

中央導坑先進工法を適用した場合の本坑挙動と導坑の設計指標に関する考察

大森 禎敏¹・岡部 正²・五味 綾子³・砂金 伸治⁴

¹正会員 五洋建設(株) 土木部門土木本部土木技術部 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

E-mail: sadatoshi.oomori@mail.penta-ocean.co.jp (Corresponding Author)

²正会員 (株)ケー・エフ・シー 本社技術部 トンネル技術室

(〒105-0011 東京都港区二丁目4-1 芝パークビルB館11F)

E-mail: okabe.tadashi@kfc-net.co.jp

³非会員 (株)ケー・エフ・シー 本社技術部 トンネル技術室

(〒105-0011 東京都港区二丁目4-1 芝パークビルB館11F)

E-mail: gomi.ayako@kfc-net.co.jp

⁴正会員 東京都立大学教授 都市環境学部 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: nisago@tmu.ac.jp

中央導坑先進工法を適用する場合には、本坑切掘り掘削時の内空変位量や天端沈下量を小さくし、支保部材の発生力を低減する「いなし効果」を期待することが多い。しかしながら、導坑の大きさや支保剛性の違いによる本坑切掘り掘削後のトンネルの挙動に関する検討は非常に限られている。本稿では、極めて脆弱な地山条件下で中央導坑先進工法により施工を実施した芳ノ元トンネルの挙動を分析し、いなし効果が得られない場合があることを考察するとともに、地山条件や種々のトンネルの構造諸元をパラメーターとした数値解析を実施し、いなし効果が発現する場合の中央導坑に関する設計指標について検討を行った。

Key Words : center drift, drift advanced method, widening excavation, dodging, numerical analysis

1. はじめに

山岳トンネルの掘削工法のうち中央導坑先進工法は、本坑切掘り掘削前に地質状況を確認する必要がある場合に適用されることが多い。例えば、宮崎県南部の清武と日南間に計画された東九州自動車道 芳ノ元トンネル北工区でも本坑切掘り掘削時の支保選定のための地質情報を把握する目的で中央導坑先進ベンチカット工法を適用した。筆者らは既に、芳ノ元トンネルの計測結果から導坑を適用すると本坑切掘り掘削時の内空変位量と天端沈下量が導坑を適用しない場合よりも大きくなる傾向があることを報告した¹⁾。芳ノ元トンネルは地山強度比が0.5以下である脆弱な日南層群に計画されていて、トンネル周辺には複数の地すべりがあることも確認された。このため適用した導坑の形状は真円であり、支保構造も一般的な小断面トンネルと比較して剛性の大きなものであった。

これまで言われている導坑の力学的な効果に、本坑切掘り掘削後の変位と変形を小さくする「いなし効果」が

ある^{2,3)}。高橋らは既往の導坑の施工事例を調査するとともに膨張性地山での現場計測データから作用土圧の減少効果や部材発生応力の軽減効果は確認されないものの、導坑による本坑切掘り掘削時の切羽安定効果と変位抑制効果は認められるとしている²⁾。また、導坑によって本坑切掘り掘削時の変位が同程度もしくは減少した施工実績^{4,5)}や数値解析を用いて検証^{6,7)}がなされているものの、導坑を適用することで本坑切掘り掘削後の内空変位量や天端沈下量が導坑を適用しない場合と比較して大きくなるという施工結果や研究成果は、ほとんど報告されていない。

本稿では、脆弱な地山条件下で中央導坑を適用して本坑切掘り掘削を行った際の内空変位量と天端沈下量を数値解析を用いて再現するとともに、本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量などを検証した。また、導坑の大きさ、導坑支保の剛性、地山条件をパラメーターにした数値解析も合わせて実施して、これまで言われているいなし効果が得られる導坑の大きさ、導坑の支保構造および適用する地山条件の設計指標について考察した。

で早期閉合するものとした。

本坑切詰め掘削は、掘削後の変位と変形を抑制するために早期閉合を実施した。具体的には図-5 に示すように上半切羽から 6~8 m 後方で鋼製のインバート支保工と吹付けコンクリートを用いて断面を閉合した。

表-2 に土被り比の最大値、最小値および平均値を本坑支保パターンおよび導坑の有無、導坑径ごとにまとめたものを示す。この表からφ4.0 m の導坑を適用した区間の土被り比は、5.17~7.80 で、φ6.0 m の導坑を適用した区間の土被り比は 5.54~7.63 で有意な差はないと考えている。なお、導坑を適用しない区間の土被り比は 6.44~8.99 であり、導坑適用区間よりも大きくなっている。これは導坑なしの区間が工区境の土被りが大きな区間に該当していたためである。

図-6 の(a), (b)は、支保パターン E-2 での内空変位量と天端沈下量について外れ値付きの箱ひげ図を用いて整理したものである。ここで用いた箱ひげ図は、中央値を含めて第 1 四分位数と第 3 四分位数を決定して、四分位範囲の 1.5 倍を上下限とした。支保パターン E-2 の導坑なしに内空変位量で外れ値があるものの、この図からは少なくとも導坑がある場合のほうが、またφ6.0 m の導坑よりはφ4.0 m の導坑のほうが内空変位量と天端沈下量がともに大きくなっていった。このことから、本トンネルにおいては本坑切詰め掘削後の変位と変形を小さくするいなし効果の発現は見られない、または、非常に限定的ではないかと考えられた。そこで、次章では変位と変形に着目した数値解析による検討を試みた。

3. 数値解析モデルと入力物性値

数値解析モデルを用いて芳ノ元トンネルにおける挙動を再現し、得られた計測結果からいなし効果の発現について考察する。あわせて導坑の大きさや支保剛性の違い、地山特性をパラメーターにして本坑切詰め掘削後の内空

変位量や天端沈下量をもとに、いなし効果が発現すると考えられる中央導坑の設計指標と考えられる導坑の大きさ、支保の剛性、地山条件について考察する。

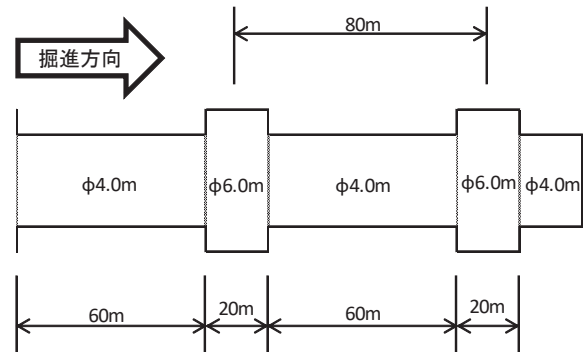


図-4 中央導坑区間での拡幅断面適用概要¹⁾

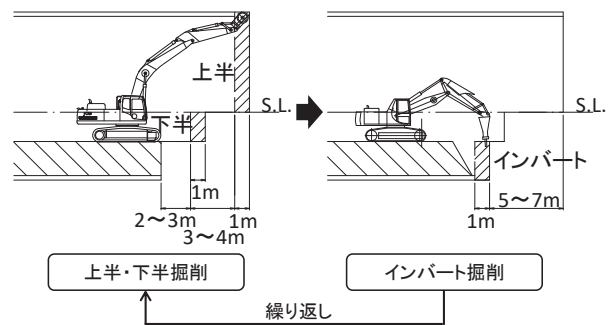
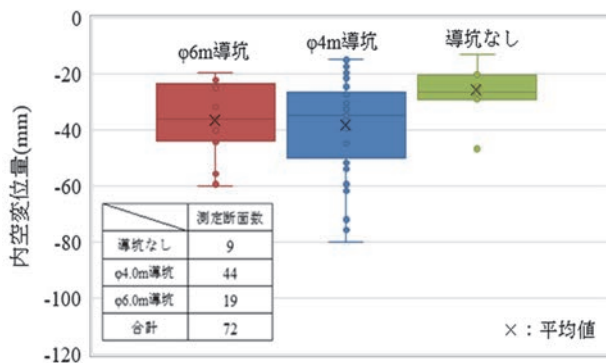


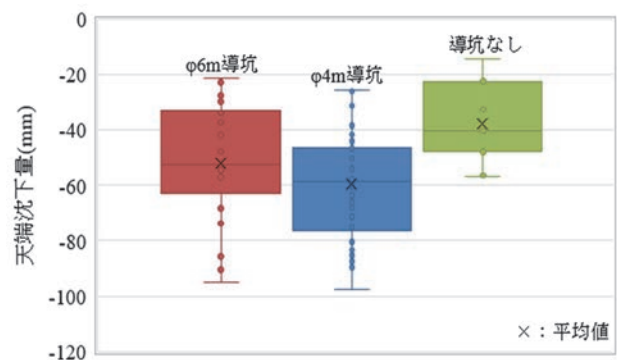
図-5 本坑での早期閉合の実施概要¹⁾

表-2 各支保パターンの土被り比¹⁾

本坑支保パターン	導坑径	土被り比(H/D)		
		最小	最大	平均
E-2	φ4m	5.26	7.80	6.57
	φ6m	5.79	7.63	6.77
	導坑なし	7.23	8.99	8.23
E-2L	φ4m	5.44	5.78	5.63
	φ6m	-	-	-
	導坑なし	6.44	7.83	6.99
E-3	φ4m	5.17	6.87	6.06
	φ6m	5.54	5.94	5.75
	導坑なし	-	-	-



(a) 内空変位量



(b) 天端沈下量

図-6 支保パターン E-2 での本坑の内空変位量と天端沈下量¹⁾

(1) 3次元解析モデル

検証に用いた数値解析モデルを図-7に示す。解析領域は、日本道路公団 試験研究所「トンネル数値解析マニュアル」⁹⁾に基づいてトンネル中心から左右に100m、トンネル縦断方向150mとした。インバートの下方領域は約4.5D (D:トンネル掘削径)の60mを確保し、土被りは芳ノ元トンネルの導坑先進区間の平均値である90m (約6.6D)とした。

表-3に数値解析に用いた入力物性値を示す。地山の入力物性値は、パラメータ解析を実施して本トンネルにおける導坑の内空変位量および天端沈下量を再現できるものとした。解析コードは有限差分法 (FLAC-3D) を用い、地山は Mohr-Coulomb の破壊基準に従う弾塑性体と仮定した。

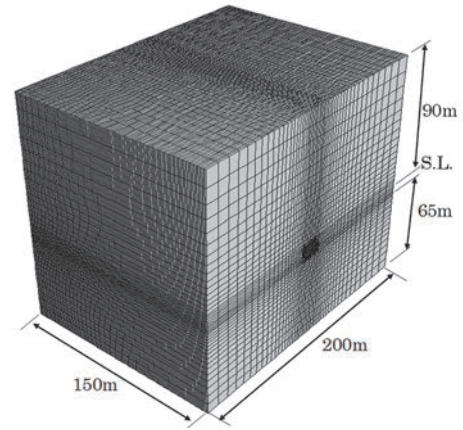
吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工は合成シェル¹⁰⁾とし、導坑については本坑切掘り掘削時には吹付けコンクリートが十分に強度発現していると考え、設計基準強度相当の弾性係数を与えることとした。また、本検証では地山条件からロックボルトの支保効果は十分に小さいと仮定してモデル化しないものとした。

表-4に本検証で用いたベンチカット工法と中央導坑先進ベンチカット工法の解析ステップを示す。ベンチカット工法では上半、下半、インバートを1mごと逐次掘削するものとし上半ベンチ3m、下半ベンチ2mを確保して早期閉合するものとした。中央導坑先進ベンチカット工法では、導坑部分を一括掘削したのちに本坑切掘り掘削を逐次行うものとした。

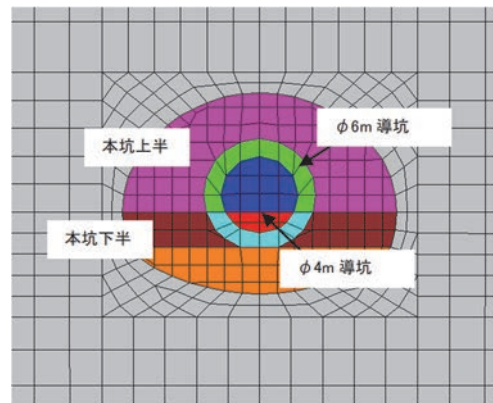
(2) 解析条件の妥当性検証

図-7に示した解析モデル、表-3の入力物性値の妥当性を検証するために中央導坑での内空変位量と天端沈下量について計測結果と解析結果を比較した。本トンネルの実施工では、本坑切掘り掘削開始前に中央導坑適用区間については、全線で導坑掘削を完了させている。解析条件の妥当性を検証するために、導坑掘削直後の45m区間および本坑切掘り掘削直前の75m区間での計測結果と解析結果を比較した。図-8の(a)、(b)は導坑切羽から45m区間の内空変位量と天端沈下量について、計測結果 (図中の Exp.) と数値解析結果 (図中の Cal., 以降の図でも同様の意味を示している) をそれぞれ比較して示す。横軸は、導坑切羽と計測位置の離隔距離を示す切羽距離で切羽後方を正とした。

また、縦軸にはそれぞれ内空変位量、天端沈下量を示しており、内空変位量では収縮方向を負、天端沈下量では沈下方向を負としている。計測値、解析値ともに掘削直後の切羽位置を初期値としている。比較した計測結果は、図-7に示したモデルと同様に土被りが概ね90mとなる導坑径φ4.0mの断面のもので、切羽で確認された



(a) モデル全景



(b) トンネル周辺

図-7 数値解析モデル

表-3 検証解析の入力物性値

入力物性値	弾塑性地山	支保部材	
		吹付け コンクリート	鋼アーチ 支保工
要素	solid	合成 shell	
弾性係数 E(kN/m ²)	200,000	8.0×10 ⁶ (3.0×10 ⁷)	2.1×10 ⁸
単位体積重量 γ(kN/m ³)	22	-	-
ポアソン比 ν	0.48	0.17	0.32
粘着力 c(kN/m ²)	200	-	-
内部摩擦角 φ(deg.)	20	-	-
備考	-	-	本坑: H-200 導坑: H-150

(): 本坑掘削時の導坑の吹付けコンクリート

表-4 解析ステップ

Step No.	ベンチカット工法	中央導坑先進ベンチカット工法
1	初期地山解析	
2	ベンチカット工法 + 早期閉合による逐次解析	全断面掘削
3		ベンチカット工法 + 早期閉合による逐次解析

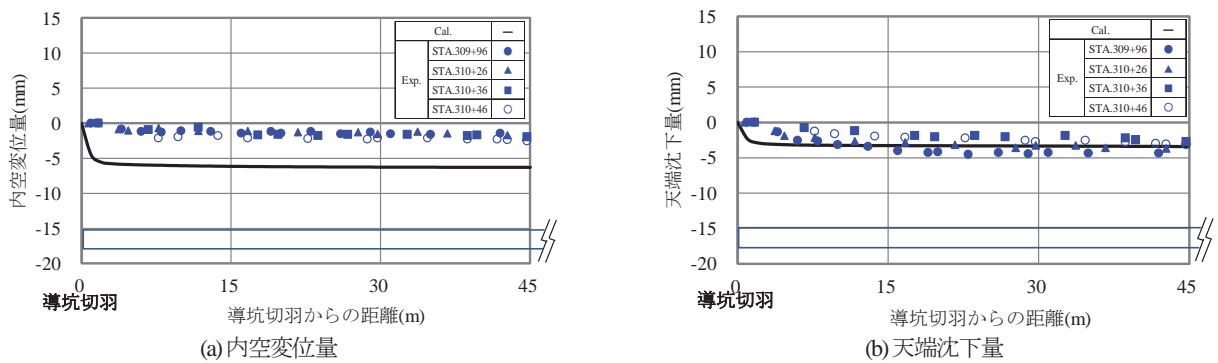


図-8 φ4.0m 導坑での計測値と解析値の比較（導坑掘削後）

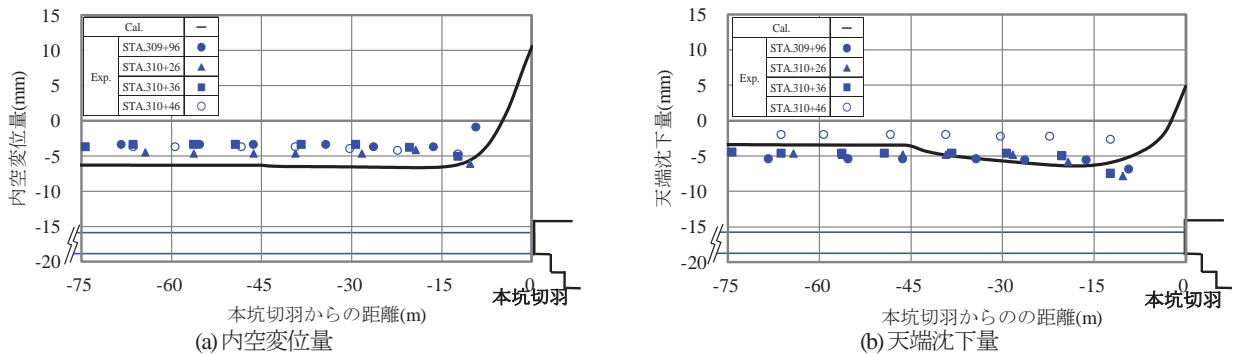


図-9 φ4.0m 導坑での計測値と解析値の比較（本坑切羽前方）

地質は日南層群の砂岩頁岩混在層である。

本トンネルの計画域に分布する地質は、当初、日南層群の砂岩頁岩混在層と砂岩頁岩互層に区分されると考えられていた。しかし、導坑で確認した地質状況は写真-1の(a), (b)に示すように混在層、互層ともに一部に互層構造が残るものの不規則に塊状砂岩が分布するなど乱された状態であるとともに、表-1に示したように施工時に得られた原位置試験の結果からも地質状況で有意な違いがあるとは考えられなかった。このことから本検証では、分布する地質帯の分類によらず地山の初期応力状態が土被りに比例すると仮定し、土被りが図-7に示した解析モデルと同じ90m程度となる断面での計測値と比較した。この図から内空変位量では解析結果が計測値を若干上回るものの、天端沈下量では概ね一致する結果となった。

また、図-9の(a), (b)には本坑切羽前方75m区間での導坑の内空変位量と天端沈下量について計測結果と解析結果を比較したものを示す。図の横軸は本坑切羽との切羽距離を示し、負は本坑切羽の前方を表わす。また、縦軸はそれぞれ内空変位量と天端沈下量である。この図から本坑切羽掘削に伴う導坑の内空変位量と天端沈下量は、計測値と解析値ともに、本坑の切羽前方45m（本坑の掘削径で約3D）程度から現れ始めることが分かる。計測値と解析値に若干の違いはあるものの、本坑切羽掘削が与える導坑への影響度も再現できていると考えられた。

図-10と図-11のそれぞれ(a), (b)は、図-8と図-9のそ

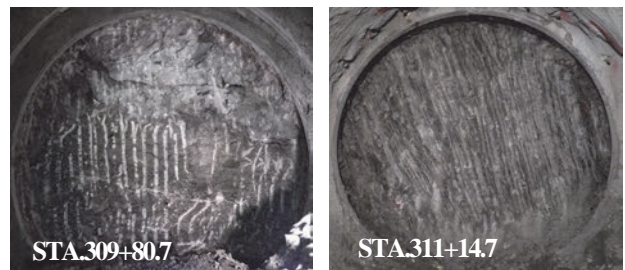


写真-1 導坑掘削で確認した切羽状況
(a) 砂岩頁岩混在層 (b) 砂岩頁岩互層

れぞれ(a), (b)と同様に導坑径φ6.0mでの計測結果と解析結果を比較したものである。これらの図から導坑掘削後からの内空変位量と天端沈下量、本坑切羽掘削直前の導坑の内空変位量と天端沈下量は導坑径φ4.0mと同様に内空変位量では解析結果が計測値を若干上回るものの、天端沈下量では概ね一致する結果となった。

ここで、図-8(b)に示したφ4.0m導坑の天端沈下量の解析結果については、本坑切羽前方10m付近から上方へ変位する結果に対して図-10(b)に示したφ6.0m導坑の天端沈下量は下方に変位している。この結果については、本坑切羽近傍であるために計測データが得られなかったために比較検証ができないものの、数値解析では本坑掘削にともなう除荷によって生じるリバウンドが反映されたためと考えられる。φ4.0m導坑とφ6.0m導坑で異なるのは導坑の本坑に対する位置や大きさが影響していると考えられる。

φ4.0m導坑およびφ6.0m導坑ともに内空変位量にお

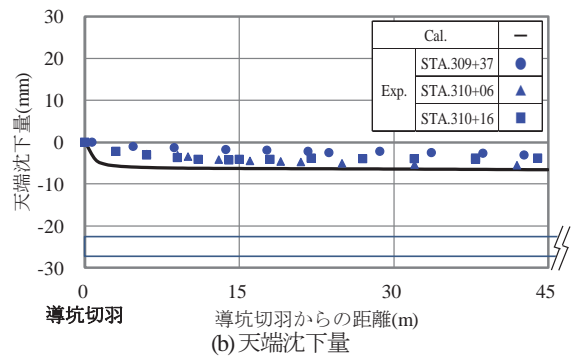
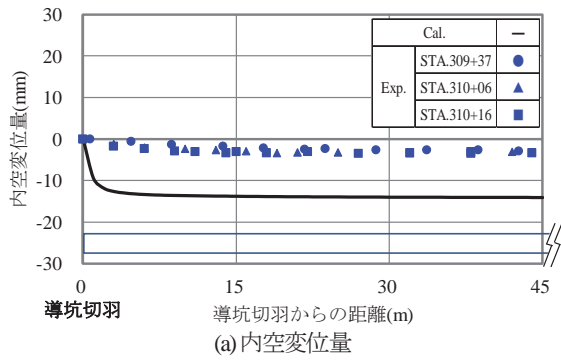


図-10 φ60m 導坑での計測値と解析値の比較 (導坑掘削後)

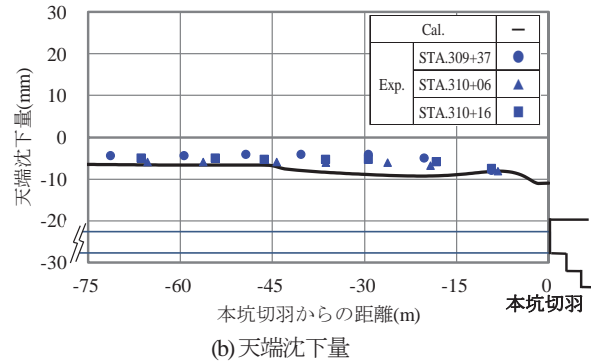
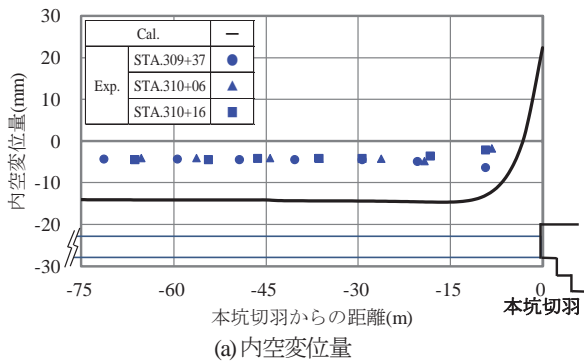


図-11 φ60m 導坑での計測値と解析値の比較 (本坑切羽前方)

いて計測値が解析値よりも小さくなった理由としては、支保設置後のなじみに加えて鋼アーチ支保工を設置した際に生じる自重による変形が起因しているものと推察される。すなわち、導坑の形状は真円であるものの、鋼アーチ支保工の自重によってわずかではあるが楕円に変形し、それを定規として吹付けコンクリートを施工した結果、導坑の形状もわずかではあるが楕円になっていたと考えられた。その結果、導坑側方からの荷重に対する抵抗力が相対的に上方からの荷重に対する抵抗力よりも大きくなったために、導坑の内空変位量が解析値よりも小さくなったと考えられた。

以上の結果から、計測値、解析値ともに内空変位は収縮になっていて導坑の変形モードとしては一致していること、導坑の天端沈下量については概ね再現できていること、本坑切羽前方では本坑切羽掘削の影響も再現できていることから、表-3 に示した入力物性値については本トンネル計画域に分布している地山特性を反映しており、導坑のいなし効果を論じるにあたっての入力物性値の特性のひとつと考えられた。

4. 補助工法の影響検証

補助工法の効果については、既往の研究や報告によって知られている^(例えば 11),12)。図-6 に示した芳ノ元トンネルでの内空変位量、天端沈下量についても先受工、鏡補強工の影響が含まれていると考えられることから導坑の効

表-5 鏡補強工の施工パターン

(a) 先受工

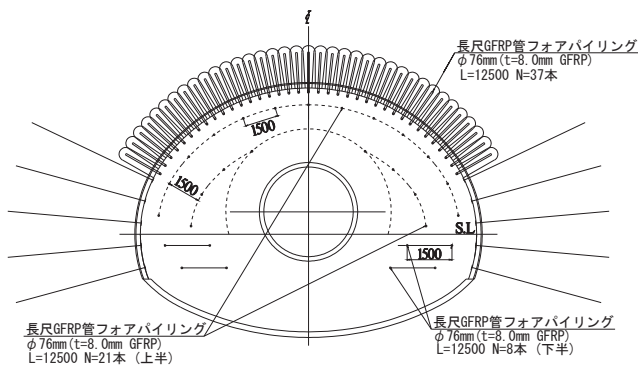
導坑径	打設範囲	打設間隔 (m)	打設本数 (本)	打設長 (m/シフト)	ラップ長 (m/シフト)	注入材料
φ4m	天端 120°	0.45	37	12.5	6.0	シリカレジン
φ6m						

(b) 鏡補強工 (鏡ボルト)

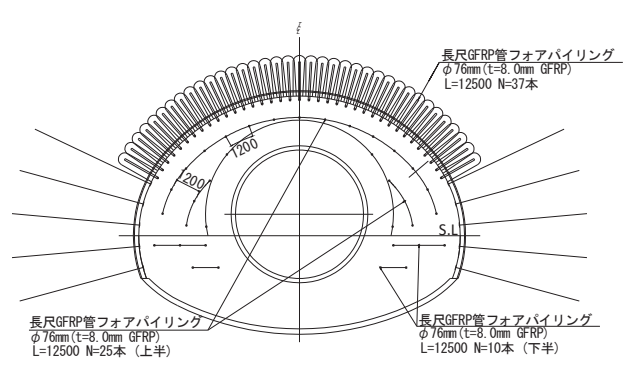
導坑径	打設間隔 (m)	打設長 (m)	ラップ長 (m/シフト)	打設本数	打設密度 (本/m ²)	充填材料
φ4m	2.0	12.5	6.0	14	0.14	シリカレジン
	1.8			19	0.19	
	1.5			29	0.30	
φ6m	1.8	12.5	6.0	25	0.31	シリカレジン
	1.5			29	0.36	
	1.2			35	0.43	

果を論じるまえに本トンネルで得られた計測結果に対する補助工法の影響度について検証する必要があると考えた。

本トンネルでの本坑切羽掘削時には、切羽鏡面の安定を保ち施工時の安全性を確保するために、表-5 に示

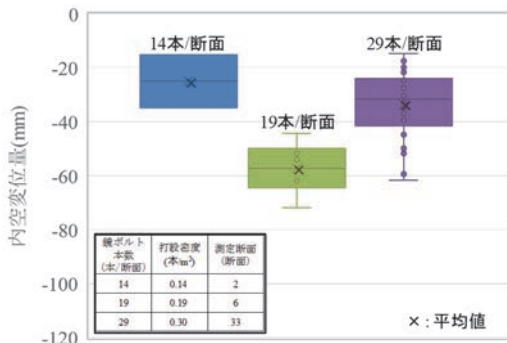


(a) 鏡補強工 29 本/断面 (導坑径 φ4m, 打設間隔@1.5m)

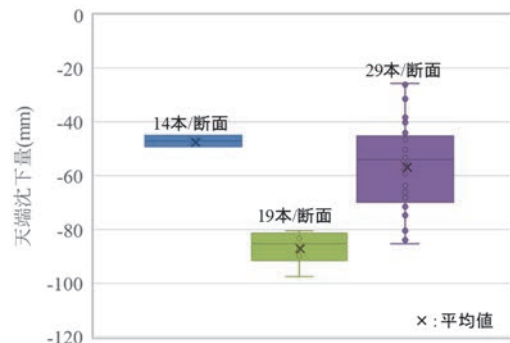


(b) 鏡補強工 35 本/断面 (導坑径 φ6m, 打設間隔@1.2m)

図-12 補助工法の施工パターン

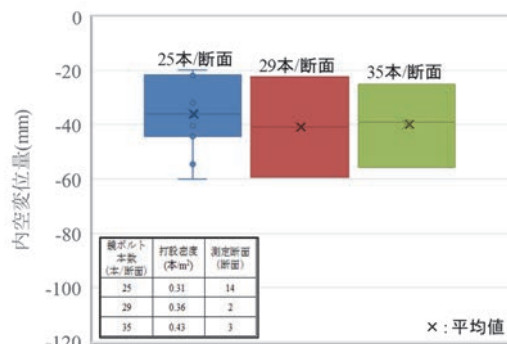


(a) 内空変位量

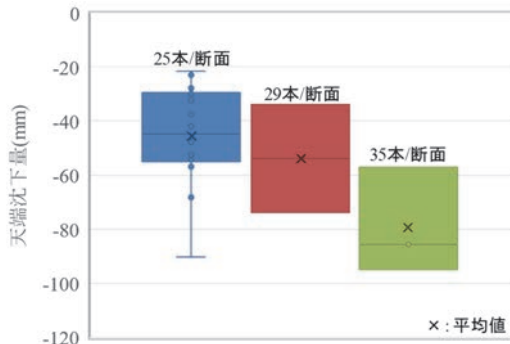


(b) 天端沈下量

図-13 鏡補強工打設本数による本坑の内空変位量と天端沈下量 (φ4.0m 導坑適用区間)



(a) 内空変位量



(b) 天端沈下量

図-14 鏡補強工打設本数による本坑の内空変位量と天端沈下量 (φ6.0m 導坑適用区間)

した長尺先受工と長尺鏡補強工を適用した。長尺先受工、長尺鏡補強工ともに長さ 12.5 m、管径 φ76 mm の有孔の GFRP (Glass Fiber Reinforced Plastics の略で以下同じ) 管を芯材として、ウレタン系の地山改良材を注入している。図-12 の(a), (b)に本トンネルでの長尺先受工、長尺鏡補強工の施工パターンの一例を示す。

先受工は上半 120° の範囲に 45 cm 間隔で打設し、鏡補強工は鏡面の自立性に応じてボルト間隔を調整し、著しく切羽が不安定な場合を除いて 14~35 本断面の範囲で打設した。また、先受工、鏡補強工ともに 1 回の打設後に 6m 掘進して再び打設するサイクルを繰り返した。

(1) 計測結果

図-13 と図-14 のそれぞれ(a), (b)に、鏡補強工の打設

本数ごとに整理した内空変位量と天端地下量の箱ひげ図を示す。

本トンネルでは支保パターンによらず非常駐車帯での拡幅を除く標準断面では先受工の打設本数は同一である。このため鏡補強工の打設本数の違いに着目して本坑切掘り掘削時の内空変位量と天端沈下量について考察する。

既往の研究によれば鏡補強工の打設本数と切羽前方地山の変位抑制効果には、ある程度の打設密度に達するまでは比例関係があるとされている¹³⁾。すなわち鏡補強工の打設数量と内空変位量、天端沈下量には関係は見られず、天端沈下量については打設本数と反比例の関係とも伺える。

以上のことから、本トンネルでの計測結果からは鏡補強工の打設本数と内空変位量および天端沈下量との相関

は確認されず、鏡補強工の増減は、切羽の不安定度そのものによる影響と考えられた。

(2) 数値解析を用いた検証

補助工法、とくに鏡補強工が本坑切上げ掘削後の内空変位量と天端沈下量に与える影響を図-7 に示した解析モデルを用いて検証する。入力した地山条件は表-3 に示したとおりであり、補助工法については表-6 に示すとおりとした。

ここで先受工、鏡補強工で使用した GFRP 管についてはボルト要素とし軸力は負担するが、曲げモーメントは負担しないものとした。また、このボルトは地山と全面で定着すると仮定し、地山改良材の改良効果については見込まないものとした。

図-15 の(a), (b)に数値解析で得られたトンネル掘削の影響を受けていない初期地山からの内空変位量と天端沈下量を示す。横軸の原点が本坑の切羽位置で負側が本坑切羽前方を示して本坑切上げ掘削前の地山の変位と変形である。横軸の正側は掘削、支保施工後のトンネル内の内空変位量と天端沈下量である。内空変位量はトンネル水平方向の収縮量を負とし、天端沈下量は沈下方向を負とした。

この図から初期地山からの内空変位量は鏡補強工を適用すると最終変位量が7~10%程度小さくなり、天端沈下量で5%程度小さくなる事が分かる。

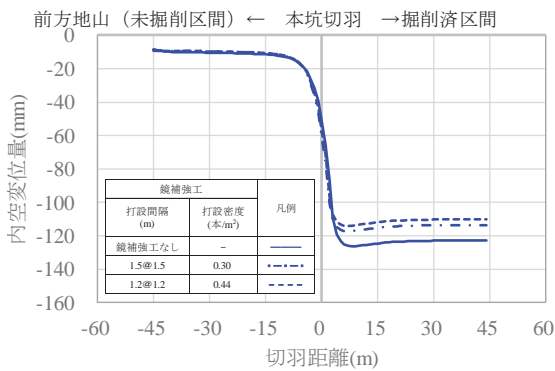
また、図-16 の(a), (b)は同じ解析結果について本坑切上げ掘削時点からの切羽距離について整理し、トンネル施工時の計測値に換算したものである。この図から実際の計測値としても内空変位量では7~10%程度小さくなり、天端沈下量で1%程度小さくなる事が分かった。

西崎らによると長尺先受け工には切羽天端付近の変形抑制効果はあるものの切羽全体としての変位抑制効果は小さいとされている^{例えば 10)}。本解析で得られた本坑切上げ掘削後の内空変位量と天端沈下量については、鏡補強工による効果が比較的大きく現れたと考えている。また、宮野前らによると、鏡補強工による地山の変位と変形抑制メカニズムとしては、鏡面からトンネル軸方向にボルトを打込み充填材もしくは改良材と地山が一体化することで、トンネル軸線方向の切羽前方地山の変位と変形を拘束するために、地山の耐荷能力が低下しないためとされている¹⁹⁾。

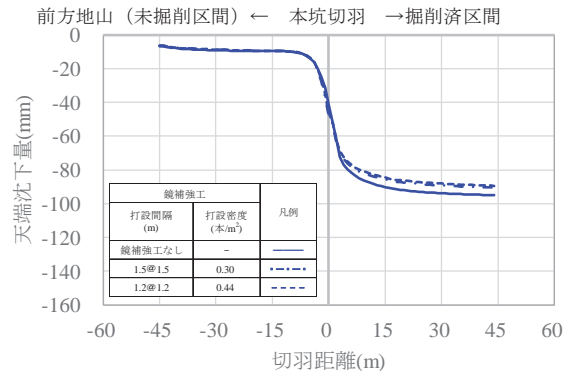
本解析結果についても鏡補強工を適用したことで本坑

表-6 補助工法の入力物性値

項目	諸元	備考
材料名	GFRP ボルト	—
モデル化	ボルト要素	曲げ変形は負担しない
ボルト径	φ76 (mm)	—
弾性係数	3.0×10 ⁷ (kN/m ²)	—
定着方式	全面定着	地山改良効果は見込まず

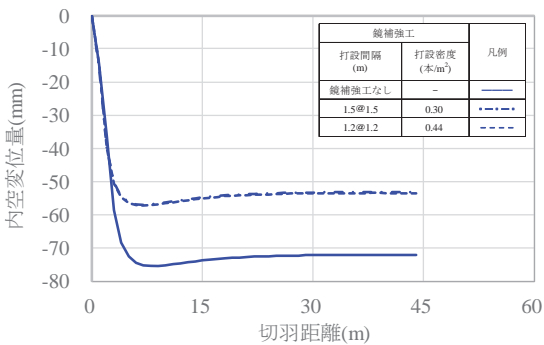


(a) 内空変位量

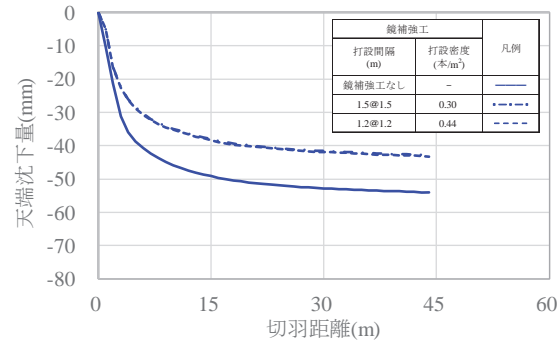


(b) 天端沈下量

図-15 φ4.0m 導坑適用区間における本坑の内空変位量、天端沈下量 (初期地山から)



(a) 内空変位量



(b) 天端沈下量

図-16 φ4.0m 導坑適用区間における本坑の内空変位量、天端沈下量 (計測換算値)

切詰め掘削後における最終の内空変位量と天端沈下量が小さくなり、既往の研究成果と同様であると考えられる。

ここで、トンネルの支保構造および地山の掘削にともなう挙動を考えるにあたって、応力解放率の考え方がある。実際の支保設計を行うにあたっては、応力の変化を捉えることが望ましいが、本研究では解析的に得られた内空変位や天端沈下の値に着目して算定することを試みた。表-7 に図-15 の(a), (b)に示した内空変位量、天端沈下量をもとに算定した本坑切羽到達時の応力解放率を示す。本研究での応力解放率は、次式(1), (2)に示す形で定義した。すなわち、

$$\text{応力解放率 (内空変位)} = \frac{U_{af}}{U_{al}} \quad (1)$$

$$\text{応力解放率 (天端沈下)} = \frac{U_{tf}}{U_{tl}} \quad (2)$$

ここで、 U_{af} : 切羽到達時の内空変位量(mm)

U_{tf} : 切羽到達時の天端沈下量(mm)

U_{al} : 先行変位量を含む最終内空変位量(mm)

U_{tl} : 先行変位量を含む最終天端沈下量(mm)

である。

U_{af} は切羽到達時の先行変位量に相当する内空変位量、 U_{tf} は天端沈下量で、図-15(a), (b)の切羽距離 0 mでの値である。また、 U_{al} は先行変位量を含む最終内空変位量、 U_{tl} は最終天端沈下量で同じく図-15(a), (b)の切羽距離 45 mの値である。

表-7 に示した応力解放率では内空変位量、天端沈下量それぞれの算出結果に若干の違いはあるものの、鏡補強工がない場合と比較して鏡補強工がある場合のほうが本坑切詰め掘削前の応力解放率が小さくなっている。しかしながら、鏡補強工による応力解放率の低減効果は0.01~0.04程度と小さく、有意な差はないと考えられた。

本トンネルで得られた計測結果から鏡補強工の打設本数と内空変位量もしくは天端沈下量に、明瞭な相関は確認できなかった。また、数値解析を用いた検証でも鏡補強工が本坑切詰め掘削時に与える内空変位量と天端沈下量への影響も小さいと考えられ、以後の検討では補助工法の効果は見込まないものとした。

本トンネルにおいて本坑切詰め掘削時の鏡面の自立性向上に鏡補強工が寄与した一方で、その後の内空変位量や天端沈下量の抑制に至らなかった理由としては地質的な要因が大きい可能性がある。すなわち、本トンネルの計画域に分布する日南層群は、地層の生成後に大規模な海底地すべりによって乱された地質であるために地質的な連続性がなくなっていると考えられる。このため鏡補強工による縫い付け効果によって切羽鏡面の安定性は向上する一方で、地山全体としては極めて軟質であるために、実際に施工した鏡補強工の規模では変位や変形を抑

表-7 導坑断面での鏡補強工による応力解放率の違い

鏡補強工の有無		内空変位量	天端沈下量
鏡補強工なし		0.32	0.33
鏡補強工あり	打設間隔@ 1.5m (打設密度 0.30本/m ²)	0.32	0.30
	打設間隔@ 1.2m (打設密度 0.44本/m ²)	0.31	0.29

表-8 導坑径の比較ケース

Case No.	導坑径	本坑との断面積比*	鋼アーチ支保工	吹付けコンクリート
1-0	導坑なし	0.00	H-150	$\sigma_s=36(\text{N/m}^2)$ $t=200(\text{mm}^2)$
1-1	φ2.0m	0.03		
1-2	φ4.0m	0.11		
1-3	φ6.0m	0.23		
1-4	φ8.0m	0.40		
1-5	φ10.0m	0.61		

* 本坑との断面積比=導坑断面積/本坑断面積

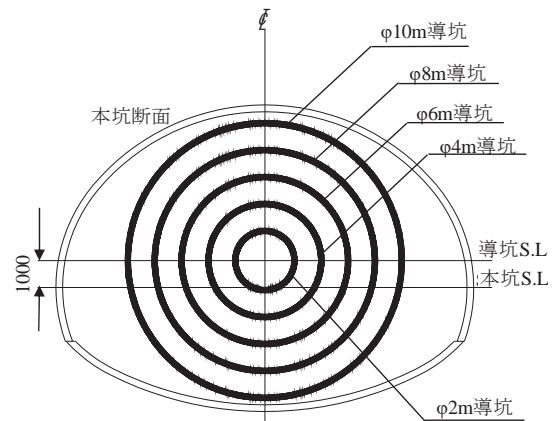


図-17 検証する導坑断面と本坑断面

制する効果が得られなかった可能性があると考えられる。

5. 数値解析を用いた導坑の効果の検証

導坑先進工法を適用した際の本坑切詰め掘削後の内空変位量や天端沈下量は、導坑の大きさや支保剛性、地山条件によって異なると考えられる。本章では、導坑の大きさ、支保剛性、地山条件をパラメーターとして図-7に示した数値解析モデルと表-3に示した入力物性値を用いて算定された本坑切詰め掘削後の変形特性について考察する。

(1) 導坑断面の大きさ

脆弱地山において中央導坑の大きさが本坑切詰め掘削時に与える影響を検証するために、表-8に示す導坑径について数値解析を実施した。本坑断面と導坑断面の位置については図-17に示すとおりとした。

中央導坑の掘削径を変化させた場合における本坑切掘り時の内空変位量と天端沈下量の算定結果を図-18と図-19のそれぞれ(a), (b)に示す。本数値解析では、通常山岳工法での施工が一般的ではない導坑径φ2.0mや芳ノ元トンネルでは適用していない導坑径φ8.0mおよび導坑径φ10.0mについても比較対象とした。

その理由としては、切掘り掘削後の本坑の挙動については導坑の掘削断面積に依存すると考えられ、導坑の断面積と本坑切掘り掘削時点での応力解放率との関係や、その後の内空変位量や天端沈下量から、これまで言われている導坑のいなし効果が得られる本坑断面積と導坑断面積の関係を検証することを目的としたためである。

図-18の(a), (b)は、初期地山からの内空変位量と天端沈下量である。内空変位量と天端沈下量とともに、最終値としてはφ10.0m導坑を適用した場合については導坑を適用しない場合と同程度となるものの、φ8.0m以下の導坑を適用した場合には、導坑を設けない場合と比べて導坑を設けた場合のほうが小さくなった。また、φ8.0m以下の導坑径について比較すると導坑径φ4.0mの場合に本坑切掘り掘削後の内空変位量、天端沈下量ともに最も小さくなった。

既に御手洗らは円形導坑を本坑上半内部に設けると天端沈下量を抑制することを数値解析を用いて確認しているが、本解析ではφ8.0m以下の導坑を適用した場合には、天端沈下量だけでなく内空変位量についても抑制されるものとなった。一方で本坑断面積の60%相当となるφ10.0m導坑では、導坑を適用しない場合と同程度の

内空変位量、天端沈下量になり、導坑を適用しても本坑の天端沈下量と内空変位量について有意な違いはないと考えられた。このことから、本坑切掘り掘削時における初期地山からの内空変位量と天端沈下量は導坑径に依存するとともに、本坑断面積の60%程度以下の導坑を適用することで導坑を適用しない場合よりも内空変位量と天端沈下量が小さくなると考えられた。

さらに図-18の(a), (b)について本坑切掘り前方での挙動を見ると、導坑径が大きくなるに従い導坑掘削によって生じる内空変位量および天端沈下量は、導坑を適用しない場合よりも導坑径の大きさに従い大きくなる。このことは、導坑掘削によって本坑の切掘り前方地山を変位、変形させていることを示していると考えられる。しかしながら、本坑切掘りが近づくと内空変位量および天端沈下量は、導坑を適用しない場合よりも小さくなる。また、その影響範囲は、導坑径が小さいほど、より本坑の切掘り前方に及び導坑径φ2.0mでは本坑切掘りの前方20m程度からであるのに対して導坑径φ8.0mでは本坑切掘り前方の数mとなっている。

図-19の(a), (b)に示した図は、本坑切掘り掘削後の計測値に換算した内空変位量と天端沈下量である。この図から導坑を適用しない場合と比較して導坑を適用した場合のほうが、それぞれ大きくなった。また、導坑径で比較すると内空変位量では導坑径φ2.0m, 4.0mが同程度であり、φ6.0m以上の導坑径よりも大きくなっている。また、天端沈下量では導坑径φ4.0mが最も大きくなることが分かる。この結果は、本坑切掘り掘削後の内空変

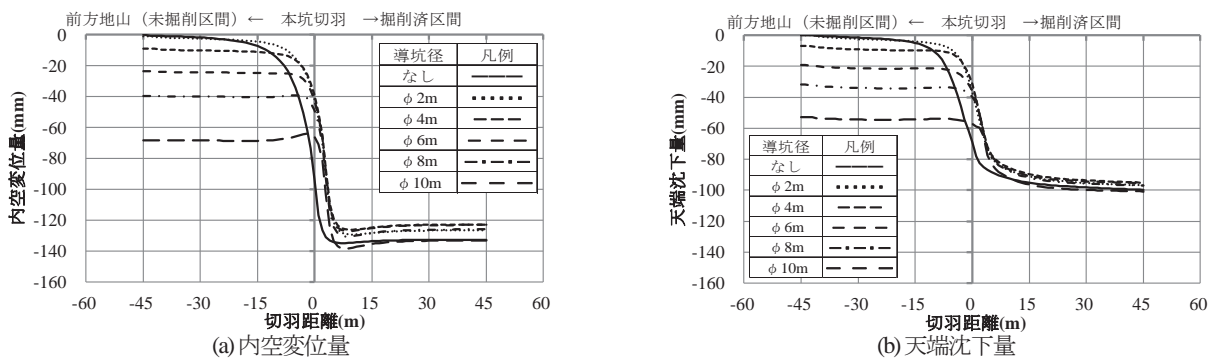


図-18 導坑径の違いによる本坑の内空変位量、天端沈下量（初期地山から）

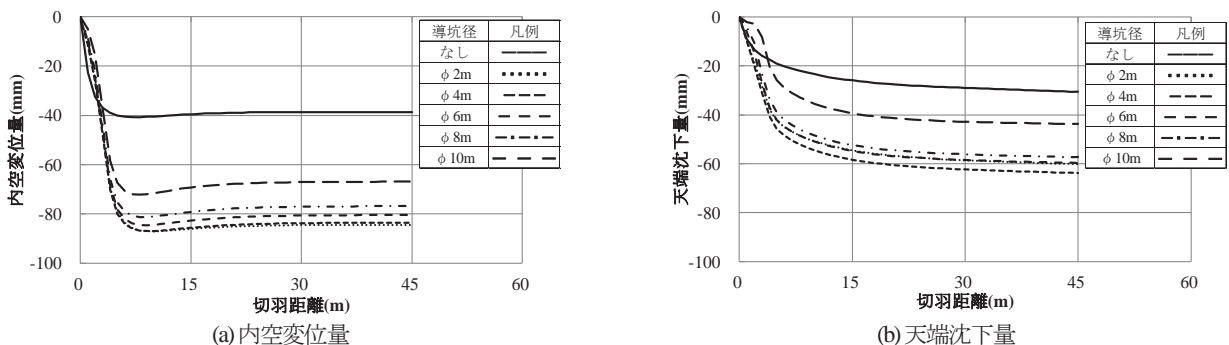


図-19 導坑径の違いによる本坑の内空変位量、天端沈下量（計測換算値）

位置と天端沈下量が導坑を適用しない場合よりは導坑を適用した場合のほうが大きい傾向が得られた本トンネルでの計測結果と一致していると考えられ、いなし効果の発現が乏しい場合であると考えられた。

これまで、導坑を適用したことによる本坑切詰め掘削後の変位や変形を抑制する効果を評価する手法には、図-20の(a)、(b)に示す二つの考え方があった。数値解析を用いた御手洗らの報告⁷⁾は図-20(a)によるものであり、施工現場での計測結果に基づいた高橋らの研究結果²⁾は(b)に基づくものと考えられる。いずれも導坑を適用することで本坑切詰め掘削後の変位量や変形量を小さくしていることから、いなし効果があったと解釈できる。

しかしながら本検証の結果、導坑を適用することで先行変位量を含む初期地山からの変位量と変形量は小さくなるものの、本坑切詰め掘削後の変位量と変形量は大きくなった。このことから、初期地山からの内空変位量もしくは天端沈下量が小さくなったとしても、本トンネルのような極めて脆弱な地山条件では、本坑切詰め掘削後の内空変位量や天端沈下量が必ずしも小さくならないことが分かった。また、本坑切詰め掘削後の内空変位量と天端沈下量は、導坑の大きさに依存することも分かった。

(2) 導坑の支保剛性

本トンネルで適用した中央導坑の支保剛性は、導坑掘削時における地山の緩みをできるだけ低減するために、一般的な小断面トンネルよりも極めて大きなものとして、導坑の支保が大きな剛性を有していることがいなし効果が得られない原因とも考えられた。

既に御手洗らによって頂設導坑を適用した場合に適用する導坑の支保剛性を大きくすることで変位が小さくなることが報告されている⁷⁾。しかしながら、本トンネルのような地山条件で中央導坑を適用した場合の導坑の支保剛性による本坑切詰め掘削後の内空変位量や天端沈下量に対する影響度を検証した報告は、ほとんど見られない。

ここでは、脆弱な地山条件において中央導坑の支保剛性が与える本坑切詰め掘削時の内空変位量と天端沈下量を、図-7に示した数値解析モデルを用いて検証する。

表-9に断面積10~30 m²の小断面トンネルを含む一般的な道路トンネルの支保構成¹⁵⁾と本トンネルで適用した支保パターン¹⁾の支保構成を比較して示す。また、図-21の(a)、(b)に表-9に示した支保構成ごとの軸剛性、曲げ剛性の算定結果を示す。軸剛性と曲げ剛性の算定では合成シェル¹⁰⁾を仮定した。また、鋼材の弾性係数を2.1×10⁸ kN/m²、設計基準強度18 N/mm²の吹付けコンクリートの弾性係数については、土屋の研究成果¹⁶⁾を参考にして4.0×10⁶ kN/m²、設計基準強度36 N/mm²の吹付けコンクリートでは8.0×10⁶ kN/m²と仮定した。

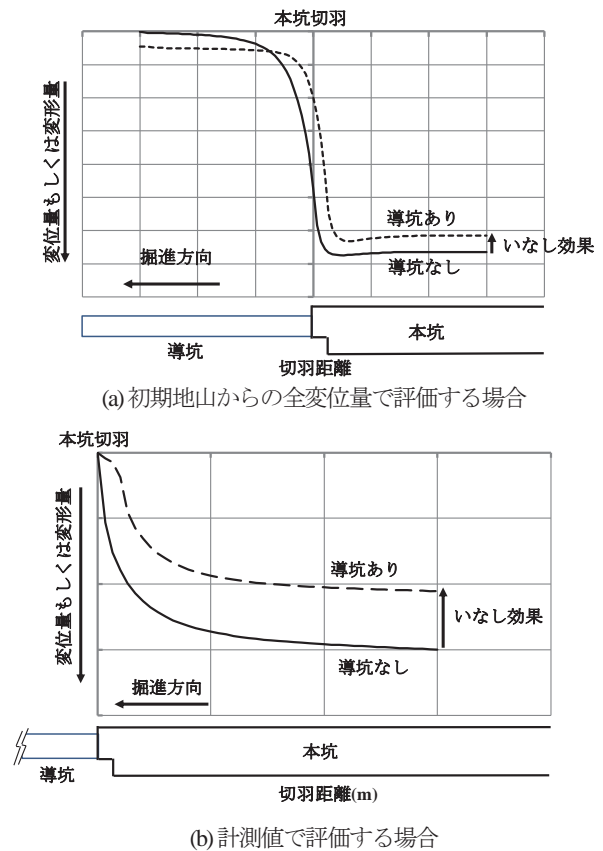
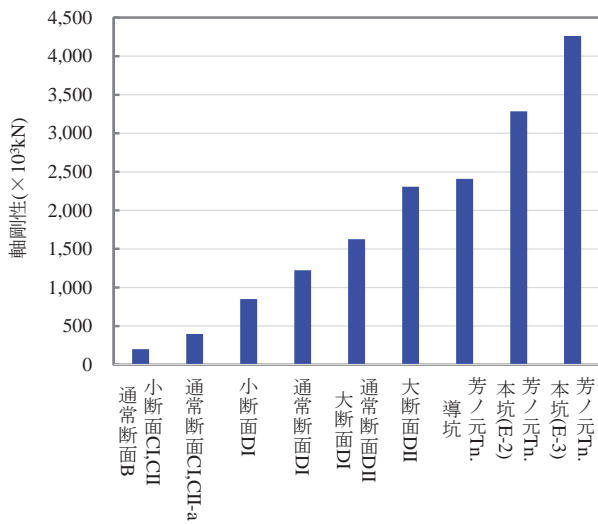


図-20 いなし効果の評価手法

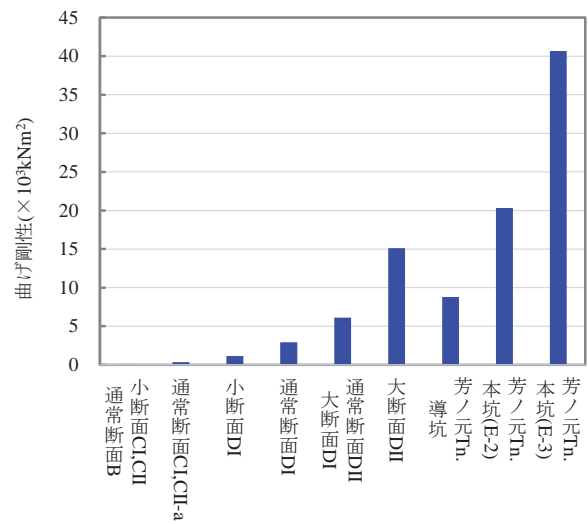
表-9 一般的な道路トンネルの支保構成¹⁵⁾

Case No.	断面規模 地山等級	鋼アーチ 支保工	吹付け コンクリート	
		サイズ (mm)	厚さ (m)	設計 基準強度 (N/mm ²)
2-1	小断面 CI, CII 通常断面 DI	-	0.05	18
2-2	通常断面 CI, CII-a	-	0.10	18
2-3	小断面 DI	H-100×100	0.10	18
2-4	通常断面 DI	H-125×125	0.15	18
2-5	通常断面 DII 大断面 DI	H-150×150	0.20	18
2-6	大断面 DII	H-200×200	0.25	18
2-7	芳ノ元 Tn. 中央導坑	H-150×150	0.20	36
2-8	芳ノ元 Tn. 標準部 E-2	H-200×200	0.25	36
2-9	芳ノ元 Tn. 標準部 E-3	H-250×250	0.30	36

図-21の(a)、(b)から本トンネルで適用した導坑の支保剛性は、一般的な小断面トンネルで地山状況が悪い場合の支保パターン DIと比較して軸剛性で2.8倍、曲げ剛性で7.7倍と高剛性であり、通常断面の支保パターン DII相当であったことが分かる。

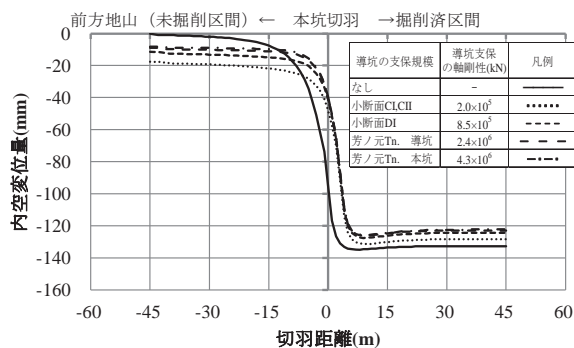


(a) 軸剛性

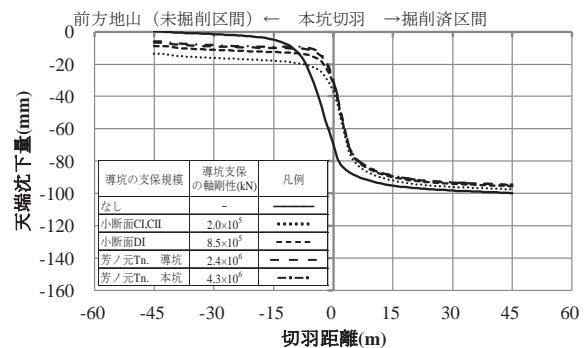


(b) 曲げ剛性

図-21 一般的な道路トンネル支保構成での軸剛性と曲げ剛性



(a) 内空変位量



(b) 天端沈下量

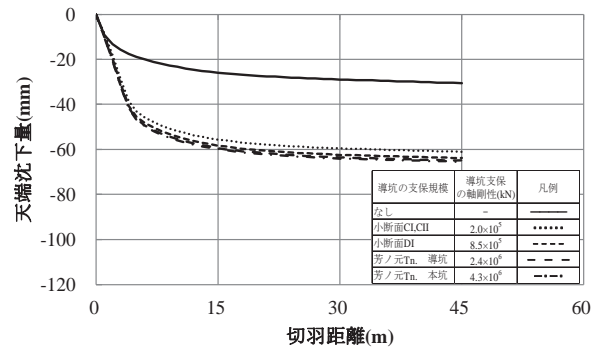
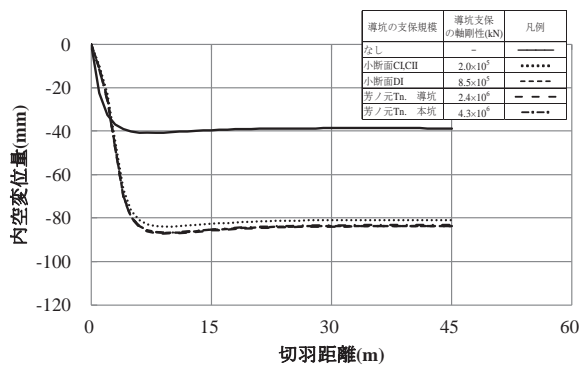
図-22 導坑支保の剛性の違いによる本坑の内空変位量, 天端沈下量 (初期地山から)

図-22 の(a), (b)に導坑の支保剛性を変化させた場合の初期地山から本坑切掘り掘削までの内空変位量と天端沈下量の算定結果を示す。ここで導坑径を $\phi 4.0$ m で一定とし、図中には比較のために導坑を適用しない場合の算定結果も併記している。また、比較した導坑の支保剛性は、本トンネルで適用した導坑の支保パターンに加えて一般的な小断面トンネルの支保パターン CI, CII (表-9の Case2-1) と DI (表-9の Case 2-3) とした。加えて、本トンネルで適用した導坑 (表-9の Case 2-7) 以上の支保剛性を想定して本トンネル本坑の支保パターンである E-3 (表-9の Case 2-9) とした。

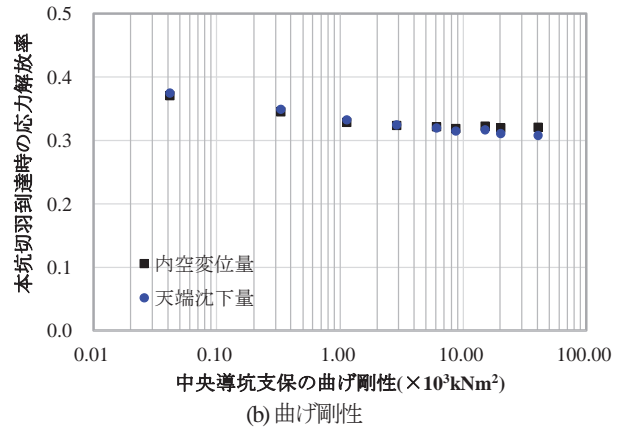
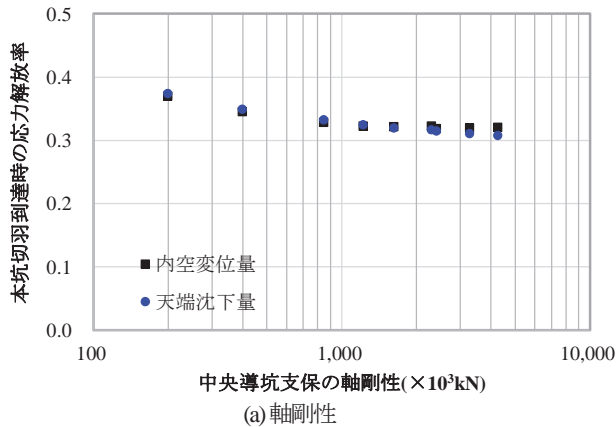
図-22 の(a), (b)に示した本坑切掘り掘削前の内空変位量と天端沈下量は、本坑掘削面となる位置での地中における変位と変形を示している。この図から本坑切掘り掘削前の内空変位量と天端沈下量は、導坑の支保剛性が大きいほど小さくなっており、通常のトンネル掘削と同様であることが分かる。本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量を見ると、初期地山からの内空変位量、天端沈下量は、導坑を適用しない場合よりは導坑を適用した場合のほうが小さくなっているものの有意な差はなかった。

図-23 の(a), (b)は施工時に得られる計測結果と同様に、本坑切掘り掘削時点を初期値として整理した内空変位量と天端沈下量である。この図から施工時の計測値としては、本トンネルの計測結果と同様に導坑を適用しない場合よりは導坑を適用した場合のほうが内空変位量、天端沈下量ともに大きくなることが分かった。導坑の支保剛性について比較すると剛性が大きいほうが内空変位量、天端沈下量ともに大きくなる傾向があるものの図-22 の(a), (b)に示した初期地山からの内空変位量と天端沈下量と同様に有意な差はないと考えられた。

図-24 の(a), (b)に表-9 に示した各支保パターンについて算定した内空変位量、天端沈下量もとに式(1), (2)で求めた本坑切羽到達時の応力解放率を示す。図の横軸にはそれぞれ軸剛性、曲げ剛性とし縦軸には本坑切羽到達時の応力解放率を示している。これらの図から導坑の支保剛性を大きくすることで本坑切羽到達時の応力解放率を最大で 0.06 程度小さくなることが分かる。すなわち導坑の支保剛性と本坑切羽先方地山の変位抑制効果には相関があり、支保剛性が大きいほど応力解放率を低減できると考えられる。しかしながら、導坑の支保剛性が通常断面の支保パターン DIである軸剛性 8.5×10^5 kN, 曲げ



(a) 内空変位量 (b) 天端沈下量
 図-23 導坑支保の剛性の違いによる本坑の内空変位量, 天端沈下量 (計測換算値)



(a) 軸剛性 (b) 曲げ剛性
 図-24 導坑支保の軸剛性の曲げ剛性による本坑切羽到達時の応力解放率

剛性 $1.1 \times 10^3 \text{ kNm}^2$ 以上であれば本坑切羽到達時の応力解放率に大きな違いはないと考えられた。

以上のことから導坑による本坑切羽前方地山の内空変位量と天端沈下量は、導坑の支保剛性に比例することが分かった。しかしながら、その影響度は小さく極端に支保剛性を大きくしても、本坑切掘り掘削後の内空変位量や天端沈下量に有意な差がないことから、本トンネルでいなし効果の発現が乏しかった原因とは考えられないことが分かった。

ここまでの検証において導坑および本坑の支保剛性については、導坑掘削段階と本坑切掘り掘削段階のそれぞれで導坑の支保剛性、本坑の支保剛性ともに一定で変化しないと仮定している。しかしながら、吹付けコンクリートの強度発現には時間依存性があるため、掘進速度などの施工サイクルによっては、本坑切掘り掘削時の内空変位量と天端沈下量も変化すると考えられる。とくに本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量は吹付けコンクリートの時間的な強度発現特性によって変化すると考えられることから、今後の検討課題としたい。

(3) 地山条件と導坑の大きさ

これまでの検証で、中央導坑の支保剛性が芳ノ元トンネルでいなし効果の発現が乏しい原因ではないと考えられた。このことから、トンネル計画域に分布する地山特

表-10 解析した地山条件

Case No.	3-1	3-2	3-3
地山等級	E	DI	CII
弾性係数 (kN/m ²)	200,000	500,000	1,000,000
単位体積重量 (kN/m ³)	22	22	22
粘着力 (kN/m ²)	200	500	1,000
内部摩擦角 (deg.)	20	30	40
ポアソン比	0.48	0.48	0.48
備考	Case1-2と同じ	-	-

性に起因する可能性があるものと考えられた。

本トンネルの計画域には表-1に示したように極めて脆弱で軟質な地山が分布していた。しかしながら、一般的な地山条件においては、同じ掘削工法を適用してもいなし効果が得られる条件があると考えられた。このことから図-7に示した数値解析モデルを用いて表-10に示す地山等級 CII, DI に該当する地山条件についても内空変位量と天端沈下量を算定した。

ここで、地山等級 CII, DI については水抜ききの必要性があることや、前後に極端な不良地山が存在するといった施工上の理由があるなど、特殊な施工条件下でなけれ

ば導坑先進工法を適用することは極めて少ないと考えられる。しかしながら、これまでの検証が特殊な地山条件であったことから、一般的な地山条件で検証することで、導坑による本坑切掘り掘削後の内空変位量や天端沈下量の低減されるいなし効果が得られる地山条件と導坑の大きさを考察することを目的とした。

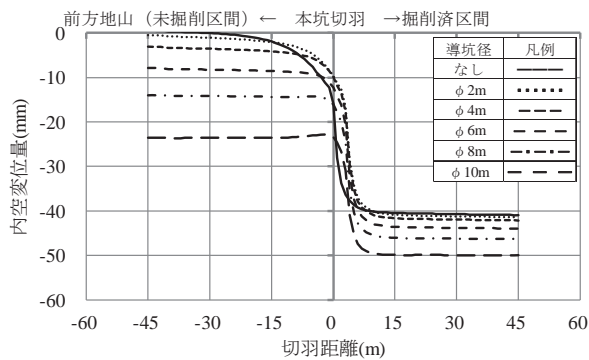
その結果を図-25 と図-26 のそれぞれ(a), (b)に示す。なお、導坑支保の剛性は本トンネルで適用した導坑の支保剛性とし、導坑径を変化させても一定とした。これらの図から地山条件に関わらず、導坑径が大きくなるに従い導坑掘削後の内空変位量と天端沈下量が大きくなるのが分かる。

しかしながら、本坑切羽が近づくと導坑径が小さいほど導坑を適用しない場合よりも内空変位量と天端沈下量が小さくなっている。図-25 に示した地山等級 DI では、導坑径が $\phi 2.0 \sim 8.0$ m で本坑切羽前方の 15~数 m 区間で導坑を適用しない場合よりも内空変位量と天端沈下量が小さくなっている。一方で導坑径 $\phi 10.0$ m では、導坑掘削時に生じた内空変位量と天端沈下量が大きく、本坑切羽が到達した時点でも内空変位量と天端沈下量は、導坑を適用しない場合よりも大きくなっている。本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量を見ると最終的な変位量と変形量、すなわち初期地山からの内空変位量と天端沈下量も導坑径の大きさに従い大きくなるのが分かる。

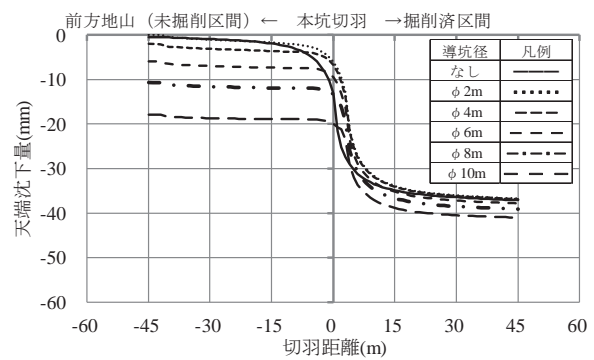
また、図-26 に示した地山等級 CII では、導坑径が $\phi 2.0 \sim 6.0$ m で本坑切羽前方の 15~数 m 区間で導坑を適用しない場合よりも内空変位量と天端沈下量が小さくなっている。導坑径 $\phi 8.0$ m と $\phi 10.0$ m では導坑を適用しない場合よりも大きくなっている。さらに、本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量を見ると、初期地山からの内空変位量と天端沈下量は地山等級 DI と同様に導坑径の大きさに従い大きくなっている。

図-27 と図-28 のそれぞれ(a), (b)は、図-25 と図-26 に示した初期地山からの内空変位量と天端沈下量について本坑切掘り掘削時を初期値とした計測換算値として整理したものである。これらの図のうち内空変位量を見ると地山等級 DI では導坑を適用しない場合よりも導坑を適用した場合のほうが大きくなり、導坑径が $\phi 2.0 \sim 6.0$ m で有意な差は見られないが導坑径が $\phi 8.0$ m と $\phi 10.0$ m では小さくなった。また、地山等級 CII では導坑径が $\phi 2.0$ m と $\phi 4.0$ m に有意な差は見られないものの導坑径が $\phi 6.0$ m, $\phi 8.0$ m, $\phi 10.0$ m と大きくなるに従い小さくなり、 $\phi 10.0$ m については導坑を適用しない場合よりも小さくなる。

天端沈下量では、地山等級 DI で導坑径 $\phi 2.0$ m, $\phi 4.0$ m に有意な差はないものの $\phi 6.0$ m, $\phi 8.0$ m, $\phi 10.0$ m と大きくなるに従い小さくなり、 $\phi 10.0$ m になると導坑がない場合よりも小さくなった。また、地山等級 CII につ

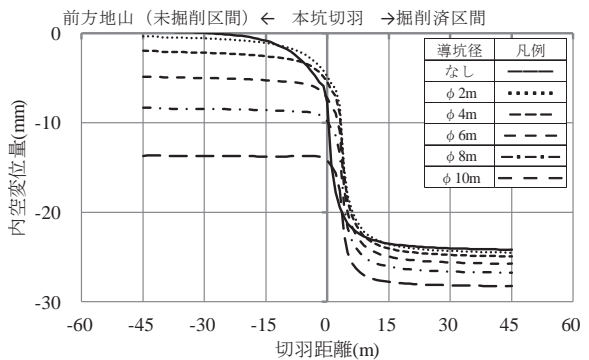


(a)内空変位量

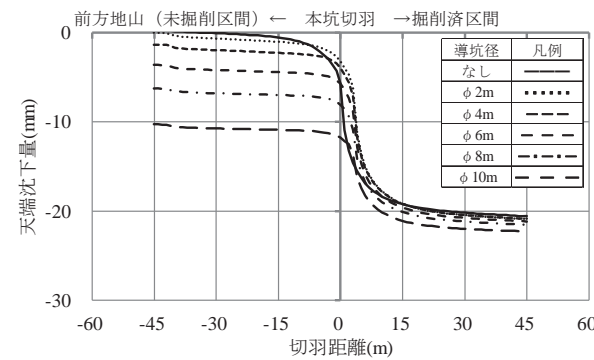


(b)天端沈下量

図-25 地山等級 DI における導坑径ごとの本坑の内空変位量, 天端沈下量 (初期地山から)

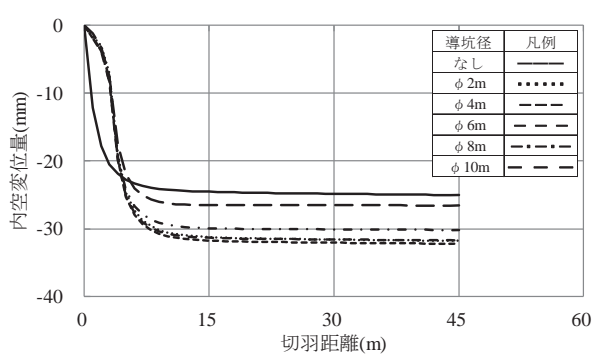


(a)内空変位量

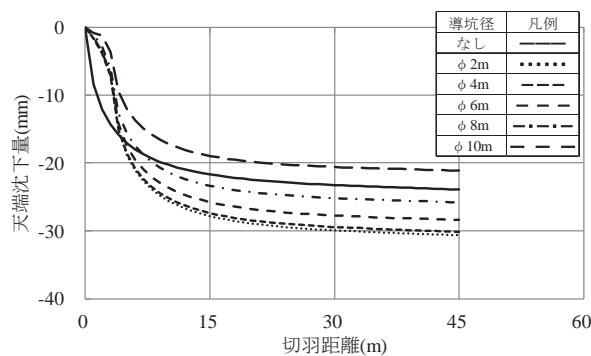


(b)天端沈下量

図-26 地山等級 CII における導坑径ごとの本坑の内空変位量, 天端沈下量 (初期地山から)

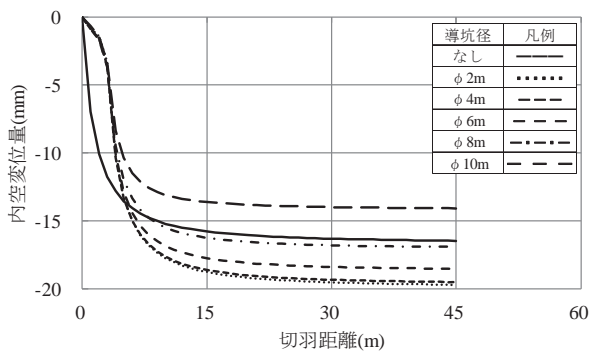


(a) 内空変位量

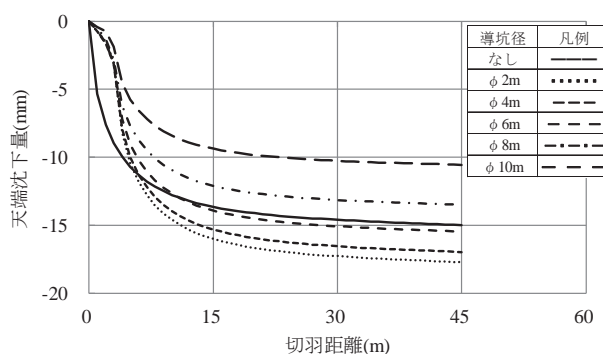


(b) 天端沈下量

図-27 地山等級 DI における導坑径ごとの本坑の内空変位量, 天端沈下量 (計測換算値)



(a) 内空変位量



(b) 天端沈下量

図-28 地山等級 CII における導坑径ごとの本坑の内空変位量, 天端沈下量 (計測換算値)

いても同様の結果となり、導坑径が $\phi 8.0\text{m}$ と $\phi 10.0\text{m}$ で導坑がない場合よりも小さくなった。

このことから、地山等級 DI, CII と想定される地山条件では、導坑径を大きくすることによって本坑切上げ掘削後の変位と変形を小さくするいなし効果が得られると考えられた。

図-29の(a), (b), (c)に図-18, 図-25 および図-26 に示した初期値山からの内空変位量をもとに式(1)で算定した本坑切羽到達時の応力解放率を示す。図の横軸は本坑掘削面積に対する中央導坑の掘削面積の比で、0 は導坑がない場合の本坑切羽到達時の応力解放率であり、いなし効果が得られているならば、本坑切羽到達時の応力解放率が導坑を適用しない場合と比較して大きくなると考えられる。

これらの図から、いずれの地山等級でも導坑の掘削面積と本坑の掘削面積の比が 0.03~0.1 程度で本坑到達時の応力解放率が最も小さくなる。すなわち中央導坑の掘削面積が本坑の 3~10% であるときに最も本坑切羽前方地山の変位と変形が小さくなると考えられた。

また、図-29(a)に示した地山等級 E の算定結果では、導坑を適用しない場合より導坑を適用した場合のほうが導坑の掘削面積に関わらず本坑切羽到達時の応力解放率が小さくなり、いなし効果の発現は乏しいと考えられる。

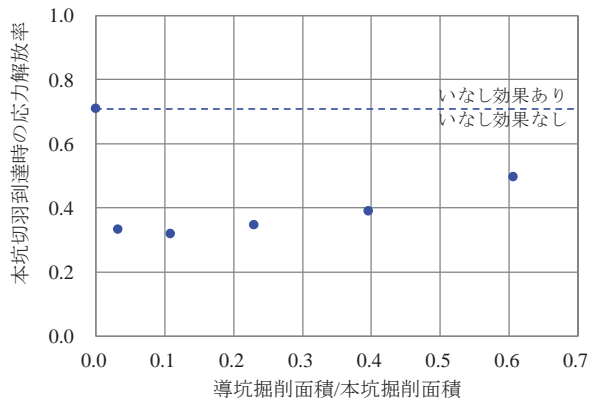
一方で、同図(b)の地山等級 DI では導坑の掘削面積と本坑の掘削面積の比が 0.6 程度になると導坑を適用しな

い場合よりも本坑切羽到達時の応力解放率が大きくなる。また、同図(c)の地山等級 CII では導坑の掘削面積と本坑の掘削面積の比が 0.4 以上で、導坑を適用しない場合よりも本坑切羽到達時の応力解放率が大きくなった。このことから、地山等級 DI や CII では導坑の面積を大きくすることで、これまで言われているいなし効果が得られると考えられた。

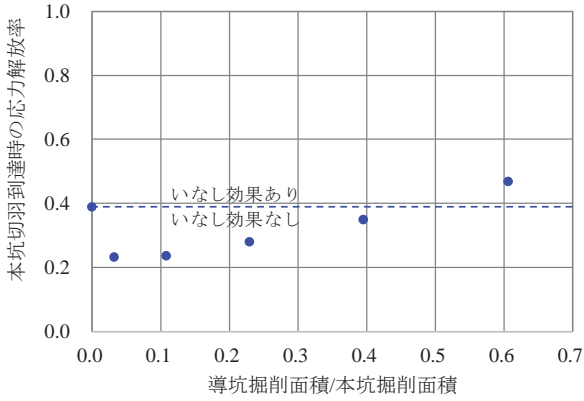
6. 導坑による地山の変位と変形の抑制効果

これまで数値解析を用いて導坑径、導坑の支保剛性および地山条件の違いによる本坑切上げ掘削後の内空変位量と天端沈下量を比較して中央導坑が与える本坑切上げ掘削後の挙動を検証した。その結果、中央導坑には芳ノ元トンネルでの地山条件では導坑の支保剛性を小さくしても、これまで言われているいなし効果の発現は、当初考えていたよりも乏しい可能性があることが分かった。一方で地山等級 DI, CII となるような地山条件では、本トンネルと同じ高剛性な支保構造を有する中央導坑を適用しても、導坑径を大きくすることで、いなし効果が得られると考えられた。

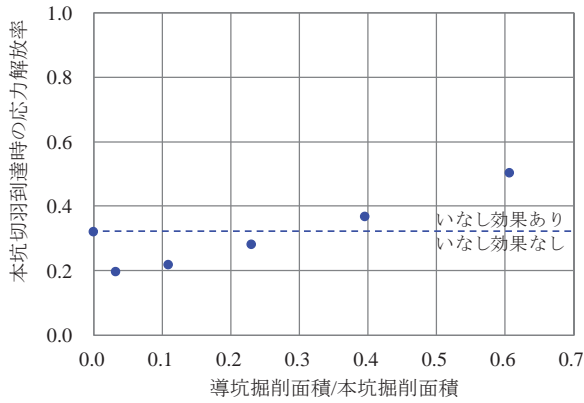
切上げ掘削後の本坑の挙動が、導坑の大きさには依存するものの、導坑の支保剛性による違いが小さいことから導坑を適用した場合における切上げ掘削時の本坑の挙



(a) 地山等級 E



(b) 地山等級 DI



(c) 地山等級 CII

図-29 導坑掘削面積と本坑切羽到達時の応力解放率

動は、導坑を掘削することによって生じる導坑周辺地山の応力状態に依存すると考えられた。鏡ボルトによって地山の変位や変形を抑制するのは異なり、導坑掘削に伴って生じる塑性領域と「グラウンドアーチ」の大きさに依存するものと考え、弾塑性理論による理論式を用いて導坑周辺地山の応力状態を検証する。

ここで、理論式を用いた理由としては、比較的簡便に取り扱えることで実務においても導坑の影響度を検証するのに有用と考えたためである。

(1) 弾塑性理論による地山応力の算定^{例は17)}

図-30 に半径 a の円形トンネルの弾塑性理論での解析モデルを示す。座標系はトンネルの中心を原点 0 として

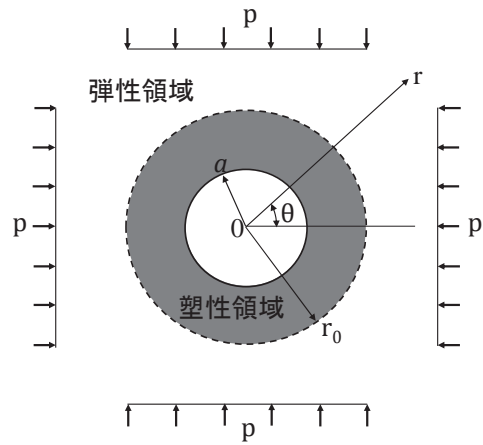


図-30 弾塑性理論での解析モデル

極座標系 (r, θ) とする。側圧係数 $\lambda_h = 1.0$ とした無限 2 次元地山で、地山材料は Mohr の破壊理論に従うものとする。塑性領域における各軸方向の応力成分 σ_r^p 、 σ_θ^p およびせん断応力 $\tau_{r\theta}^p$ は次式ようになる。

なお、これまでの数値解析を用いた検証ではポアソン比を 0.48 としており、側圧係数としては概ね 1.0 であることを付記しておくとともに、導坑の支保剛性の違いによる本坑切上げ掘削後の内空変位量と天端沈下量への影響が小さいことから、本算定では考慮しなものとした。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^p &= -\frac{\lambda}{k-1} \left\{ \left(\frac{r}{a} \right)^{k-1} - 1 \right\} \\ \sigma_\theta^p &= -\frac{\lambda}{k-1} \left\{ k \left(\frac{r}{a} \right)^{k-1} - 1 \right\} \\ \tau_{r\theta}^p &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここで、 σ_r^p : r 方向の塑性領域の応力 (kN/m²)

σ_θ^p : θ 方向の塑性領域の応力 (kN/m²)

$\tau_{r\theta}^p$: 塑性域のせん断応力 (k/m²)

a : トンネル径 (m)

r : トンネル中心からの距離 (m)

である。また、 k と λ は次式で定義される。

$$k = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}, \lambda = \frac{2 \cos\phi}{1 - \sin\phi} C \quad (4)$$

ここで、 ϕ : 地山の内部摩擦角 (deg.)

C : 定数

である。

また、弾性領域での各軸方向の応力成分 σ_r^e 、 σ_θ^e およびせん断応力 $\tau_{r\theta}^e$ は次式ようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^e &= -p \left\{ 1 - \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \right\} + \sigma_{r_0} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \\ \sigma_\theta^e &= -p \left\{ 1 + \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \right\} + \sigma_{r_0} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \\ \tau_{r\theta}^e &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここで、 σ_r^e : r 方向の弾性領域の応力 (kN/m²)

σ_θ^e : θ 方向の弾性領域の応力 (kN/m²)

p : 地山の初期応力 (kN/m²)

r_0 : 塑性領域と弾性領域の境界半径(m)

である。

また、 σ_{r0} は弾塑性境界での応力で式(3)と式(5)のそれぞれが等しくならなければならないことから求めることができ、次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} r_0 &= a \left\{ \frac{2}{1+k} \left(1 + \frac{k-1}{\lambda} p \right) \right\}^{\frac{1}{k-1}} \\ \sigma_{r0} &= \frac{\lambda - 2p}{1-k} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで、 σ_{r0} : 弾塑性境界での応力(kN/m²)
である。

(2) 算定結果

図-31の(a)~(c)に、地山等級ごとに式(3)および(5)を用いて算定した導坑周辺の各軸方向の応力成分の算定結果を示す。図の横軸には導坑中心からの距離 r を本坑の掘削径 D で除した r/D を、縦軸には軸方向の応力 σ_r および曲方向の応力 σ_θ をそれぞれ初期地山応力 p で除したそれぞれ σ_r/p 、 σ_θ/p とした。また、算定では地山の初期応力 p については、静水圧分布を仮定し地山の単位体積重量 γ と土被り h を用いて $p = \gamma \times h$ とし、トンネルに作用する方向を負とした。算定の条件を表-11に示す。

ここで定数 C は地山の一軸圧縮強度 q_u を用いた次式で定義し、岩盤の一軸圧縮強度 q_u と地山の弾性係数 E_γ の関係をもとめた既往の報告¹⁸⁾から式(8)で算定した。

$$C = \frac{1 - \sin\phi}{2 \cos\phi} q_u \quad (7)$$

$$q_u = \frac{E_\gamma}{100} \quad (8)$$

ここで、 q_u : 地山の一軸圧縮強度(kN/m²)

E_γ : 地山の弾性係数(kN/m²)

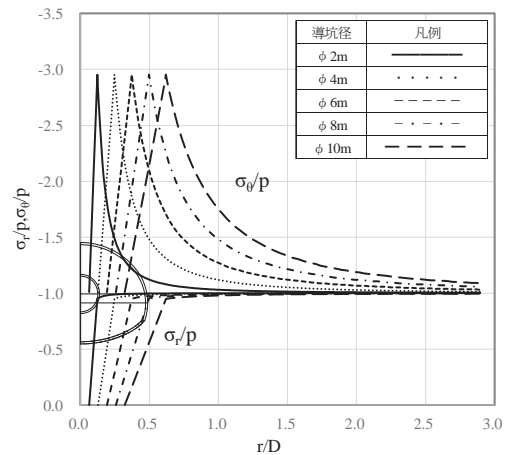
である。

図-31(a)に示した地山等級Eの場合を見るとトンネルの周方向に該当する θ 方向の応力 σ_θ/p が最も大きくなる位置が弾塑性境界になる。弾塑性境界より原点0側に塑性領域が形成され、導坑径が大きくなるほど塑性領域が大きくなるのが分かる。トンネルの断面方向に該当する r 方向の応力 σ_r/p は導坑径が大きくなっても導坑近傍で初期地山応力 p 程度になるものの、 θ 方向の応力は導坑径が大きくなるほど、その影響は大きくなり芳ノ元トンネルで適用した径 $\phi 4.0$ mの導坑では本坑の外周 $1.5 D$ 程度の範囲まで初期地山応力よりも大きい状態となっていたと考えられる。同じ地山条件で径 $\phi 10.0$ mの導坑を適用すると、本坑の外周 $2.5 D$ 程度の範囲まで θ 方向の応力が初期地山応力よりも大きい状態になると考えられる。

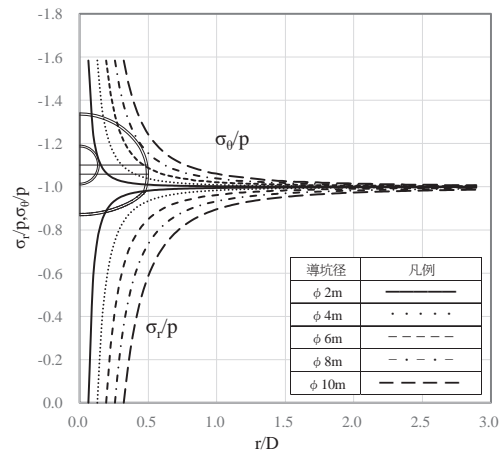
一方、図-31の(b)、(c)に示した地山等級DI、CIIでの算定結果では塑性領域は発生しなかった。地山等級E

表-11 算定条件

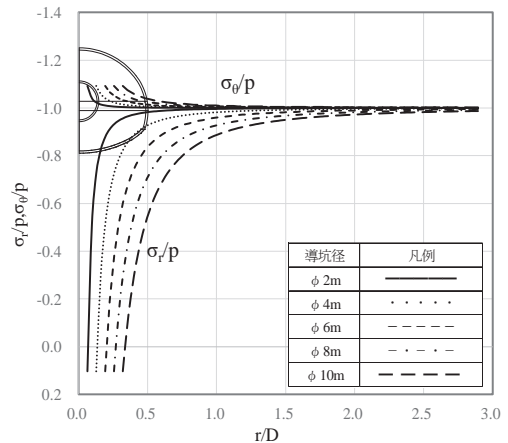
地山等級	E	DI	CII
単位体積重量 γ (kN/m ³)	22	22	22
土被り h (m)	90	90	90
弾性係数 E_γ (kN/m ²)	200,000	500,000	1,000,000
内部摩擦角 ϕ (deg.)	20	30	40



(a) 地山等級 E



(b) 地山等級 DI



(c) 地山等級 CII

図-31 弾塑性論を用いて算定した導坑周辺の地山応力

と同様に導坑径が大きくなるほど、 θ 方向の応力が初期地山応力より大きくなる範囲、 r 方向で初期地山応力より小さくなる範囲が大きくなる事が分かる。そのうち地山等級 DI では θ 方向、 r 方向ともに $2D$ 程度になるとともに初期地山相当の応力になる。また、地山等級 CII を見ると、 θ 方向の応力については導坑が大きくなって本坑掘削域内で初期地山応力相当になるものの、 r 方向については導坑径が大きくなるに従い応力が初期地山応力よりも小さくなる領域が大きくなると考えられる。

(3) 導坑周辺地山の応力状態

表-12 に図-30 の(a), (b)に示した応力算定結果をもとに作成した応力分布図を示す。表には地山等級 E を仮定し導坑径が $\phi 4.0\text{ m}$ と $\phi 10.0\text{ m}$ の場合と地山等級 DI を仮定し導坑径を $\phi 10.0\text{ m}$ とした場合である。

芳ノ元トンネルと同様の地山条件である地山等級 E で径 $\phi 4.0\text{ m}$ の導坑を適用すると導坑掘削による塑性領域は本坑の切詰め掘削の範囲内に収まることが分かる。さらに外周には導坑周方向である θ 方向の応力が初期地山応力より大きくなる領域、いわゆるグラウンドアーチが形成され本坑の外周域にも及ぶ状況となる。その結果、本坑切詰め掘削では形成されたグラウンドアーチを掘削することになるために、本坑切羽前方地山に対する変位と変形が抑制されたと考えられる。

一方、同じ地山条件でも導坑径を $\phi 10.0\text{ m}$ まで大きくすると導坑掘削によって形成される塑性領域は本坑切詰め掘削の領域よりも外側まで広がる事が分かる。このため本坑切詰め掘削では、導坑掘削によって形成された

塑性領域を掘削することになり、本坑切羽前方地山に対する変位と変形の抑制効果が小さくなると考えられる。地山条件が地山等級 DI で導坑径を $\phi 10.0\text{ m}$ とした場合に塑性領域は現れない。本坑外周には掘削面から $2.0D$ 程度の範囲まで θ 方向の応力が初期応力よりも大きくなり、 r 方向の応力が初期応力よりも小さくなるグラウンドアーチが形成される。このため、本坑切詰め掘削では、形成されたグラウンドアーチの一部を削り取るだけとなるために、本坑切詰め掘削後の内空変位量と天端沈下量は小さくなると考えられる。

7. 結論

これまで数値解析モデルを用いて芳ノ元トンネルの施工時における内空変位量と天端沈下量を再現して、中央導坑が及ぼす本坑切詰め掘削後の挙動を検証した。併せて適用する導坑の大きさや支保剛性を変化させた場合の本坑切詰め掘削後の挙動に加えて、一般的な地山条件についても検証した。

結論として、本検証で得られた知見と、全断面掘削工法を適用した円形の中央導坑を適用する際に本坑切詰め掘削後の変位と変形を小さくするいなし効果が得られる中央導坑の設計指標をまとめると以下ようになる。

- (1) 芳ノ元トンネルにみられた地山の弾性係数が $20,000 \sim 35,000\text{ kN/m}^2$ となる極めて脆弱な地山条件では、中央導坑先進工法を適用しても、本坑切詰め掘削後の変位と変形を小さくするいなし効果の発現は乏しく、中

表-12 導坑周辺地山の応力状態

地山等級	E ($E=200,000\text{ kN/m}^2$)	E ($E=200,000\text{ kN/m}^2$)	DI ($E=500,000\text{ kN/m}^2$)
導坑径	$\phi 4.0\text{ m}$	$\phi 10.0\text{ m}$	$\phi 10.0\text{ m}$
主応力図			

中央導坑を適用することで本坑切掘り掘削後の内空変位量や天端沈下量が大きくなることもある。

- (2) 特性曲線を用いて先行変位を含めた内空変位量や天端沈下量でいなし効果が得られると考えられても、本坑切掘り掘削後の内空変位量や天端沈下量が必ずしも小さくなるとは限らず、本坑切掘り時点からの内空変位量や天端沈下量で評価する必要がある。
- (3) 導坑径をパラメーターにして数値解析を用いた検証の結果、本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量は中央導坑の大きさに依存し、地山条件によらず本坑掘面積の3~10%程度の中央導坑を適用した場合に本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量が最も大きくなり、本坑の支保構造について十分な検討が必要になる。
- (4) 中央導坑の支保剛性をパラメーターにして数値解析を用いた検証の結果、支保剛性が大きくなるに従い本坑切掘り前方地山の変位と変形を抑制するものの、その影響は小さく、中央導坑の支保構造としては、導坑そのものの安定性を確保できる規模で十分である。
- (5) 地山条件と導坑径をパラメーターにした数値解析の結果から、地山等級が良好な場合は本坑掘削面積に占める割合が大きい中央導坑を用いることでいなし効果が得られる。具体的には、地山等級 DI で本坑掘削面積の60%以上、地山等級 CII で40%以上の掘削面積を有する中央導坑を適用することで、本坑切掘り掘削後の変位と変形を小さくするいなし効果が得られる。
- (6) 弾塑性論を用いた検証の結果、導坑によって得られる本坑切掘り掘削時の地山の変位と変形抑制メカニズムは、導坑掘削によって形成される塑性領域やトンネル周方向の応力が卓越するグラウンドアーチの大きさに依存するもので、鏡ボルトに代表される鏡補強工によるメカニズムとは異なる。

8. おわりに

本研究で示したうち、たとえば図-20 に示した(a), (b) の評価手法のうち、いずれが真の「いなし効果」かという議論は今後の研究成果に委ねるものとするが、本検証の結果から脆弱な地山条件であった芳ノ元トンネルでは中央導坑を適用しても、結果として本坑切掘り掘削後の変位や変形を小さくするいなし効果の発現が乏しかった場合があったと考えられた。

しかしながら、芳ノ元トンネルでは導坑掘削で生じる周辺地山の緩みを極力抑制してトンネル計画域にある地すべりへの影響は極力小さくできたとともに、本坑切掘り掘削に先立って地質や特定有害物質の有無が確認できた。さらには可燃性ガスの検知や換気が行えたとともに、

本坑切掘り掘削時の切羽安定性の向上させ補助工法を低減することもできた。このため芳ノ元トンネルで中央導坑先進工法を適用したことで多くの利点が得られたと考えている。

(公社) 土木学会「トンネル標準示方書・同解説」¹⁹⁾にも導坑先進工法による効果としては、本坑切掘り掘削時の変位抑制や作用土圧の軽減以外にも地質確認、水抜き、断面幅時の切羽安定、発破掘削時の自由面構築などが示されている。このため導坑先進工法の適用を検討する場合には本坑切掘り掘削時の変位抑制や作用土圧の軽減効果だけに囚われず、地質条件や施工条件などを総合的に勘案して判断することが肝要である。

これまで中央導坑先進工法を対象に数値解析モデルを用いて、導坑の大きさ、支保剛性および適用する地山条件の違いによる本坑切掘り掘削後の内空変位量や天端沈下量への影響度を検証した。しかしながら、本坑切掘り掘削後の内空変位量と天端沈下量は、本検証で用いたパラメーター以外にも、頂設導坑や底設導坑などの導坑位置、導坑の先進距離、導坑の形状、導坑における早期閉合の有無、吹付けコンクリート強度の時間依存性、本坑断面の閉合距離、本坑の支保剛性などが考えられる。

今後は、これらのパラメーターにも着目した検討を行い、導坑先進工法における導坑の、より具体的な設計指標が提案されることが望まれる。

参考文献

- 1) 大森禎敏, 岡部正, 砂金伸治, 弓場進: 脆弱地山における高剛性支保を有する導坑の変位抑制効果について, トンネル工学研究会発表会 報告集, I-42, 2019.
- 2) 高橋浩, 谷井敬春, 岩井克彦, 桑原秀樹, 進士正人, 中川浩二: 膨張性地山における導坑の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 728/VI-58, pp. 27-39, 2003.
- 3) 古谷綾子, 高橋浩, 中川浩二: 数値解析からみた押し出し性地山におけるトンネル掘削挙動に関する研究, 土木学会中国支部第 52 回研究発表会, pp. 373-374, 2000.
- 4) 若月和人, 桜沢雅志, 瀬賀富幸, 佐藤起一: スクィーズイング地山における中央導坑先進工法の効果について, 土木学会第 55 回年次講演会 III-B101, pp. 202-203, 2000.
- 5) 谷井敬春, 下田哲史, 高橋浩, 菊地裕一, 釜谷薫幸: 日暮山トンネルにおける早期閉合を目的とした導坑先進工法について, トンネル工学研究論文・報告集, 第 11 巻, pp. 209-214, 2001.
- 6) 高橋正治, 林崎信男, 三浦正彦, 居相好信, 対馬祥一: TBM 導坑先進全断面掘削工法での導坑効果に関する一考察, トンネル工学研究論文・報告集, 第 6 巻, pp. 193-198, 1996.
- 7) 御手洗良夫, 植松澄夫, 西間木朗: 大断面トンネルにおける導坑の三次元的地山改良効果の研究, トンネル工学研究発表会 論文・報告集, 第 5 巻, pp. 111-116, 1995.

- 8) 日本道路公団試験研究所：トンネルの標準設計に関する研究報告書—数値解析と施工実績の分析—, 1986.
- 9) 日本道路工団 試験研究室：トンネル数値解析マニュアル（都市部トンネル解析留意事項編）, p. 11, 2004.
- 10) （社）土木学会：山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, p. 152, pp. 161-162, 2006.
- 11) 西崎晶士, 羽馬徹, 岡部正：3次元数値解析による切羽安定対策工の効果に関する考察, トンネル工学研究論文・報告集, 第11巻, pp. 111-116, 2001.
- 12) 御手洗良夫, 松尾勉, 手塚仁, 岡本哲也, 西村誠一, 松井保：山岳トンネルにおける長尺鏡補強工の作用効果の評価, 土木学会論文集, No. 743/III-64, pp. 213-222, 2003.
- 13) Yoo, C. and Shin, H.-K.: Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 18, pp. 303-319, 2003.
- 14) 宮野前俊一, 森田篤, 酒井照夫, 松井幹雄, 梨本裕, 大久保誠介：長尺鏡ボルト工の地山補強効果に関する簡易評価モデルの提案, 土木学会論文集 F, Vol. 62, No. 2, pp. 258-267, 2006.
- 15) （社）日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説, pp. 125-131, 2003.
- 16) 土屋敬：トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究, 土木学会論文集, 第364号/III-4, pp. 31-40, 1985.
- 17) 樗木武：トンネル力学, pp. 145-150, 共立出版, 1977.
- 18) （社）日本トンネル技術協会, トンネル計測工の活用に関する調査研究報告書, pp. 264-267, 1992.
- 19) （公社）土木学会：2016年制定 トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 [山岳工法編]・同解説, pp. 69-72, 2016.

(Received May 18, 2020)

(Accepted October 7, 2020)

CONSIDERATION ON MAIN TUNNEL BEHAVIOR AND DESIGN INDEX OF DRIFT WHEN APPLYING THE CENTER DRIFT ADVANCED METHOD

Sadatoshi OHMORI, Tadashi OKABE, Ayako GOMI and Nobuharu ISAGO

When the center drift advanced method is applied, ‘dodging effect’, that is, the reduction of the amount of convergence and crown settlement at the time of widening excavation of the main tunnel, and reduction of the sectional force of support members, is often expected. However, the discussion regarding the influence on the mechanical behavior of the main tunnel has been limited.

In this paper, the mechanical behavior of the Yoshinomoto tunnel with the center drift advanced method was considered with the in-situ measurement data and the result of numerical analysis, and it was found that the dodging effect cannot always be obtained under the extreme fragile ground conditions. Also, the design index of the center drift where the effect was shown was discussed through the analysis considering the size of the drift, the stiffness of the support, and the ground condition.