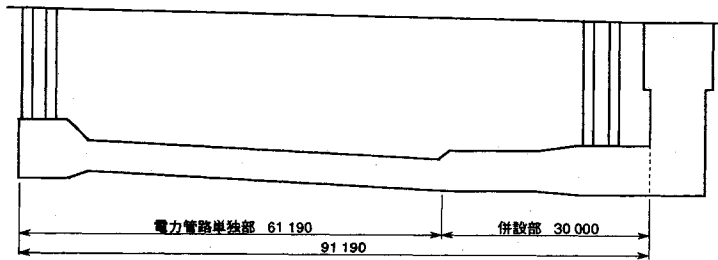
6. 計 測

一般にNATMでは計測データに基づく情報化施工が大きな特徴となっている。すなわち、支保と地山挙動の計測を実施し、施工へフィードバックすることによりトンネル施工の安全性、経済性の最適化を図るものである。

一方、当現場においては上記の概念に加え、一般的なトンネル施工に無い特殊性を考慮して、以下に示す目的に沿った計測管理を計画した。

① 都市域のNATMであることから、地上の構造物や交通に悪影響を及ぼすような地山の挙動を防止すること。

② 急曲線形の掘削、深礎による人孔立坑の接合等、挙動予測の難しい施工箇所安全性を検証すること。



88 823	76 823		48 533	35 033	24 533		3 000	距離程					
12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	計測断面 No.	計測 A
全区間に於て1掘削進ごとに実施											坑内観察		
○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	地表面沈下	
○	○				○		○				○	天端沈下	
○	○				○		○				○	内空変位	計測 B
○	○				○		○				○	地上地中内変位	
○	○				○		○				○	鋼製支保工応力	
○	○				○		○				○	吹付コンクリート応力	
○												ロックボルト軸力	

図-15 計測断面および計測項目

表-7 計測管理基準 (mm)

管理基準	単 独 部		併 設 部	
	天端沈下	内空変位	天端沈下	内空変位
1次管理	2.5	5	5	10
2次管理	5.0	10	10	20
限 界	7.5	15	15	30

表-8 計測値と管理基準値との比較 (mm)

項目		電力単独部	併 設 部
		計測値	1.0
天端沈下	管理基準	2.5	5.0
	計測値	0.9	4.0
内空変位	管理基準	5.0	10.0
	計測値	0.0	3.0
地表面沈下	管理基準	14.0	14.0

③ 小断面都市 NATM の施工実績として裏付けとなるデータを蓄積し、今後の類似施工の参考となり得る資料を作成すること。

その結果トンネルの安定性を確保し、上記目的に適った計測管理が実施された。以下にその概要を述べる。

(1) 計測断面および計測項目¹⁰⁾

本トンネルでは、前述の目的に適合した計測管理を行うために、計測 A (日常の施工管理のために必ず実施すべき項目) に加えて、計測 B (地山条件や施工上の必要性に応じて計測 A に追加して実施する項目) を計画した。計測断面および計測項目を図-15 に示す。

(2) 計測管理基準¹¹⁾

計測管理基準として以下の3段階を設定した。

① 1次管理レベル 限界値にはまだ余裕があるが、今後限界値に近づく可能性があり、警戒が必要な状況。

② 2次管理レベル 限界値に近づいて、トンネルの安定性が損なわれつつある。対策工が必要な状況。

③ 限界レベル 地山の崩壊、支保の変形等の変状が生じる可能性が高い状況。施工を一時止めて、早急に対応策を講じなければならない。

以下に項目別の管理基準値を示す。

a) 内空変位・天端沈下

内空変位・天端沈下による計測管理は直接ひずみ評価法により設定した。地山の限界ひずみを一軸圧縮試験結果から $\epsilon_f = 1.0\%$ 、切羽が到達するまでに発生する変位 (先行変位) を全変位の 30% として限界値を計算し、限界値の 1/3, 2/3 を 1次, 2次管理値とした。

b) 地表面沈下

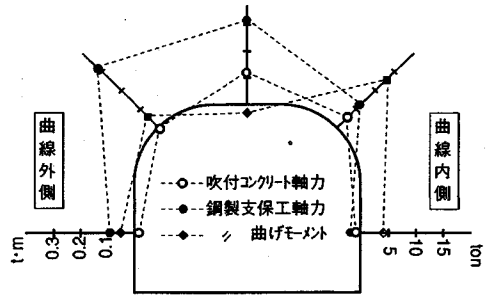
図-6 のシールド掘削に伴う地表面の中央沈下量と被害率との関係では、中央沈下量が 30 mm 以下では家屋被害が発生していない。したがって限界値を 30 mm とし、限界値の 1/3, 2/3 を 1次, 2次管理値とした。また、日常管理は中央沈下量で行うが、中央沈下量が 2次管理レベルの 14 mm (=20 mm × 2/3) 生じた場合、不等沈下測定を行うこととした。

(3) 計測結果および考察

トンネル各部における計測結果の評価と考察を以下に述べる。

表—9 計測値と解析結果との比較 (併設部)

項目	解析結果	計測結果
地表面沈下	1.04 mm	3.00 mm
天端沈下	0.79 mm	5.00 mm
内空変位	0.17 mm	4.00 mm
支保工軸力	7.11 t	17.7 t
支保工モーメント	0.01 tm	0.26 tm
吹付コンクリート応力	4.1 kgf/cm ²	5.4 kgf/cm ²



図—16 計測結果 (急曲線部)—支保応力分布

表—10 立坑掘削前後の支保応力の変化 (宇39人孔)

計測項目	掘削前	掘削後
支保工軸力	16.25 t	10.90 t
支保工モーメント	-0.05 tm	0.12 tm
吹付コンクリート応力	5.4 kgf/cm ²	4.1 kgf/cm ²

① 計測値と管理基準値との比較を表—8に示す。表に示すように宇40人孔部 (併設部) の天端沈下が1次管理基準に達した以外、いずれの測点においても管理基準値に達しなかった。したがって、地山の安定性が十分に確保されたものと判断された。これらの地山挙動は十分に弾性変形の範囲内であると判断された。

② 計測値が比較的大きかった併設部の計測結果とFEMによる解析結果 (天端沈下, 内空変位の値に先行変位は含まれない) との比較を表—9に示す。各項目とも計測値が解析値を上回った。他の計測結果についてもFEMの結果とは定性的には傾向の一致がみられたが、定量的には差があった。これは、解析で用いられた地山物性値、地層状況、初期地圧等の入力条件が誤差を多分に含んでいるうえ、トンネル支保効果のモデル化についても実際の現象を表現しきれないことに起因する。

したがって、解析結果を実際の現象に近づけるには地山資料を用いた原位置および室内試験およびトンネル掘削箇所での初期地圧の測定を実施するとともに、今後適切な力学モデルを設定するための研究が必要であろう。

③ トンネル急曲線部における応力状態は図—16に示すとおりであり、各計測項目とも予測どおり左右非対称の分布形となった。注目すべき点としては、鋼製支保工の曲げモーメントがアーチ肩部で内側が外側の約4倍となっており、原因として急曲線内側の応力干渉による影響が考えられる。

④ 人孔立坑掘削の影響については、表—10に示すように立坑の掘削に伴い支保工軸力と吹付コンクリートの軸力は減少し、支保工の曲げモーメントは増加した。この増加量はアーチ部で大きく、側壁部でほとんど0となり、解析結果と同じ傾向を示した。これは、前述のとおり立坑の掘削によりトンネル周辺地山のアーチ効果が

減少し、トンネル支保の負担が増加したためと考えられる。

また、ロックボルト軸力の経時変化は図—17に示すとおり、立坑掘削が既設トンネルに近づくにつれて圧縮側に移行し、立坑が到達すると再び引張側に動いている。これは定性的には、1) 立坑掘削が既設トンネルに近づくことにより地山内応力が徐々に解放されるとトンネル天端周辺部の応力が除荷され、同時にボルトの引張力が緩和されて軸力は圧縮側に動き、2) 立坑掘削がトンネル天端に達し地山のアーチ領域や支保部材が撤去されると、アーチアクションの作用が失われ、ボルトの負担が増加して再び引張側に動く、という応力再配分課程を反映したものと考えられる。

7. まとめ

元来山岳トンネル工法として発生した NATM はその合理性、経済性から、都市域にもその適用範囲を拡げている。市街地中心部の厳しい施工条件下となった当管路工事においても、①小断面・急曲線形の施工、②掘削断面の断続的な変化、③NATMによるトンネルと深礎による人孔立坑との地中結合、等の特殊性に対し、NATMの特長を十分に生かして対処することができた。施工時に実施された計測管理により地山の良好な地山の安定状態や支保の妥当性も確認されている。また NATM の採用により、開削工法に比べて、既設埋設物の移設の省略等により工費削減となる、近隣の環境に対する影響が最小限にとどめられる、等の優位性も予想通り認められた。

今後、都市域の小断面管路工事においては NATM の適用がさらに促進されることが期待される。その際、当現場で実施された上記の特殊施工や仮設ヤードの縮小化の工夫等は、他現場でも広く応用できる技術であると思われる。適用に当たって、当トンネルの設計、施工、計測を通じて得られた諸データが検討の一助となれば幸いである。

最後に、本工事の実施にあたり御指導頂いた関係官庁の方々ならびに調査、施工に尽力された関係者各位に謝

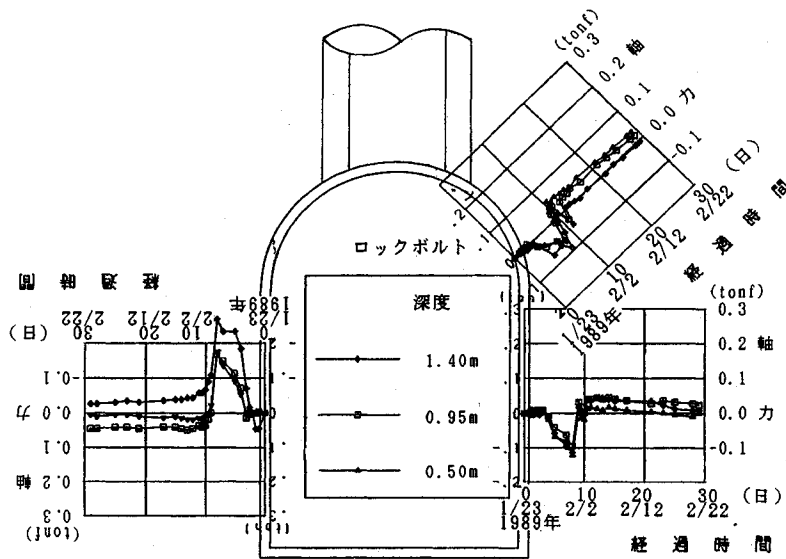


図-17 ロックボルト軸力経時変化 (字 39 人孔)

意を表す次第である。

参考文献

- 1) 土屋貢一郎・武田賢治：東京都内の道路下に NATM を適用・東京電力超高压基幹送電線管路工事，トンネルと地下，1983 年 10 月。
- 2) 吉田和夫・他：市街地の滞水砂礫層を圧気 NATM で掘る。中電北豊田南武平町洞道，トンネルと地下，1986 年 5 月。
- 3) 土木学会関西支部：都市 NATM の設計施工マニュアル，1987 年 6 月。
- 4) 間片博之・他：シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について，土と基礎，1980 年 6 月。
- 5) Einstein, H. and Schwartz, W. Simplified analysis for

- tunnel supports, ASCE, 1979.
- 6) 今田徹：岩盤力学入門，トンネルと地下，1985 年 11 月。
- 7) 土質工学会：地盤工学における数値解析の実務，pp. 228～249，1987 年 12 月。
- 8) 日本トンネル技術協会：山岳トンネルの坑内交差部の設計・施工に関する研究報告書，1985 年 2 月。
- 9) 伊藤文雄・竹田直樹・亀村勝美：斜行トンネルが本線トンネルに与える影響，第 17 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文，pp. 261～265，1985 年。
- 10) 日本トンネル技術協会：NATM 計測指針(案)，1998 年 3 月。
- 11) 桜井春輔：NATM における現場計測と管理基準値，土と基礎 34-2，pp. 5～10，1986 年 2 月。

(1991.3.6 受付)

APPLICATION OF NATM TO THE SMALL PIPELINE TUNNEL IN THE CENTRAL URBAN AREA OF UTSUNOMIYA

Takayuki NAKAMURA, Hideo SUZUKI, Takeshi SHIMAKATA and Yoshiaki MASHIMO

Underground electric power and heat supply pipelines have been constructed in the central urban area of Utsunomiya in connection with the project of a new substation and local heat supply service by Tokyo Electric Power Company. NATM was partially adopted for the excavation method accounting for the influence on environments and economical factors.

The length of 91.19 m was excavated through the soft rock by a partial face machine. The cavern could be completed including the section with the small curvature and various cross sectional shapes. The open shafts excavated for the vertical manholes were jointed with the tunnel previously excavated.

Additional monitoring was carried out grasping the influence on the surrounding ground and observing the tunnel behavior.