

# センターピラーを構築しない めがねトンネル工法の実用化と検証

上村正人<sup>1</sup>・梨本 裕<sup>2</sup>・梶山孝司<sup>3</sup>・青木宏一<sup>4</sup>・進士正人<sup>5</sup>・中川浩二<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 前田建設工業(株)九州支店土木部(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-14-1)

E-mail:kamimura.m@jcity.maeda.co.jp

<sup>2</sup>正会員 工博 前田建設工業(株)本店土木設計部(〒179-8903 東京都練馬区高松5-8 J.CITY)

<sup>3</sup>工博 前田建設工業(株)九州支店土木部(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-14-1)

<sup>4</sup>学生会員 工修 山口大学大学院 理工学研究科 博士後期課程(〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

<sup>5</sup>正会員 学博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科(〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

<sup>6</sup>フェロ会員 工博 山口大学教授 臨床トンネル工学研究所(〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

近年、都市部における離隔距離1m程度の近接トンネルでは、通常、めがねトンネル形式が適用されている。しかし、この形式では、重要な構造部材であるセンターピラーの安定性や構築に伴う工期、工費などをはじめ、その施工における安全・環境上の諸問題を抱えている。そこで筆者らは、センターピラーを構築せず、中間部の地山を補強した近接トンネル、さらには中間部の地山を残置せず、離隔を設けない新しい近接トンネル工法を考案し、めがねトンネルで計画されたトンネルにおいてそれらの工法を適用した。

本文は、このセンターピラーを構築しない近接トンネルの設計の考え方を示し、施工時の計測結果からセンターピラーを構築しない近接トンネル工法の適用性について記述する。

**Key Words :** design methodology, twin type closed tunnel, center pillar, urban NATM, FEM analysis

## 1. はじめに

近年、都市部においては、都市機能の空間的な拡大とそれに伴う交通需要の増大にともない、都市部の制約された条件下においても実現可能な計画として、トンネル形式による地域幹線道路計画が注目されている。この場合、上下それぞれ2車線を有し、合計4車線の車線数確保が幹線道路網としての最低サービスレベルとして要求される。それをトンネル形式で実現するには、青梅トンネルのように2車線道路トンネルを2階建てで配置する事例<sup>1)</sup>もあるが、線形ならびに構造上、この事例は極めて稀で、2車線の道路トンネルを平行に近接して配置する構造が一般的である。この場合、近接トンネルの配置計画、特に離隔距離が用地取得などの関係上極めて重要な要素となる。

これまでの山岳トンネルでは、近接トンネルを構築する場合、掘削によるトンネル相互間の影響を避けるため、両トンネルの中心間隔を通常3d (d:トンネル掘削径)程度、最小でも1.5d程度は確保することが一般となっている。

しかし、土地利用の制約条件が厳しい都市部では、近接トンネルが占有する地上部の権利設定や、

そのトンネルにアクセスする坑口付近の道路用地の取得などに問題が生じることが多い。そのため、両トンネル掘削面間の離隔(以下、「離隔距離」と呼ぶ)を極力小さくし、その間にコンクリート柱(以下、「センターピラー」と呼ぶ)を構築する「めがねトンネル」が多く施工されている。しかし、筆者らが整理しためがねトンネルの施工実績結果では、センターピラーの構築に伴い、解決すべき設計・施工上の課題が多数あることがわかった<sup>2)</sup>。

筆者らは、都市部において離隔距離1m程度のめがねトンネルを建設する機会を得た。そこで、センターピラーを構築しない近接トンネルの可能性について、安定性、経済性、ならびに安全性の観点から検討した。その結果、めがねトンネル程度の離隔距離を前提としても、中間地山を残し、センターピラーを構築しない近接トンネル工法(以下、「NCP-GS工法(Non Center Pillar with Ground Stabilized工法)」と呼ぶ)、さらに、先進坑を後進坑背面まで掘削拡張し、センターピラーを構築せずに中間地山の下半部を覆工コンクリートで置き換える新しい近接トンネル工法(以下、「NCP-EE工法(Non Center Pillar with Extra Excavation工法)」と呼ぶ)の可能性を見いだした。そして、当初延長280mのめがね

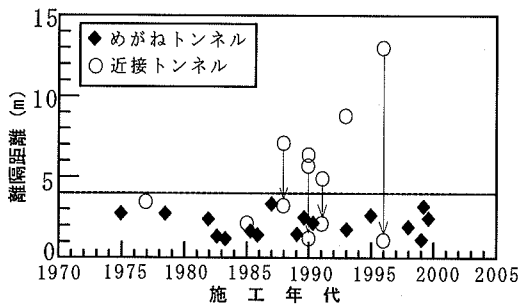


図-1 めがねトンネルと近接トンネルの離隔距離の年代別分布

トンネルで計画された現場において、240mの区間にNCP-GS工法とNCP-EE工法を適用し、その有用性を確認した。

本論文では、事前検討時のFEM解析と施工結果に基づき、NCP工法の適用性について述べる。なお、本論文では、それぞれの工法を区別する必要がある時以外は、NCP-GS工法とNCP-EE工法を総称してNCP工法と呼ぶ。

## 2. NCP工法の基本的な考え方

### (1) 近接トンネル施工の現状

2本のトンネルを同時あるいは段階的に並列に構築する近接トンネル<sup>3)</sup>には、2本のトンネル間にセンターピラーを構築するめがねトンネルと2本のトンネルの離隔距離をある程度確保する近接トンネルとに区別できると思われる。

図-1に、トンネル間の離隔距離を年代別に、筆者らの入手可能な資料の範囲で整理した結果を示す。図中○印を結ぶ矢印は、例えば1996年の近接トンネルでは、13mから1mまでトンネル間の離隔距離が縦断面ごとに変化することを示している。この図より明らかなように、めがねトンネルの離隔距離は、その構造上概ね1~3m程度で変化がない。これに対して、近接トンネルでは、ある程度の離隔を持った2本のトンネルが、坑口部などの一部すりつけ区間に近づくにつれて離隔が1m程度まで減少する例<sup>4)</sup>はみられるものの、トンネル全線にわたる最小離隔距離は4m程度<sup>5)</sup>までが一般的限界であったことがわかる。

すなわち、近接トンネルでは、4m以上の離隔距離を確保することを前提とし、離隔距離が4m未満となる場合は、めがねトンネルとして設計されているのが現状である。言い換えれば、近接トンネルでは、トンネル相互間の影響がトンネル支保部材剛性の増加

表-1 めがねトンネル設計・施工・施工管理上の問題点

課題	検討内容	
設計	作用荷重	地形・地質条件などをふまえた完成後上載荷重の設定
		先進・後進坑掘削時の施工中の作用荷重の設定
		センターピラーへの荷重分担をふまえた本坑支保工の設計
	断面構造形式	センターピラーへの作用荷重(地山からの直接荷重と本坑支保工からの間接荷重等)の設定
		センターピラーの形状(対称断面形、非対称断面形)の選定
		センターピラー断面を考慮した導坑掘削断面の決定
		覆工の支持構造(上部、脚部、インバート部)の選定
	沈下・傾斜防止	センターピラー鉄筋の有無
		センターピラー底盤部の地耐力の確認とその補強対策の検討
	地下水処理方法	傾斜対策(導坑内空間部へのエアームタル充填等)の検討
センターピラー上部の地下水処理方法		
施工・施工管理	導坑掘削作業	各施工サイクルを勘案した(機械の離合など)機械の選定
		掘削断面を考慮した補助工法の選定
		掘削断面を考慮した導坑内仮設備の配置
		掘削中のセンターピラー底盤部の泥濘化防止対策
	センターピラー構築作業	センターピラー用セントルの製作(移動・固定方法)
		センターピラーを考慮(偏荷重など)した本坑セントルの検討
		本坑覆工の打継ぎ目を考慮したセンターピラー打設の割付
	地下水処理方法	センターピラーコンクリートの圧送方法
		防水を考慮した鉛直および水平打継ぎ目の処理方法
		打継ぎ目での防水シートの端末処理方法
工程管理	排水工の端末処理方法	
	中央導坑掘削とセンターピラー構築の工程	
安全管理	センターピラー構築と本坑掘削着手の工程調整	
	導坑内の狭隘な場所での各作業の管理	
環境管理	導坑支保部材撤去にともなう騒音・振動対策	
	撤去した導坑支保部材の産業廃棄物処理	

などにつながらない程度に離隔距離を確保する前提で設計される。一方、めがねトンネルでは、トンネル相互間の影響を前提として設計され、相互干渉にともない生じる可能性のある荷重増分は、センターピラーで支保させるという考え方があると思われる。

### (2) めがねトンネルの問題点の整理

めがねトンネルのこれまでの施工事例を整理すると、この工法の設計・施工上の問題点は、表-1に示すようにセンターピラーに関連する問題がほとんどであることがわかる。

#### a) 設計段階

めがねトンネルにおけるセンターピラー施工の主な目的は、両本坑施工前にその中央に導坑を施工

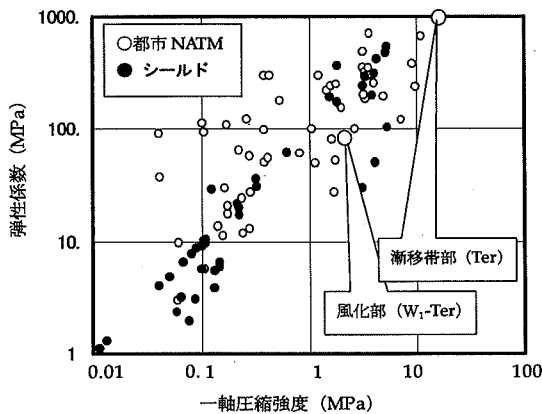


図-2 都市NATMとシールドが適用された地盤の比較

し、導坑内にセンターピラーを構築することにより、上半支保工の脚部沈下を抑制し、地山を安定させることにあると考えられる。しかし、センターピラーに作用する荷重の大きさの設定やピラー形状に関する設計基準が確立されておらず、個々のトンネルでの設計対応となっている<sup>2)</sup>。

一方、上記のような考え方に立てば、上半支保工の脚部沈下に不安がないか、あるいははかるべき沈下抑制のための対応策が可能であれば、センターピラーは必ずしも必要ではなくなる。筆者らの整理した施工実績結果では、報告されている地質条件からみて、必ずしも全てのトンネルで脚部沈下に不安を有するものばかりとはいえない。さらに、上記の考え方から見たセンターピラーの必要性の論議が報告されていないものも多い。

#### b) 施工・施工管理段階

施工段階においては、導坑の掘削とセンターピラー構築の並行作業が困難であること、またセンターピラーの構築を先行させないと本坑の掘削が行えないことなど、センターピラー構築がボトルネックとなり、工事費や工事期間の増加などの経済的損失が発生しやすい。さらに、管理の面では、狭隘な導坑内での作業にともなう労働安全衛生法上の問題や、本坑施工時の導坑支保部材の撤去にともなう産業廃棄物の増加といった環境問題までもがセンターピラー構築により生じる。

したがって、施工面のみに着目すれば、センターピラーを構築しなければ、狭隘な導坑内での作業がなくなり、それに伴う工事費の削減や工事期間の短縮につながると予想される。過去の事例では、三川内トンネル<sup>9)</sup>のように先進坑掘削時に構築したセンターピラー相当の構造物に後進坑支保工を支持させて、導坑を省いた例はあるが、施工の複雑さのためか、その後、類例はみられない。

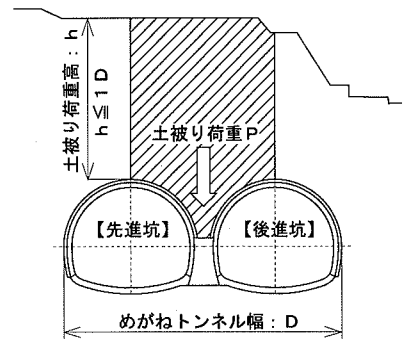


図-3 センターピラーに作用する「土被り荷重」の定義

### (3) 提案工法の基本的な考え方

都市部トンネルでは、土被りが30m程度と小さい事例がほとんどである。この場合、初期地圧は土被りに比例すると考えられるため、0.6MPa程度と想定できる。したがって、地山強度比2.0を確保するためには、1.2MPa程度の一軸圧縮強度があれば、トンネル単体としては安定を保つことが原理的には可能となる。図-2にこれまで都市NATMとシールドが適用された地盤の一軸圧縮強度と弾性係数との関係を示す<sup>7)</sup>。この図からも明らかのように、1.2MPa程度の一軸圧縮強度が期待できる地盤は都市部に十分存在することがわかる。

近接トンネルの場合、トンネル上部の地山が荷重として作用し、中間地山に荷重が集中することも考えられる。しかし、集中荷重に耐えうる強度を有する地山条件や周辺環境条件が許せば、NCP工法でも施工可能な事例はあるものと考えられる。

仮に、中間地山に作用する集中荷重が、図-3に示すように小東山トンネルでセンターピラーに作用する荷重として計測された「土被り荷重」<sup>8)</sup>とした場合、土被り25m、離隔距離1mの条件では、6.3MPa (=25m×12m(中心間隔)×21kN/m<sup>3</sup>(単位重量))程度の鉛直応力が中間地山に作用し、これ以上の一軸圧縮強度が中間地山で確保できれば、NCP-GS工法は原理的には可能と考えられる。一方、1.2MPa程度の一軸圧縮強度を有する地盤条件でも、筆者らが提案するNCP-EE工法によって、中間地山を設計基準強度18MPaのコンクリートで置き換えてしまえば、長期許容圧縮応力度は7MPa程度となり、地山を残すよりも安定性は高くなると考えられる。

そこで、近接トンネルに関するこれまでの施工事例、ならびに事前検討事例を収集した。その結果、事前検討段階では、センターピラーがなくとも近接トンネルの施工が可能であるとしている検討事例も多数<sup>9), 10)</sup>あることがわかった。

表-2 めがねトンネルに対するNCP工法の施工効果

検討項目	施工効果	検討内容
設計品質	○	センターピラーに関する設計課題がクリアされる。
施工管理品質	○	センターピラーの品質・出来形、地下水処理などの施工管理が無くなる。
コスト	◎	掘削・覆工の直接工事費で約1割の工事費削減が可能。
工程	◎	中央導坑の掘削で約4ヶ月、センターピラーの構築で約4ヶ月、合計約8ヶ月の工期短縮が可能。
安全	◎	掘削機械の離合やセンターピラー型枠の移動など、狭い導坑内での作業が無くなる。
環境	○	導坑支保部材の撤去が無くなり、産業廃棄物が減少。

(◎: 極めて大きい ○: 大きい)

しかし、センターピラーを構築せず、離隔距離を小さくした場合、中間地山の安定性が大きく損なわれ、さらにトンネル掘削相互の影響により地山挙動や地表面沈下も大きくなり、それに伴う補強対策などによって経済性が悪くなると考えられてきたため、NCP工法の採用は見送られている。

そこで、めがねトンネルが数多く適用されてきた延長300m程度の2車線道路トンネルを例にとり、NCP工法を採用したと仮定した場合の効果について検討した。その結果を表-2に示す。この表と表-1を比較しても明らかなように、NCP工法は施工性・安全性などの点に関して、より優れた工法と考えられる。また、従来のめがねトンネルと比較して、約8ヶ月の工程短縮が可能と考えられ、さらに中間地山への地山補強にかかるコストを考慮しても経済的に有利な場合もあると考えられる。

しかし、メリットと同時に、センターピラーを構築しないことによる以下の力学的な問題点が考えられる。

#### a) 近接トンネルの相互干渉

近接トンネルでは、従来、トンネル相互の干渉が大きな問題とならない程度に離隔距離を確保してきた。しかし、めがねトンネルが前提とされる離隔距離に対応するNCP工法では、地山掘削による近接トンネルの相互干渉は無視できないことが十分予測される。すなわち後進坑掘削による増加荷重が、トンネルの支保工耐力や脚部の支持力を大きく上回った場合、先進坑に過大な変状が生じ、最悪の場合には崩壊を引き起こす可能性がある。

したがって、NCP工法の適用に当たっては、後進坑掘削時の先進坑の健全性を担保するために、数値解析などにより後進坑掘削時の先進坑の変形・応力状態を事前に予測し設計を行う。さらに、先進坑施

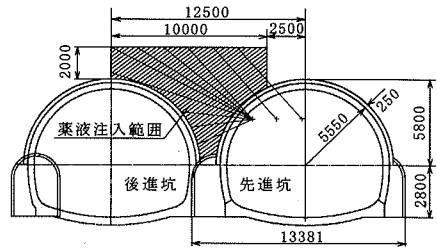


図-4 中間地山部への薬液注入の事例(富岡トンネル)

工時に上半支保工脚部の地耐力の確認をはじめ、十分な現場計測を実施し、計測結果と事前予測を絶えず検討することが求められ、必要であれば後進坑の設計を見直すこともありうる。

#### b) 中間地山の挙動と対策

近接トンネル間の中間地山の安定性は、トンネルが近接するほど損なわれると考えられている。NCP工法の場合、両坑の支保工が極めて近接するため、先進坑掘削時に生じた中間地山の塑性領域が後進坑掘削に影響し、後進坑上半支保工の脚部沈下などを助長する可能性がある。

したがって、先進坑掘削時の地質調査やそれに基づく数値解析などにより中間地山の安定性について検討し、地山の塑性化が予想される領域については、後進坑掘削前に事前補強対策などを実施する必要がある。中間地山の補強例として富岡トンネルでは、先進坑掘削後に図-4に示す範囲に薬液注入を行っている<sup>11)</sup>。

#### c) 地表面沈下などの周辺環境への影響評価

一般に、近接トンネルが計画される都市部市街地では、低土被り度で未固結・低強度の地山を対象とした厳しい施工条件下での工事が多い。そのため、多少の経済性は犠牲にしても、実績があり、リスクの少ないと考えられためがねトンネルを適用してきた背景があると考えられる。このような施工環境下において、トンネル周辺環境への影響評価、特に地表面沈下への評価は極めて重要である。

筆者の1人は、FEM解析によりめがねトンネルとNCP-GS工法の地表面沈下量を比較した事例を報告している<sup>12)</sup>。そこでは、1D(D:めがねトンネル全幅)程度の土被りの場合、NCP-GS工法を適用すると、センターピラーによる地表面沈下抑制効果を期待できないため20~40%程度めがねトンネルより地表面沈下量は増加する結果を得た。

すなわち、NCP工法を適用する場合、トンネル脚部の沈下による地表面沈下量の増加が懸念されるため、事前予測解析と計測により、地表面沈下量がめがねトンネルとほぼ同程度か、許容値以内であることを確認する必要がある。

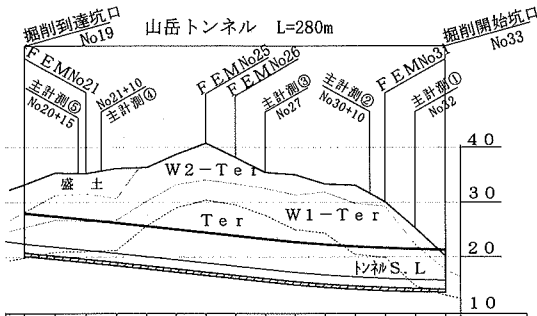


図-5 トンネル縦断面図

表-3 岩石試験結果の総括

	変形係数 Es (MPa)	孔内検層		一軸強度 $\sigma_c$ (MPa)	単位重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	P波伝播速度 Vp (km/sec)
		Vp (km/sec)	Vs (km/sec)			
強風化部 (W <sub>2</sub> -Ter)	32	0.42~1.16	0.27~0.45			
風化部 (W <sub>1</sub> -Ter)	96	0.95~1.60	0.48~0.58	3	21.4	1.32
漸移帯部 (Ter)	1295	2.40~2.60	1.10~1.15	15	22.2	2.23

### 3. 現場への適用

#### (1) 地形・地質の概要

適用したトンネルの地形は、図-5に示すように、中央部で土被りが最大となる丘陵地形を呈し、土被りは2~18mで、地表部は住宅などが密集している。地質は、レキ岩、砂岩を主体とした堆積岩類からなる。地質構成は、図-5に示すように地表より強風化部(W<sub>2</sub>-Ter)、風化部(W<sub>1</sub>-Ter)、および未風化部への漸移帯部(Ter)に分類される。これらの岩石試験結果の総括表を表-3に示す。地下水位は、地形なりに地表面下約10mの位置にある。

トンネル施工位置では、両坑口部から40~60m間は風化部で、中央部の約180m間は漸移帯部となる。地質調査による地山分類では、風化部はDII、漸移帯部はDI~CIIと評価される。

表-3の試験結果をプロットした図-2から明らかなように、両坑口の風化部は、都市NATMが適用される地山としては、ほぼ平均的な強度の地山であり、一方、漸移帯部は高強度の地山に分類されることがわかる。

#### (2) 適用区間

適用した現場の当初設計は、図-6に示すように片側2車線のめがねトンネルであり、その施工順序は、センターピラーを構築後、先進坑・後進坑を順次掘

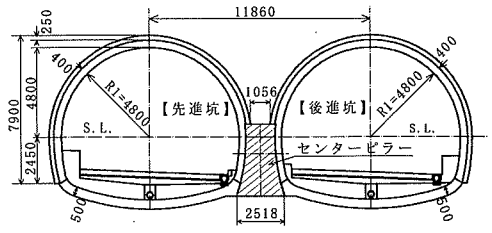
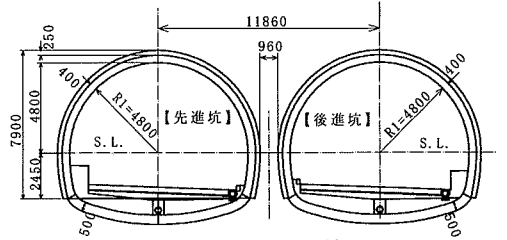
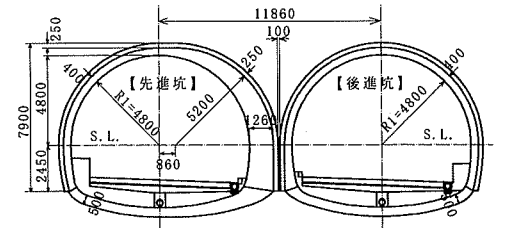


図-6 めがねトンネル



(a) NCP-GS工法



(b) NCP-EE工法

図-7 現場で適用したNCP工法

削し、最後に覆工を施工する計画であった。しかし、予定された道路の供用開始日を厳守するために、大幅な工期の短縮と財政状況を反映した工事費の低減が必要とされた。そこで、めがねトンネルの施工区間を短縮し、NCP工法を適用することとした。

適用にあたっては、トンネルの線形や内空断面、および先進坑と後進坑の離隔距離(1m)は当初の設計条件のとおりとし、地形・地質条件を考慮して適用区間を決定した。NCP工法の適用区間を図-5に示し、その標準断面を図-7(a)(b)に示す。

図-6に示すめがねトンネルは、導坑掘削により中間地山の地質を直接確認する目的で掘削開始側(道路終点側)坑口から40m間の風化部に適用した。

中間地山を残すNCP-GS工法は、中間地山の強度も期待できると判断した中央部200m間の漸移帯部に適用した。

掘削到達側(道路始点側)の40m間は、再び地質が風化部主体と予測され、NCP-GS工法をそのまま適用するには、中間地山の安定性、ならびに後進坑掘削時の先進坑支保工への予期しない荷重の作用が懸念された。そこで、中間地山部の安定性の懸念を

表-4 FEM解析に用いた物性値

物性値	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma t$ (kN/m <sup>3</sup> )	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (m <sup>4</sup> )	要素種別	備考
w <sub>2</sub> -Ter	6.47	0.35	19.6			ソリッド	$\phi=30^\circ$ C=29kPa
w <sub>1</sub> -Ter	19.6	0.35	21.7			ソリッド	$\phi=35^\circ$ C=98kPa
Ter	$2.59 \times 10^2$	0.30	22.1			ソリッド	$\phi=40^\circ$ C=294kPa
吹付けコンクリート	$3.92 \times 10^3$ ( $2.16 \times 10^4$ )※		23.0	0.25		トラス	厚25cm
鋼製支保工	$2.06 \times 10^5$		76.9	$6.35 \times 10^{-3}$	$4.72 \times 10^{-5}$	ビーム	H-200
覆工	$2.16 \times 10^4$		24.5	0.40	$5.33 \times 10^{-3}$ (めがね)	ビーム ソリッド(NCP-EE)	
インパート	$2.16 \times 10^4$		24.5	0.50	$1.04 \times 10^{-2}$ (めがね)	ビーム ソリッド(NCP-EE)	
物性値	垂直バネ (MPa)	せん断バネ (MPa)	粘着力 (MPa)	内部摩擦角 (度)	引張り強度 (MPa)	要素種別	備考
緩衝材	$1.05 \times 10^3$	$2.45 \times 10^2$	0	17.5	0	ジョイント	

※吹付けコンクリートの弾性係数は早期材齢を考慮して、設置時は $3.92 \times 10^3$ 、次ステップ以降は $2.16 \times 10^4$ MPaとした。

なくし、かつNCP-GS工法による中間地山の補強に関わる工事費を省く目的もふまえて、この区間にはNCP-EE工法を適用した。

適用したNCP-EE工法は、先進坑を後進坑背面まで拡幅掘削し、後進坑掘削前に先進坑を覆工することによって、拡幅掘削した中間地山を覆工コンクリートで置き換える工法であり、ほとんど離隔を設けない(実施工では10cm)近接トンネルとなる。この構造を採用することにより、先進坑支保工への予期せぬ荷重も、余裕をもって覆工コンクリートで支保されうると考えた。

### (3) 検証の方針

検証に当たっては、先に第2章、(3)、a)～c)で述べた3つの問題点について、施工過程を考慮したFEM解析を実施し、下記に示すような方針で評価することとした。

- ①2本のトンネルの相互干渉による支保工の増加応力や周辺地山の挙動を把握し、めがねトンネルと比較検討する。
- ②支保工(鋼製支保工、吹付けコンクリート)の解析結果から、どの施工段階においても、発生応力が各部材の短期の許容応力を越えないことを確認する。
- ③トンネル中間側の支保工と地山の荷重負担分が、図-3に示す「土被り荷重」に近い値となっていることを確認する。
- ④周辺地山の安定性を局所安全率(モール・クーロンの破壊基準に対する応力円の接近度)から把握し、ゆるみ領域(安全率が1に達しない領域)の大きさを確認する。特に、中間地山のゆるみ領域の拡大に留意し、必要に応じて地山改良工の実施を判断する。
- ⑤覆工とインパートコンクリートの安全性は、完成

形モデルの骨組み解析結果(一次支保工は考慮しない)とFEM解析結果を比較し、より構造的に厳しい断面力を選定して照査する。

- ⑥地表沈下量はめがねトンネルと同等、または許容値(30mm)を越えないことを確認する。

### (4) 解析条件

FEM解析は2次元弾性解析とし、土被りと地質条件の影響および各工法ごとの挙動を把握するために、図-5に示す4断面で実施した。その内、3断面(No.31, No.26, No.25)については、めがねトンネルとNCP-GS工法の2タイプで行い、残り1断面(No.21)はNCP-EE工法で解析した。解析ステップは、実際の施工手順に従って定め、NCP工法では、後進坑掘削前に先進坑の覆工を設置した。なお、解析では防水シートによる緩衝効果を考慮し、支保工から覆工へ引張り力が伝達するのを防止する機能を持たせるため、支保工と覆工間にジョイント要素を導入した。また、NCP-EE工法では覆工・インパートは部材厚が大きいためソリッド要素とした。さらに、切羽進行の影響を考慮し、各切羽掘削時(無支保状態)の応力解放率を40%とし、支保工施工後に残りの60%を解放した。

表-4に採用した物性値の一覧を示す。表に示すように、地質状況に合わせて地層を3層に区分し、地山の弾性係数は亀裂の存在を考慮して、孔内載荷試験結果の変形係数に亀裂係数(=0.2)を乗じた値とした。なお、NCP-EE工法解析断面においては、すでに先進坑掘削が完了したNo.31断面に関する計測結果(地表沈下)から逆解析によって求めた地山の物性値( $w_1$ -Ter; E=196MPa)を使用し、粘着力も、弾性係数の見直し分(当初予測解析値の10倍)に亀裂係数(=0.2)を乗じた値(C=196MPa)とした。なお、補助工法に関しては考慮していない。

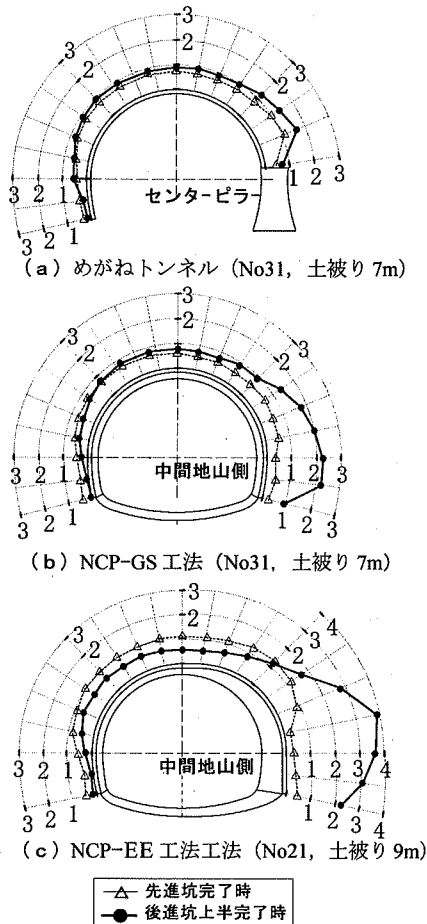


図-8 後進坑施工後の先進坑吹付けコンクリート応力分布の比較 (単位 MPa)

(5) FEM解析結果に基づいたNCP工法の設計

a) 支保工の解析結果

図-8に、後進坑上半掘削完了時の先進坑の吹付けコンクリート応力の分布を、土被りが類似する解析断面で工法ごとに示す。図中には、後進坑掘削の影響による増加応力を把握するため、先進坑完了時の応力も合わせて示す。

FEM解析では後進坑施工時の先進坑支保工に最大応力が発生している。最大応力が発生する箇所は、めがねトンネルの場合はセンターピラー上部、NCP工法の場合は先進坑中間地山側のSL付近である。各工法とも後進坑掘削の影響によって先進坑中間地山側の応力が増加する。応力増加の程度は、めがねトンネルと比較してNCP工法が大きく、特に中間地山の無いNCP-EE工法は中間地山側の応力増加が顕著である。

図-9に、各工法ごとに、先進坑と後進坑の中間地山側SL部(めがねトンネルではセンターピラー上

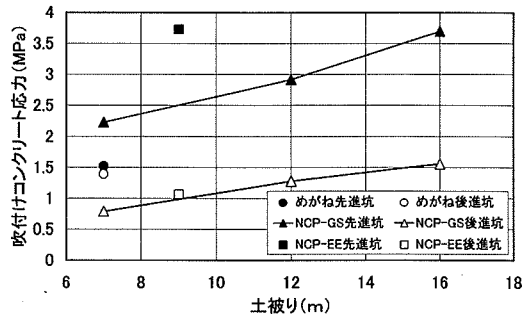


図-9 各工法ごとの先進坑と後進坑の吹付けコンクリート SL部の応力比較 (後進坑施工後)

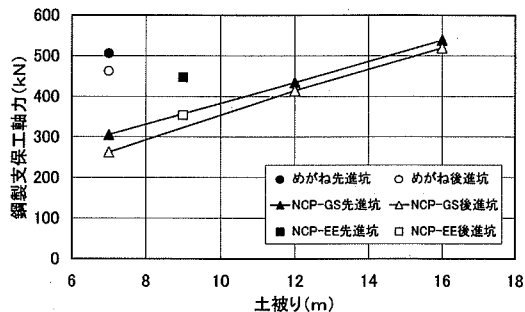


図-10 各工法ごとの先進坑と後進坑の鋼製支保工 SL部の軸力比較 (後進坑施工後)

部)の吹付けコンクリート応力を土被りとの関係で整理したものを示す。同様に、鋼製支保工に発生する軸力を図-10に示す。

吹付けコンクリート応力および鋼製支保工軸力は、土被りに比例して大きくなる傾向を示す。同程度の土被り条件では、NCP-EE工法の吹付けコンクリートに大きな応力が発生する。一方、鋼製支保工ではめがねトンネルセンターピラー上部に比較的大きな軸力が発生する結果となった。

先進坑と後進坑を比較した場合、吹付けコンクリートに作用する応力は、めがねトンネルの場合では同程度であるが、NCP-GS工法では2倍以上、NCP-EE工法では3倍程度、先進坑の応力が大きい結果となった。それに対し、鋼製支保工軸力は両坑とも同程度の軸力となっている。

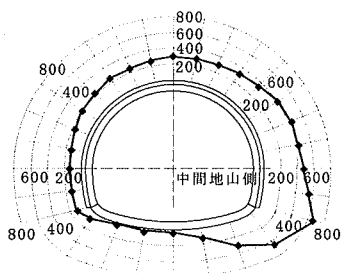
このように、どの工法も後進坑施工時に先進坑への影響があるものの、各施工段階を通じて、吹付けコンクリート応力は最大4MPa程度であり、短期許容応力(9MPa)と比較しても問題ない範囲である。鋼製支保工軸力は、最大600kN程度であり、応力に換算しても200MPa程度となり短期許容応力以内であることがわかった。

b) 覆工の解析結果

覆工の設計は、当初設計において、地上権設定時における荷重条件(トンネル上部5mの保護層と

表-5 支保工および覆工の設計仕様一覧

通用工法		NCP-EE工法		NCP-GS工法		めがねトンネル
地山分類		DⅢ	DⅢ	DⅠ	DⅢ	DⅢ
適用延長		40	41	90	69	40
吹付けコンクリート厚	設計基準強度18N/mm <sup>2</sup>	25cm				
金網	φ5*150*150	全周				
鋼製支保工	SS400	H-200@1000				
ロックボルト	L=4m全面接着式、耐力18t	4本*2側面		14本*2側面		4本*2側面
覆工コンクリート	先進坑(巻厚40cm)	設計強度21N/mm <sup>2</sup>		設計強度30N/mm <sup>2</sup>		設計強度21N/mm <sup>2</sup>
	後進坑(巻厚40cm)	設計強度21N/mm <sup>2</sup>				
覆工補強鉄筋	先進坑SD295	D19@200複鉄筋、側部@100複鉄筋				D19@200複鉄筋
	後進坑SD295	D19@200複鉄筋	D19@200複鉄筋			
インバートコンクリート	先進坑・後進坑巻厚50cm	設計強度21N/mm <sup>2</sup>				
インバート補強鉄筋	先進坑SD295	D22・D19@200複鉄筋、中間地山側部@100複鉄筋				D22・D19@200複鉄筋
	後進坑SD295	D22・D19@200複鉄筋	D19@200複鉄筋		D22・D19@200複鉄筋	



(NCP-GS工法, No25, 土被り16m)

図-11 後進坑施工後の先進坑覆工軸力分布 (単位 kN)

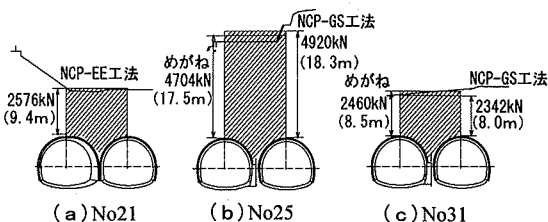


図-12 FEM解析による中間部(センターピラー部)に作用する土被り荷重高

20kN/m<sup>2</sup>の制限荷重)をもとに骨組解析によりトンネル完成時の検討がなされ、設計基準強度21MPa、覆工巻厚40cmの補強鉄筋構造として設計が行われていた。一方、今回の設計では、覆工についてもFEM解析を実施し、覆工に発生する断面力から鉄筋量やひび割れ幅を検討し、当初設計と比較して安全側を採用した。

図-11は、最も土被りの大きい解析断面での先進坑覆工に発生する軸力分布である。図からわかるように、最大応力の発生位置は、中間地山側の下半脚部付近である。下半脚部付近に大きな軸力が発生しているのは、後進坑掘削の影響を他の部分より大きく受けるためと考えられる。

断面力を照査した結果、土被りの大きい区間では、当初の設計基準強度21MPaの長期許容応力(8MPa)を越える結果となった。そこで、土被りの大きい断面では、設計基準強度30MPaのコンクリートを使用する方針とした。さらに、断面力からひび割れの検討を行い、当初設計の鉄筋量で許容ひび割れ(0.25mm)を越える中間地山側の側壁部から脚部付近には100mmピッチで補強鉄筋を配置する方針とした。

### c) 支保工と覆工の設計

表-5にFEM解析結果をふまえて決定した支保工・覆工の設計仕様一覧を示す。設計では、どの施

工段階でも各部材の許容応力以内とし、座屈など破壊にはいたらないようにした。

さらに図-12に示すように、中間地山の応力と各部材の軸力から求めた上載荷重を「土被り荷重」に換算して設計の妥当性を検証した。その結果、NCP工法の場合でも、めがねトンネルと同程度の土被り荷重となり、中間地山や支保部材に発生している応力に関しては、設計上過小評価することはないと考えた。後進坑においては、支保工の変状により地山を緩めた場合、解析値以上の応力が発生することも考えられたため、先進坑と同規格の支保工とした。

### (6) 中間地山の安定性に関する検討

NCP-GS工法適用の前提条件である中間地山の安定性については、図-3に示す範囲の「土被り荷重」が全て中間地山へ作用するものとして評価した。

その結果、適用トンネルの条件では、奥行き1m当たり最大5MNの土被り荷重が中間地山と本坑支保工に作用することになるが、その全荷重が中間地山に作用すると考えた場合、5MPa(中間地山部の最小幅約1m)程度の鉛直応力が発生することになる。一方、表-3の岩石試験結果より、当地山の一軸圧縮強度は3~15MPaと評価され、本坑支保工への荷重の分担を考えれば、中間地山の安定性は確保できると考えた。



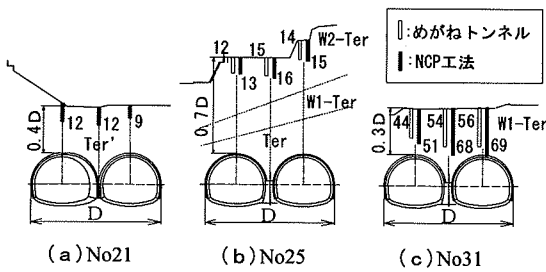


図-13 FEM解析による工法の違いによる地表面沈下量の比較(単位:mm)

さらにFEM解析結果から周辺地山の安定性について局所安全率で評価したが、安全率が1に達しない補強対象領域は局部的にしか発生しない結果となった。特に、大きな応力集中を受ける中間地山部においても対処が可能な範囲にしか補強対象領域は発生しない結果となった。

しかし、中間地山の亀裂などの状況によっては、安定性を損なうことが考えられるので、先進坑掘削時の地山状況によってはロックボルトなどによる先行補強を行う方針とした。

#### (7) 地表面沈下量

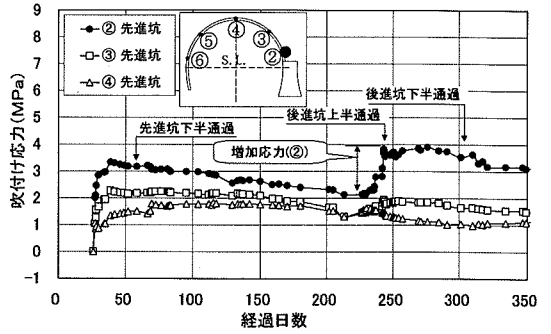
地表面沈下量については、FEM解析によりめがねトンネルとNCP工法を各解析断面で比較して評価した。図-13に各解析断面での地表面沈下量を、めがねトンネルの場合と比較して示す。

土被り0.5D (D; NCP工法トンネル幅) 以上の断面 (No.25) や地山の弾性係数が比較的大きい断面 (No.21) では、沈下量は15mm程度で、めがねトンネルとの差も小さい。一方、土被りが0.5D以下で地山の弾性係数が小さい断面 (No.31) では、沈下量は40mm~70mm程度で、めがねトンネルと比較してNCP-GS工法の場合が大きい。これらの結果から、土被りが小さく、周辺地山の弾性係数が小さい場合に、センターピラーの有無が地表面沈下量に影響を与えると考えられる。

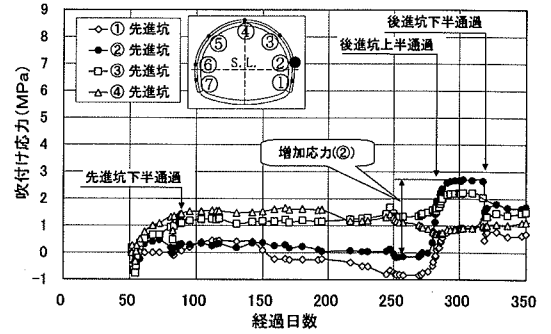
このような地表面沈下量は生じるものの、NCP工法を適用する区間 (No.31~No.19) においては、許容値以内で、家屋への被害など大きな問題とならない程度と判断した。

#### 4. 適用結果とその考察

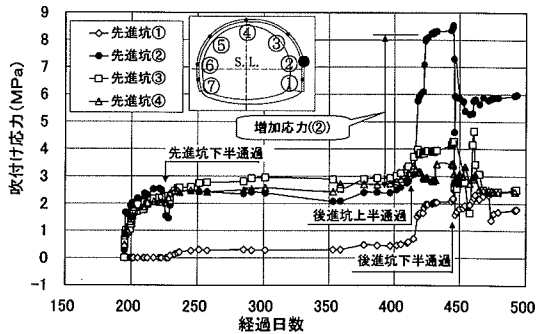
地質状況は、当初想定地質縦断面図にほぼ近いものであり、内空変位・天端沈下も全般にわたって20mm程度で、事前の評価とほぼ同様の安定した施



(a) めがねトンネル (No32, 土被り4m)



(b) NCP-GS工法 (No30+10, 土被り10m)



(c) NCP-EE工法 (No20+15, 土被り10m)

図-14 工法の違いによる中間地山付近の吹付けコンクリート応力の経時変化

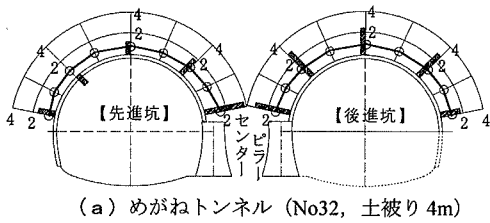
工ができた。

全掘削段階を通じて鋼製支保工に発生した最大応力は150MPa程度であり、短期許容応力と比較して問題のない範囲に収まった。同様に吹付けコンクリート応力も最大9MPa程度であり短期許容応力(9MPa)を大きく越えることなく、支保工については妥当な設計であったと考えられる。

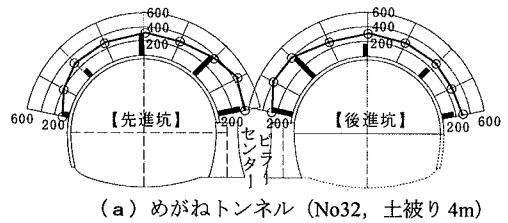
以下、計測結果をふまえてNCP工法設計の妥当性について検討する。

#### (1) 近接トンネルの相互干渉

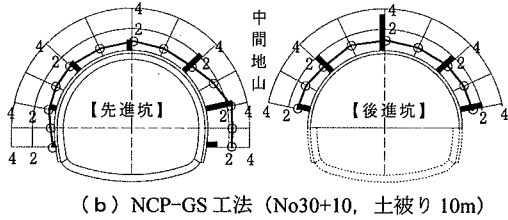
図-14に、各工法における、先進坑の中間地山側の吹付けコンクリート応力の経時変化を後進坑掘削



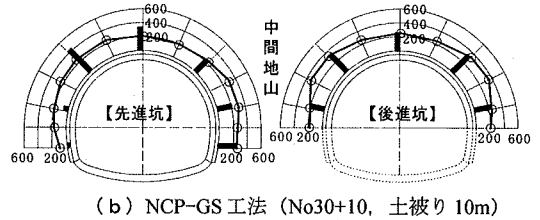
(a) めがねトンネル (No32, 土被り 4m)



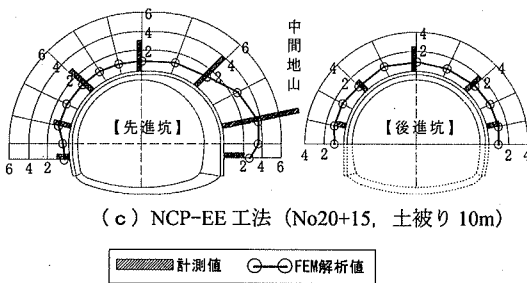
(a) めがねトンネル (No32, 土被り 4m)



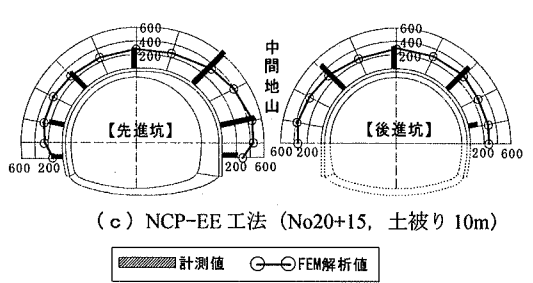
(b) NCP-GS 工法 (No30+10, 土被り 10m)



(b) NCP-GS 工法 (No30+10, 土被り 10m)



(c) NCP-EE 工法 (No20+15, 土被り 10m)



(c) NCP-EE 工法 (No20+15, 土被り 10m)

図-16 吹付けコンクリート応力の計測結果 (単位 MPa)

図-17 鋼製支保工軸力の計測結果 (単位 kN)

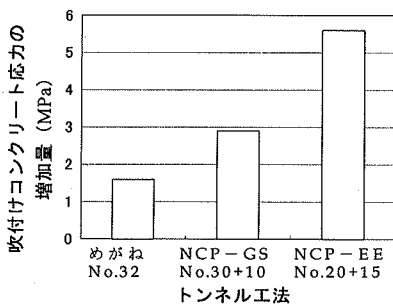


図-15 後進坑掘削時の先進坑吹付けコンクリート増加応力 (中間地山側 SL 部)

完了時までです。図に示すとおり、各工法とも後進坑上半掘削時に先進坑中間地山側の応力は増加し、特に、SL部(②)は顕著に増加する傾向を示す。なお、NCP-EE工法においては、SL部は支保工と約1m厚さの鉄筋コンクリート二次覆工との合成構造における荷重増加であることに留意されたい。

図-15は、後進坑掘削時の先進坑に生じる吹付けコンクリート応力の増加量を示したものである。この図からわかるように、めがねトンネルよりNCP工法の方が増加応力は大きく、特に、NCP-EE工法の増加応力が顕著であり、事前検討時のFEM解析結果と同様の傾向を示している。なお、鋼製支保工軸力

の変化も同様の傾向を示している。

図-16は、各工法の後進坑上半完了時の先進坑と後進坑の吹付けコンクリート応力を、整理したものである。図中には、FEM解析結果も合わせて示す。同様に、図-17には、鋼製支保工の軸力分布を示す。

これらの図から、各工法とも先進坑での計測値は、外側と比較して中間地山側の応力が大きく、FEM解析結果と同様に後進坑掘削の影響を受けていることがわかる。

先進坑と後進坑の中間地山側の計測値を比較した場合、吹付けコンクリート応力は、めがねトンネルでは両坑とも同程度となっているが、NCP-EE工法では先進坑が特に大きく、図-9で示したFEM解析結果と同様な傾向を示した。一方、鋼製支保工軸力は両坑とも同程度の軸力となっており、図-10で示したFEM解析結果と同様な傾向を示した。

このように、各支保部材の挙動が異なる原因は、施工過程における吹付けコンクリートの剛性の違いによるものと思われる。表-4に示すように、吹付けコンクリートの弾性係数は、設置時とその後の施工過程では異なり、後進坑掘削時には、先進坑吹付けコンクリートの剛性は鋼製支保工の約4倍になる。そのため、後進坑掘削時の応力解放に対する荷重の

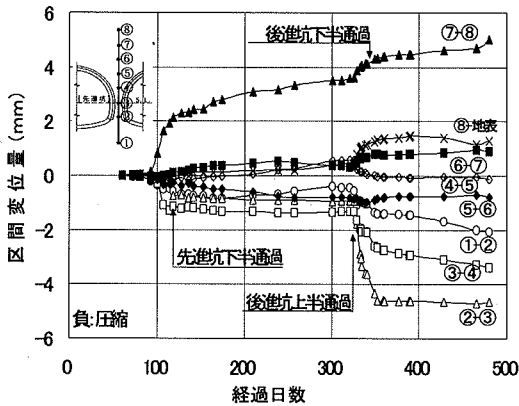


図-18 中間地山2m区間ごとの変位量経時変化

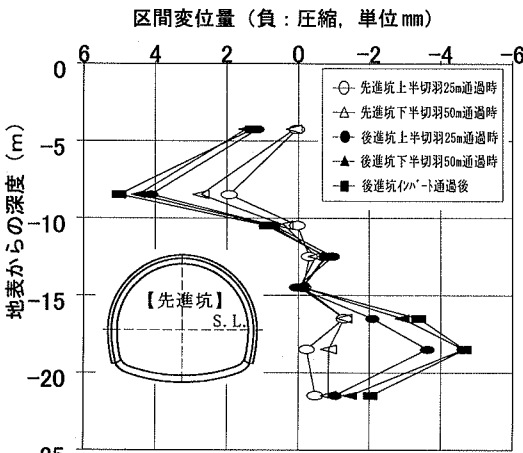


図-19 中間地山部のトンネル深度毎の区間変位量

負担が最も大きい支保部材は先進坑の吹付けコンクリートであり、設置直後の後進坑吹付けコンクリートの支保効果は、まだ小さい。一方、鋼製支保工の剛性は施工過程に関係なく一定であるため、設置直後の後進坑鋼製支保工は、先進坑鋼製支保工と同程度の支保効果を発揮できると考えられる。

このように、施工過程における吹付けコンクリートと鋼製支保工の剛性の違いによって、今回の解析と計測結果では、先進坑と後進坑で各支保部材の挙動が異なる結果が生じたと思われる。

FEM解析値と計測値を比較した場合、一部に差のある箇所はあるが、トンネル断面内での分布状況は、同じような傾向である。また、鋼製支保工軸力では、同じような応力レベルであり、吹付けコンクリート応力では、計測値が大きい結果となった。

先進坑覆工コンクリート応力は、覆工内の補強鉄筋に鉄筋計を設置して測定した結果、鉄筋の応力値は最大30MPa程度（圧縮側）であった。鉄筋とコン

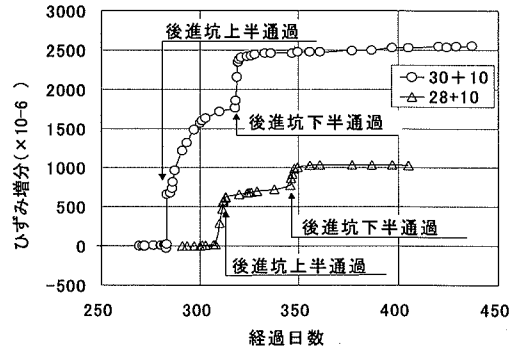


図-20 後進坑掘削時の中間地山（SL部）のひずみ

クリートの弾性係数比 ( $E_c/E_s$ ) を  $1/10$  とした場合、覆工コンクリート応力は  $3\text{MPa}$  程度となり、許容応力 ( $8\sim 11\text{MPa}$ ) を越えるような応力は発生していないと考えられた。

## (2) 中間地山の安定性

今回の適用では、トンネル全線にわたり後進坑掘削時に中間地山や下半側壁部が滑落するような現象は見られず、安定性は確保されていた。

図-18は中間地山 (No.27) 2m区間ごとの変位量の経時変化を後進坑掘削完了までまとめたものである。図から明らかなように、トンネル天端上部の地山 (⑥～地表面) は先進坑掘削時から伸びの変位が生じ、後進坑掘削時には、さらに伸びる方向に変位する。一方、トンネルSL付近の地山 (②～④) は、先進坑掘削時から圧縮側の変位であり、さらに後進坑掘削後に大きく圧縮側の変位が生じるが、下半通過後には収束し安定する。

図-19は、図-18の変位量をトンネル深度ごとにまとめたものである。深度ごとの変位ではトンネル下端からSL上部付近までが圧縮領域となり、2m当たり最大5mm程度の圧縮ひずみが生じている。

一方、トンネル天端から上部4m付近までが引張領域となり、2m当たり最大5mm程度の引張りひずみが生じている。

図-20は、図-19で圧縮ひずみが生じている箇所とほぼ同じ位置 (SL部) で、後進坑掘削段階の地山ひずみを直接測定した結果である。上半・下半の各掘削段階でひずみが生じ、最大ひずみは  $1 \times 10^{-3} \sim 2.5 \times 10^{-3}$  程度生じているが、下半掘削完了後は収束し安定する。

さらに孔内水平載荷試験から求めた同位置での地山の弾性係数 ( $360\sim 1800\text{MPa}$ ) から、後進坑掘削時に中間地山に発生した応力は、最大5MPa程度と予測され、事前に予測した応力とほぼ同程度の結果であった。

表-6 地表面沈下量のまとめ

		先進坑センター		中央センター		後進坑センター	
平均土被り(m)		10.8		11.9		13.4	
区間		先進坑完了時	後進坑完了時	先進坑完了時	後進坑完了時	先進坑完了時	後進坑完了時
	平均(mm)	9.8	12.3	9	15.5	4.8	17
めがね	後進坑の沈下率(%)	20.3		41.9		71.8	
	平均(mm)	6.2	12.1	6.8	16.4	5.6	19.9
NCP	後進坑の沈下率(%)	48.8		58.5		71.9	

(3) 地表面沈下量

表-6に、先進坑掘削完了後と後進坑掘削完了後の地表面沈下量をまとめたものを示す。めがねトンネルとNCP工法区間では、顕著な差は認められず、沈下量の平均は15mm程度で、事前のFEM解析とほぼ同様な結果となった。先進坑と比較して約3m土被りの大きい後進坑センターの方が、最終沈下量は大きい結果となった。さらにNCP工法の場合、後進坑掘削時の沈下率が中央センターで60%程度となり、後進坑掘削前の方が地表面沈下に対して影響は大きい結果となった。また、施工中最も懸念された支保工脚部の沈下は10mm程度であった。

5. まとめ

本論文で提案するNCP工法は、過去に計画段階において比較検討の対象にはなりながら、ほとんど実績のない工法である。そのため、その適用性の面で未知の部分が多い。そこで、今回の現場への適用を通じて以下のことが確認でき、都市NATMが検討される地盤条件では、その適用は十分検討に値することが明らかとなった。

- ①NCP工法は、めがねトンネルと比較して安全面や環境面でメリットが多く、工期の短縮も可能と考えられる。さらに中間地山の補強に関わる工事費を考慮しても、今回適用したトンネルでは表-7に示すように約1割の工事費低減が可能となり、経済的にも有利な場合が多いと考えられる。
- ②めがねトンネルの離隔距離を前提とするNCP工法では、トンネル相互の影響が顕著に生じる。さらに、その影響は、後進坑施工時の先進坑中間地山側の挙動に顕著に現れ、その大きさは今回適用したトンネルと同様な土被り1D(D;NCP工法トンネル幅)以内の地山条件であれば、土被りが大きいほどその挙動が大きくなると思われる。さらに、NCP工法的前提条件である中間地山部の安定性については、その評価の着目点として、「土被り荷重」と中間地山の強度との関係が考えら

表-7 各トンネル1m当たりの工事費の比較

工 法	めがねトンネル			NCP-GS		NCP-EE
	100 (めがねトンネルを100とした場合)			97~94		92~90
工事内容	中央薄坑	本坑(2車線)	中間地山補強工	本坑(2車線)	中間地山補強工	本坑(2車線)
工事内容構成比率(%)	14	83	3	93	7	100

れ、今回の計測結果では、トンネルSL付近の中間地山で圧縮ひずみが卓越することがわかった。

- ③実施工において支保工応力のFEM解析値と測定値を比較した場合、同じような傾向と応力レベルとなり、FEM解析をふまえた支保工の設計は妥当であったと考えられる。NCP工法を適用・設計する場合、地山の物性値を精度よく評価できれば、FEMによる事前の挙動の把握は有用と考えられる。
- ④地表面沈下など周辺地山の挙動については、めがねトンネルとNCP工法ではFEM解析および計測結果からも顕著な差は認められず、地表面沈下量は、土被りなどの地山条件に依存すると思われる。

今後、都市部で増加すると考えられる近接した地下道路トンネルの建設において、中間地山の耐力を活用するNCP-GS工法や中間地山を残置しないNCP-EE工法は、近接トンネル工法の選択肢を増やすことにつながるとと思われる。

謝辞：本研究の実施工への適用に当たり、今田徹・東京都立大学名誉教授および北九州市建設局道路部石川靖治氏をはじめとする皆様から、終始貴重なご指導をいただきました。心から謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤村三喜男, 山野賢治, 原田浩史, 須藤敏明: 国内初の2層道路トンネル, 首都圏中央連絡自動車道青梅トンネル, トンネルと地下, Vol.29, No.9, pp.15-25, 1998.9.
- 2) 青木宏一, 上村正人, 梶山幸司, 中川浩二: わが国におけるめがねトンネルの現状と課題, トンネルと地下, Vol.32, No.9, pp.53-62, 2001.9.
- 3) 土木学会: トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説 pp.112-113, 1996.
- 4) 岡澤達男, 浜村吉昭, 藤井剛: 住宅地直下に大断面トンネルをアンブレラ工法で掘る, 本州四国連絡道路舞子トンネル, トンネルと地下, Vol.27, No.2, pp.25-32, 1996.2.
- 5) 田中康男, 阿部弘彦, 山口一良: 複雑な地形における双設トンネルの施工, 第18回日本道路会議論文集, pp.119-121, 1990.

- 6) 林田徳治, 藤田守広, 小野紘一, 飼鳥誠一: 土砂地山における土被りの薄い眼鏡トンネルの施工, (社)日本トンネル技術協会, 第20回施工体験発表会, pp.54-59, 1988.2.
- 7) 土木学会: 都市トンネルとシールド工法との境界領域—設計法の現状と課題, トンネルライブラリー第8号, 1996.1.
- 8) 松田哲夫, 豊里栄吉, 五十嵐瑞穂, 梨本裕, 梶山孝司: 1本導坑センターピラー共有型メガネトンネルの設計法と検証, トンネル工学研究論文・報告集, 第7巻, 1997.
- 9) 小林隆幸, 山口学, 音喜多 勇: 市街地直下のメガネトンネル, 第二神明道路(改築)小東山トンネル, トンネルと地下, Vol.25, No.8, pp.49-59, 1994.8.
- 10) 今田徹, 小林正邦, 水野登志実, 近藤達敏: NATMによる近接トンネルの設計例, 土木学会, 第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.81-85, 1989.2.
- 11) 佐々木芳文, 廣谷繁樹, 山田光雄: 遺跡の下にめがねトンネルをつくる, 上信越自動車道富岡トンネル, トンネルと地下, Vol.23, No.7, pp.19-26, 1992.7.
- 12) 宮野前俊一, 森田篤, 梨本裕, 関順一, 高森貞彦: FEM解析によるめがねトンネル施工法の検討, トンネル工学研究論文・報告集, 第8巻, 1998.

(2003. 5. 12受付)

## DESIGN METHODOLOGY ABOUT TWIN TYPE CLOSED TUNNELS WITHOUT THE CENTER PILLAR

Masato KAMIMURA, Yutaka NASHIMOTO, Takashi SUGIYAMA, Koichi AOKI,  
Masato SHINJI and Koji NAKAGAWA

Constructions of twin type closed tunnel with a center pillar, which stands very close to each other, tend to increase because of the limitation of the land utilization. This paper deals with the approach of the design method of the twin type closed tunnel which does not construct this center pillar. The authors had an experience with the construction of three types of twin closed tunnels on the same tunneling site. By this experience, the ordinary closed tunnels have some safety and environmental problems concern with the construction of center pillars. An applicability study of this construction method is described by comparison between the results of numerical analysis and the field measurements at this construction.