

坑口部の小土被り道路直下における 長尺フォアパイリングの施工

石川 貴士¹・小川 一幸²・三河内 永康³・渡辺 正⁴・村山 秀幸⁵

¹ (前) 西日本高速道路(株) 四国支社 高松工事事務所 さぬき工事長
(〒761-0301 香川県高松市林町字青塚1443-1)
E-mail: t.ishikawa.af@w-nexco.co.jp

²(株)フジタ 広島支店 津田トンネル作業所 (〒769-2401 香川県さぬき市津田町津田913-1)
E-mail: kogawa@fujita.co.jp

³正会員 (株)フジタ 建設本部 土木エンジニアリングセンター トンネルシールド部
(〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-25-2)
E-mail: mitugochi@fujita.co.jp

⁴(株)フジタ 広島支店 津田トンネル作業所 現場代理人 (〒769-2401 香川県さぬき市津田町津田913-1)
E-mail: tadwatanabe@fujita.co.jp

⁵正会員 (株)フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)
E-mail: murayama @fujita.co.jp

四国横断自動車道(高松自動車道)は、現在、暫定二車線から完成四車線化の事業を行っている。このうち、津田トンネルは香川県さぬき市に位置し、供用中のⅠ期線トンネルに平行する双設トンネルの新設工事であり、延長968mである。本トンネルは下り勾配での掘削が計画されており、掘削開始側となる東側坑口の直上には県道が土被り2m以下で交差しているとともに、道路内には上水道管が敷設されていた。また、周辺には養鶏場が近接しており騒音、振動、光害等の環境を保全する必要があった。

本報告では、県道通過に伴う補助工法に長尺フォアパイリング(トレヴィチューブ工法)を採用した経緯と施工管理について報告する。

Key Words : tunnel portal, shallow overburden, long forepiling

1. はじめに

四国横断自動車道(高松自動車道)では、鳴門IC～高松市境間において、現在暫定二車線から完成四車線化への事業を展開している。このうち、津田トンネルは香川県さぬき市に位置しており、延長968mの双設トンネルである。今回は、四車線化を完成させるためにⅡ期線トンネルを新設するものである。

本トンネルは、供用路線や仮設ヤードとの取り合いから下り勾配となる東側坑口から掘削を開始する計画となった。この東側坑口の直上には、主要地方道津田川島線(以下、県道という)が小土被り $h=1.67\sim 2.11\text{m}$ で交差しているため、一般車両の通行への影響が懸念された。また、県道下には上水道管が敷設されており、県道への影響を最小限に抑えることが必須となった(図-1参照)。さらに、周辺には養鶏場が近接しており、騒音、振動、

光害等の環境を保全する必要があった。

以上から、県道に対する地表面沈下対策を目的とすると同時に、周辺環境に配慮した補助工法を採用して、トンネルを掘削することとした(写真-1参照)。本報告では、補助工法選定の経緯と施工管理について述べる。

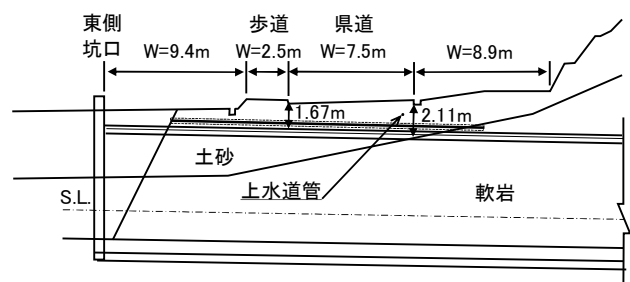


図-1 津田トンネル東側坑口付近の縦断面図



写真-1 東側坑口付近の状況（坑口付け切土の段階）

2. 補助工法の選定

(1) 東側坑口部の地質概要とトンネルの安定性

坑口の地質は、上部には小礫や軟岩が混入している強風化花崗岩（土砂＝まさ土）、下部には風化花崗岩（軟岩）が分布している。よって、上位の強風化花崗岩に対する対策が課題となった。また、供用線との離隔はトンネル中心間隔で31.3m（ $\approx 2.8D$ ）である（図-2参照）。

「トンネル・ライブラリー第20号 山岳トンネルの補助工法―2009年版―（平成21年9月）土木学会」には補助工法の設計手法が示されており、既往地質調査結果を用いて極限解析による切羽安定性の検討を行なった結果、無対策の場合には安全率（Fs）が1.0以下であったため、補助工法を用いた地表面沈下対策が必要となった。

補助工法を採用した場合の数値解析（FEM）を実施し、地表面の最大沈下量が4.4mmと非常に小さな値となることを確認するとともに、供用線（Ⅰ期線）トンネルの最大水平変位が2.5mmと影響が少ないことが分かった。

(2) 地表面沈下対策のための補助工法の種類

地表面沈下対策のための補助工法は、「設計要領 第三集トンネル編（平成27年7月）東日本・中日本・西日本高速道路株式会社」によると、長尺フォアパイリング、水平ジェットグラウト、スリットコンクリート、垂直縫地、パイプルーフ、脚部補強パイルとなっている。このうち東側坑口部では、①小土被りのため水平ジェットグラウトでは高圧噴射する硬化材が地表面から噴発する危険性があること、②地山が強風化花崗岩（まさ土）であり小礫や軟岩も混入していることからスリットコンクリートを形成できないこと、③坑口部は地すべり地形ではなく垂直縫地は対象外であること、④脚部には軟岩が分布しているため脚部補強パイルのような脚部沈下対策は必要ないことなどにより、補助工法として長尺フォアパイリングとパイプルーフを比較検討対象とした。

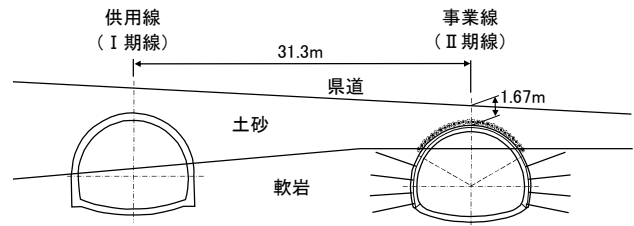


図-2 東側坑口での横断面図（最小土被り断面）

表-1 AGF工法とトレヴィチューブ工法の比較

AGF工法	トレヴィチューブ工法
・穿孔機は汎用機であり、安価である	・穿孔機が専用機となるため、機械費や仮設費用がかかる
・鋼管径は $\phi 114.3\text{mm}$ 、厚さが $t=6.0\text{mm}$ となる	・鋼管径が $\phi 139.8\text{mm}$ 、厚さが $t=6.6\text{mm}$ と大きく、剛性が高くなり直進性に優れる
・鋼管 $L=3.0\text{m}$ が基本であり、接続箇所が多い	・長尺鋼管 $L=9\text{m}$ により、接続箇所が少ないため孔曲りが少ない
・水穿孔でくみ粉を排出するため、鋼管は最低 2° 程度の向上き穿孔となる	・圧縮空気を用いた下向き穿孔にも対応できる

長尺フォアパイリングには、汎用機械のドリルジャンボを用いて行なう工法（AGF等）と専用機械で行なう工法（トレヴィチューブ等）があり、それぞれの長所および短所を比較すると表-1に示すとおりとなる。AGF工法は安価であり、芯材と注入改良体が一体となるため、汎用的な補助工法として普及している。一方、トレヴィチューブ工法は、芯材の高い剛性と直進性という専用機械を用いることによる特徴を有しており、AGF工法よりも長い区間を精度よく打設できる。

なお、(4)で後述するが、穿孔角度については、AGF工法が上向きのみに対して、トレヴィチューブ工法は下向きにも対応している。

パイプルーフは、トンネル外周に沿って水平ボーリングを行ない鋼管パイプを挿入した後、注入によりパイプ内外を充填するが周辺地山の改良効果は期待できず、施工精度は高いものの、工期が長く不経済となる。

(3) 芯材と注入材

補助工法の芯材は、土被りが非常に小さいため、鋼管系を主体として選定することとした。各工法で打設する芯材（鋼管）の構造体耐力を検討した結果、各工法において必要な鋼管仕様を表-2にまとめて示す。

補助工法の改良体を造成する注入材は、対象地山が「強風化花崗岩（まさ土）」であり砂質土に近く、小土被りの県道の沈下抑制が目的であるため、見かけの粘着力の増加効果と強度が期待できるウレタン系を選定した。

(4) 穿孔方式

AGF工法の穿孔には、汎用機（ドリルジャンボ）を用いて、穿孔水により回転打撃（ロータリーパーカッション）する方式が採用されており、くり粉を排出するため上向きに穿孔する必要がある。一方、トレヴィチチューブ工法の穿孔には、ロータリーパーカッション方式と、圧縮空気を使用するダウンザホールハンマ方式がある。ダウンザホールハンマ方式は、大量の圧縮空気できり粉を排出するため、下向き削孔が可能である。

東側坑口においては、①大量の水を使用し鋼管を穿孔した場合に周辺地山（まさ土）に大きな空隙を発生させる可能性があること、②トンネル掘削が下り勾配であるため上向き穿孔の場合はトンネル上部に未改良区間が発生して追加の注入工法等が必要となってしまうこと、③強風化花崗岩（まさ土）には小礫が混入しているとともに孔奥は軟岩であるためロータリーパーカッション方式では削岩機から常時高い周波数の騒音が発生し周辺環境に影響を与えることなどが危惧された。

これらについて検討した結果、下向きに穿孔しても、
くり粉（まさ土）を排出させることができ、穿孔周囲の
強風化花崗岩（まさ土）の大量流出を抑制するとともに、
周辺環境への影響（騒音）が少ない、ダウンザホールハ
ンマが穿孔方式として望ましいと判断した。

(5) 補助工法の選定のまとめ

補助工法の選定にあたり、①県道は坑口（打設開始位置）から約8mの離隔があるため打設精度が高い必要があること、②トンネル掘削が下り勾配であるためトンネル天端との距離が開かないように穿孔角度が下向きにできる必要があること、③周辺環境（騒音）への影響を最小限にできる穿孔方法が望ましいこと等を考慮し、表-3に示す項目について総合的に判断し、トンネル掘削に伴う地表面（県道）の健全性を確保するため、『トレヴィィチューブ工法』を選定した。トレヴィィチューブ工法の仕様及び支保パターン図を、表-4及び図-3に示す。

なお、補助工法の選定に際しては、小土被りで直上に道路がある施工条件でウレタン系注入材を使用して地表面に影響を与えなかったトレビチューブ工法の施工事例を参考にした（表-5参照）。

表-2 各工法における鋼管の構造体耐力検討結果

	AGF工法	トレヴィチューブ 工法	パイプルーフ
最大応力 (許容値 140,000 kN/m ²)	鋼管 φ 114.3 mm, t=6.0 mm, @300 mm	鋼管 φ 139.8 mm, t=6.6 mm, @450 mm	鋼管 φ 216.3 mm, t=6.0 mm, @300 mm
	132,133 kN/m ²	118,508 kN/m ²	34,172 kN/m ²

表-3 補助工法比較表

	AGF工法	トレヴィチューブ工法	パイプルーフ
長所	汎用機(ドリルジャンボ)のため安価 仮設ヤードは小さい	鋼管の剛性が高い 長尺で打設精度が高い エアードルの場合、下向き穿孔可能 道路直下での実績多い	施工精度が高い
短所	上向き2°以上の穿孔角度が必要 水穿孔のため、まき土の流出懸念	専用機械のため高価 施工ヤードは大きい	高価で、工期が長い 仮設の規模が大きくなる
県道交通への影響	△(追加注入工法等必要)	○	○
周辺環境への影響	△(騒音、濁水)	○	◎
直接工事費	◎	○	×
工期	◎	○	×
総合評価	○	◎	×

表-4 トレヴィチチューブ工法の仕様

先受け材	鋼管(STK400)	打設間隔	450mm
鋼管経, 厚	φ 139.8mm, t=6.6mm	打設本数	26 本
先受け長	L=21.5m(9.0+9.0+3.5)	打設シフト	1シフト
穿孔方法	ダウンザホールハンマ方式	注入材	ウレタン系

表-5 トレヴィチチューブ工法の施工事例

	事例①	事例②	事例③
土被り	2m	3.3m	4m 程度
1 打設長	20.5m	30.0m	19.5~24.0m

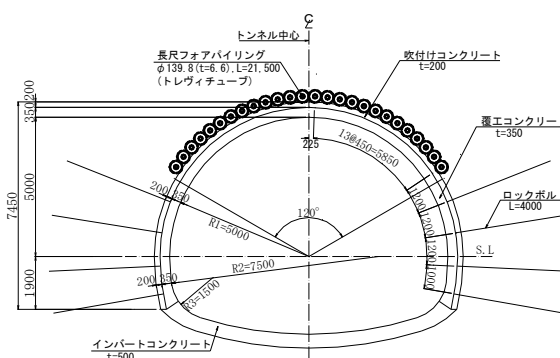


図-3 支保パターン図（トレヴィチチューブ工法）

3. 施工と施工管理

(1) トレヴィチューブ工法の施工と施工管理

トレヴィチューブ工法は、掘削勾配と同様の下向き（ 0.6° ）で打設した（写真-2参照）。打設および注入の順序は、図-4に示すように、まず、左半分の奇数孔（No.1, 3, 5, 7, 9, 11, 13）について、鋼管は左端部から天端に向かって順番に打設し、その後天端から左端部に向かって注入した。次に、右半分の奇数孔（No.15, 17, 19, 21, 23, 25）について、右端部から天端に向かって鋼管を打設し、天端から右端部に向かって注入した。そして、左半分の偶数孔（No.2, 4, 6, 8, 10, 12）について打設、注入し、最後に右半分の偶数孔（No.14, 16, 18, 20, 22, 24, 26）の打設、注入を行なった。

鋼管を打設するにあたり、トンネル天端付近の打設精度が特に重要であるため、鋼管の曲がり測定を実施した。曲がり測定は、鋼管内にセンサーユニットを通すことにより、鋼管の打設精度を測定できるものであり、測定は2回行なった。まず、トンネル肩部（孔No.9）位置で実施して打設精度を確認し、この測定結果を基にトンネル天端の打設方法・向き等を修正し、孔No.11およびNo.13を打設する。次に、トンネル天端部の「孔No.13」の位置で曲がり測定を実施し、打設精度を確認した。

鋼管の打設精度についての管理基準は規定されていないが、「構造物施工管理要領（平成27年7月）東日本・中日本・西日本高速道路株式会社³⁾」によると、杭の出来形基準として『傾斜1/100以下』が規定されていることから、『 $215\text{mm}(=L21.5\text{m} \times 1/100)$ 』を自主管理基準値として設定した。

図-5および6に、鋼管の曲がり測定結果を示す。図-5は水平方向における相対的な距離差を示し、+側は鋼管の打設方向（トンネル掘削方向）を基準として右側へ、-側は左側へ曲がったことを表している。孔No.9とNo.13のどちらも、土被りが小さい右側に曲がっている



写真-2 トレヴィチューブ工法打設状況

ことが分かる。精度については、 $L=16\text{m}$ 程度までは直進性が良いが、それ以深は曲がる傾向があった。この付近には、土砂（＝まさ土）と軟岩の境界線があり、この軟硬差による影響が高いと考えられた。

図-6は鉛直方向の相対的な距離差を示し、-側は打設勾配（下り 0.6° ）に対して上向きに、+側は下向きに下降したことを表している。孔No.9は40mm程度下向きとなり、天端打設時には、さらに下向きになるとトンネル掘削面に出現してしまうことが危惧されたため、孔No.9よりも若干上向きに打設した。そのため、孔No.13では鋼管先端が最大70mm程度上向きとなった。ここに、鋼管長が3.5mと12.5m付近で勾配が変化しているが、これは鋼管の継ぎ目位置であり、管の内面にある凹凸の影響と考えられる。

鋼管の打設精度は、水平方向、鉛直方向のどちらも自主管理基準値（1/100）を満足する結果となり、県道内に敷設されている上水道管等への影響はないと判断した。

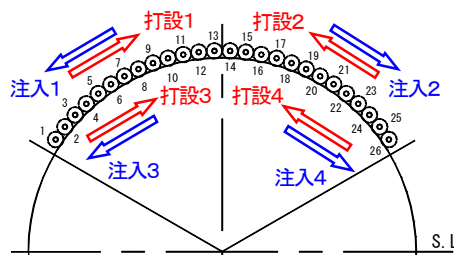


図-4 トレヴィチューブ工法の施工順序図

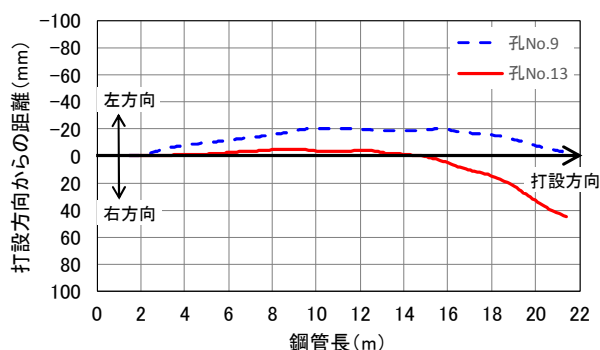


図-5 鋼管の曲がり測定結果（水平方向）

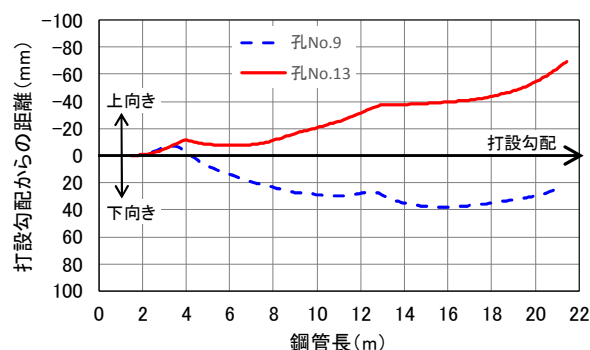


図-6 鋼管の曲がり測定結果（鉛直方向）

(2) 鋼管に発生する曲げ応力の計測管理

トンネルを掘削するにあたり、県道は一時的に迂回させて、地上部で車両が通行している場所の直下（影響範囲含む）では、トンネル掘削を行わないこととした。

トンネル掘削時には鋼管に土被り荷重が作用し、長期的には県道通行車両の輪荷重が作用することとなる。そこで、地山のゆるみや輪荷重の作用による鋼管の応力分布状態やその大きさを確認し、県道通行車両等への影響を把握するために、トンネル天端部（孔No.14）位置で鋼管に発生する曲げ応力を測定した。

打設する鋼管の曲げ応力は直接計測できないため、あらかじめひずみゲージ（1m間隔）を貼り付けたセンサー管を鋼管内に挿入（ひずみゲージが鋼アーチ支保工の上部ではなく、吹付けコンクリートの上部にくるように配置）し、注入材により周囲をグラウトする。鋼管に生じるひずみは注入材を介してセンサー管に伝達され、センサー管に生じたひずみから鋼管に作用する曲げ応力を推定する。センサー管には曲げひずみが測定できるように、地山側と内空側の上下縁にひずみゲージを貼り付け測定する。図-7に、鋼管とセンサー管の配置図を示す。

鋼管（STK400）の許容応力度は 140MN/m^2 であるが、曲げ応力は3段階の管理レベル（レベルⅠ： 50MN/m^2 、レベルⅡ： 75MN/m^2 、レベルⅢ： 100MN/m^2 ）を設定して安全管理体制を構築し、トンネル掘削を開始した。曲げ応力の測定は、トンネル掘削前からインバートコンクリート、覆工コンクリート打設終了後まで行なった。

掘削途中（切羽3m付近、8m付近、13m付近、18m付近）における発生曲げ応力の分布図を、図-8、9、10、11に示す。ここに、一側は下向き（トンネル内空側）を、+側は上向き（地山側）を表す。鋼管の曲げ応力は、掘削位置を最大として切羽前方6～7m（ $\approx 0.6D$ 程度）まで発生したことが確認できた。また、曲げ応力の上向きと下向きの比率は、1：2～3程度となることが分かった。切羽が通過しても、曲げ応力は元には戻らないが、これはトンネル掘削時に応力が発生したものが、吹付けコンクリート等支保工の施工でそのまま残留したものと考えられる。鋼管長（ $L=21.5\text{m}$ ）の端部を掘削した場合には曲げ応力は小さいが、中心付近に行くにしたがって大きくなる傾向であった。

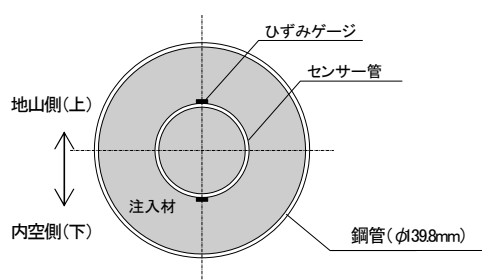


図-7 鋼管内のセンサー管配置図

また、上半切羽が13m付近に達した段階で下向き 73MN/m^2 の曲げ応力が測定された。切羽前方2m付近には上水道管の埋戻し土があり、土被り荷重はこの付近だけ小さいことから上向きの曲げ応力が発生し、その反力と

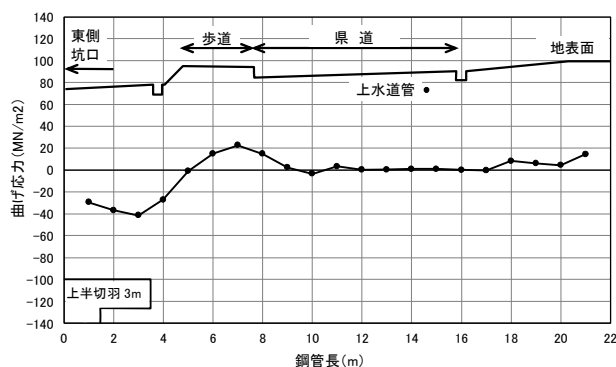


図-8 鋼管の発生曲げ応力（切羽3m付近）

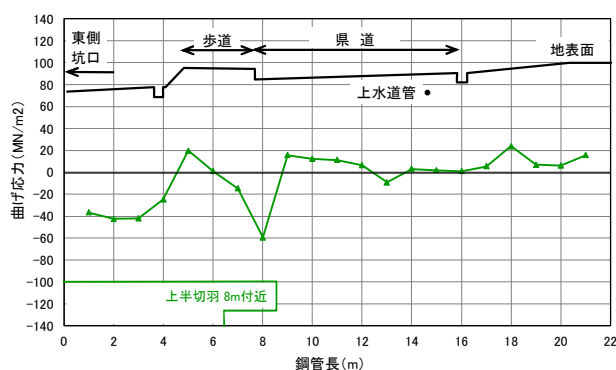


図-9 鋼管の発生曲げ応力（切羽8m付近）

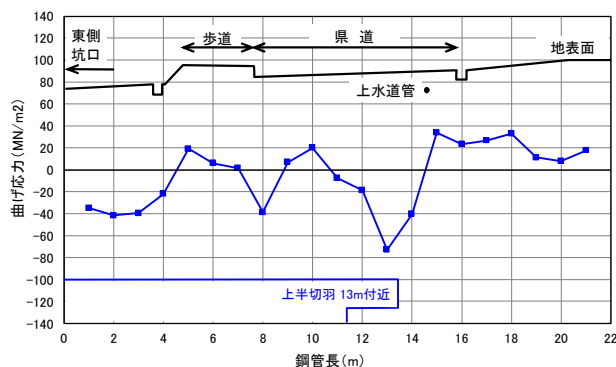


図-10 鋼管の発生曲げ応力（切羽13m付近）

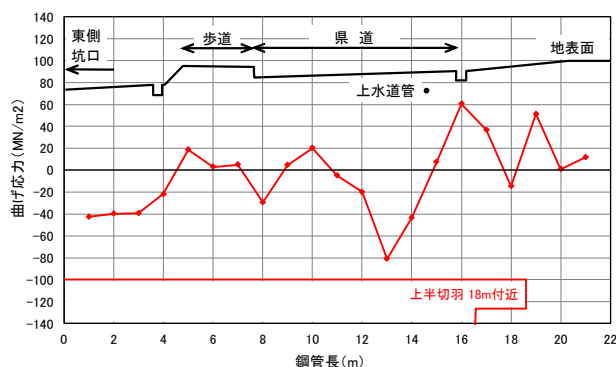


図-11 鋼管の発生曲げ応力（切羽18m付近）

して下向きの曲げ応力が大きくなったと考えられる。

県道直下（影響範囲含む）のトンネル掘削後及び掘削後5ヶ月経過時の曲げ応力の分布を図-12に示す。5ヶ月経過した後も、応力はほとんど変化がないことが確認できた。芯材は鋼管であり熱伝導率が良いため、外気温や地中温度の影響を受けやすく、曲げ応力には $\pm 3\text{MN/m}^2$ 程度のばらつきが見られることが確認できた。一部に応力が微増している箇所がみられるが、内空変位量や地表面沈下量に変化はなく、冬期から夏期になったことによる温度上昇に伴う応力増加であると考えられた。

県道通過後に発生した最大曲げ応力は、 92MN/m^2 （管理レベルⅢ以下）であり、管理値以下となったことから安全に施工できたことを確認した。

なお、曲げ応力が 100MN/m^2 近くになっても、地表面沈下量は 1mm 程度と、ばらつきの範囲内に収まっている。鋼管の曲げ応力は、ひずみゲージによる測定であるため敏感に反応することから、地表面変位を把握する計測というよりも、変形モードを確認することに適している計測となっている。

(3) 県道における上乗重試験

トンネル掘削が県道を通過した後は、インバートコンクリートを打設してトンネルのリング構造を構築させたが、県道の走行安全性を確認するためにダンプトラックによる上乗重試験を実施した。

ダンプトラックによる上乗重は 26.3t （ダンプ本体 10.6t ＋ずり 15.7t ）とし、トンネル上部に静置させる静荷重試験と、ダンプトラックを移動させる動荷重試験を行なった（写真-3参照）。

計測は、鋼管の曲げ応力測定、県道地表面沈下測定（光波測距儀および水準器による）、坑内天端沈下測定、坑内目視観察を実施した。表-6に、計測項目毎の最大測定値の一覧を示す。いずれの値も管理値を大幅に下回る結果となり、計測実績によるばらつきの範囲内であった。静荷重試験における先受け鋼管の曲げ応力測定結果を図-13に示す。静荷重試験は、ダンプトラックをトンネル中心線上、中心から 2m および中心から 4m の3箇所の位置に静置して行なった。ダンプトラックのタイヤは、鋼管の 9m と 11m 付近に載荷したが、図-13に示すように載荷した位置では、トンネル中心線に近づくにしたがって曲げ応力がごく微小であるが増加していることが分かる。

以上より、静的および動的の上乗重試験を行なった結果、トンネル上部の県道を車両が走行しても安全であることが確認された。

(4) 変位計測と周辺環境の計測結果

計測Aとして、トンネル坑内の天端沈下測定、内空変位測定および県道の地表面沈下測定（トンネル中心線上

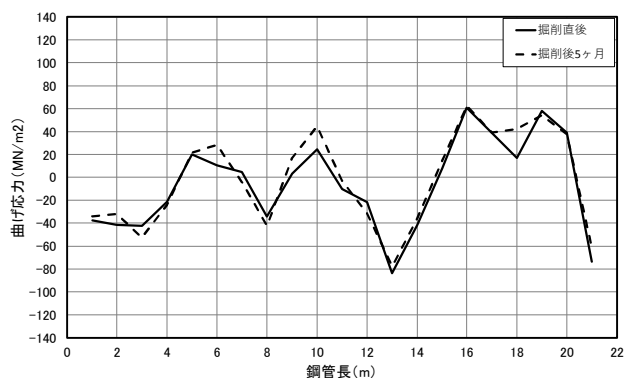


図-12 県道直下掘削後及び5か月経過時の発生曲げ応力



写真-3 上乗重試験状況

表-6 上乗重試験における各計測の最大測定結果

計測項目	静荷重試験	動荷重試験	管理値
曲げ応力	$+2.02\text{ MN/m}^2$ -2.31 MN/m^2	$+2.89\text{ MN/m}^2$ -1.45 MN/m^2	$\pm 10\text{ MN/m}^2$
地表面沈下	-0.3mm	-1.0mm	-5mm
坑内天端沈下	-0.8mm	-1.1mm	-5mm

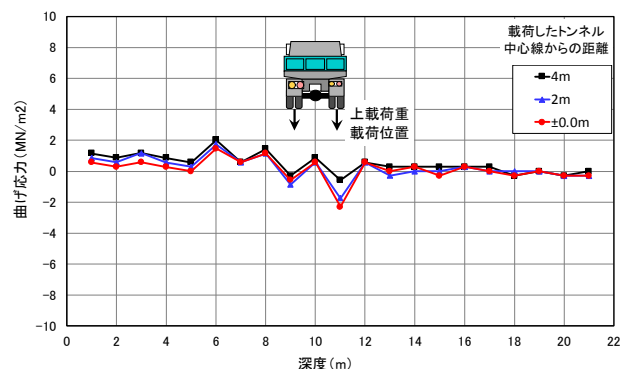


図-13 上乗重試験（静荷重）における発生曲げ応力

の縦断方向)を5m間隔に実施するとともに、県道の横断方向の地表面沈下測定(計測B)も実施し、最大-7mmの沈下を測定した。「地中構造物の建設に伴う近接施工指針(平成11年2月)日本トンネル技術協会⁴⁾」により、管理値を-20mmと設定したが、最大沈下量はその1/2以内に収まり、補助工法の有効性が確認できた。

また、トレヴィチューブ工法の鋼管打設時には、騒音測定を実施した。ドリルジャンボでのロータリーパーカッション方式の穿孔では100dB(A)以上の騒音レベルが発生するが、トレヴィチューブ工法でのダウンザホールハンマ方式の穿孔では最大79dB(A)の騒音レベルとなり、20dB(A)以上の低減効果を示した。

4. おわりに

本報告は、県道が2m程度の土被りで交差するトンネル坑口部に長尺フォアパイリング(トレヴィチューブ工法)を施工し、県道の迂回路設置と各種計測管理によって県道に影響を与えることをなくすとともに、周辺環境(騒音)への影響を最小限にして、トンネルの掘削を完了した事例について述べた。

トレヴィチューブ工法の施工時には鋼管の打設精度を確認し、トンネル掘削時には鋼管に発生する曲げ応力を測定した。また、県道区間のトンネル通過後には、イン

バートコンクリート施工後に上載荷重試験を行い、通行の安全性を確認した。

現在は、トンネル直上の県道を元の位置に戻し、安全に車両通行を再開させながらトンネル掘削を実施している。県道を含む地表面の変位計測は、安全確認のため現在まで継続的に自動計測を実施しており、異常値は観測されていない。

本稿が、今後の同様な施工条件におけるトンネル工事に際して参考になれば幸いである。

謝辞：本施工にあたり、多大なるご支援、ご指導をいただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル・ライブラリー第20号 山岳トンネルの補助工法—2009年版—, pp.66-93, 2009.
- 2) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領 第三集 トンネル編 (1) トンネル本体工建設編, pp.163-187, 2015.
- 3) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領, pp.2-14, 2015.
- 4) 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, p.107, 1999.

(2016.8.5 受付)

CONSTRUCTION OF THE LONG FOREPILING METHOD AT THE PORTAL UNDER VERY SHALLOW OVERBURDEN

Takashi ISHIKAWA, Kazuyuki OGAWA, Nagayasu MITSUGOCHI,
Tadashi WATANABE and Hideyuki MURAYAMA

Because Takamatsu Expressway in Shikoku is now temporary two lane road, we rebuild this highway to four lanes in final. The New Tsuda Tunnel is 968m length now under construction.

The portal of this tunnel is crossing the prefectural road under very shallow overburden less than 2m, and the water pipe was buried under this road. For this reason, it is necessary to plan the countermeasure for this tunnel portal to ensure the safety of this prefectural road.

This paper describes the reason of being decided on the long forepiling method, and the construction management of the the long forepiling method.