

豊見城トンネルにおける周辺環境に配慮した施工について — 豊見城トンネル（下り線）工事 —

Construction in Consideration of the Neighboring Environment in the TOMIGUSUKU Tunnel (Construction of the TOMIGUSUKU Tunnel (Down-bound Lanes))

假屋 謙一^{*1}
Kenichi Kariya
菅原 健^{*4}
Ken Sugawara

柳森 豊^{*2}
Yutaka Yanagimori
松藤 孝弥^{*5}
Takaya Matsufuji

鶴見 哲也^{*3}
Tetsuya Tsurumi

【要旨】

豊見城トンネル（下り線）工事は、供用中の上り線に続き、今回L=742.5mを施工した。掘削対象となる島尻泥岩は、大気に曝されたり、自由水と接触したりするとスレーキングによる粘土化や吸水膨張による強度低下を生じる地質である。トンネル直上には土被り20mにて医療施設の貯水槽が存在するため、トンネル通過に際する構造物への影響を予測したところ、沈下量、傾斜角ともに管理目標値を上回る結果となった。このため対策工として、「長尺フォアパイリング」、「鏡吹付けコンクリート」、「仮インバートによる早期閉合」を選定し、綿密な挙動監視のもと慎重に施工を進めた。その結果、相対沈下及び傾斜を最小限に抑えることができた。また、坑外設備からの騒音に対し、影響予測に基づく対策工を検討し、周辺家屋に対する環境を維持しながら工事を進めた。本稿では、重要構造物直下のトンネル掘削における、事前予測手法、対策工選定、施工時の計測結果に基づく対策工の効果の検証、および騒音影響予測の具体的な手法や対策工の効果について報告する。

【キーワード】 島尻泥岩 小土被り 地表面沈下対策 早期閉合 騒音対策

1. はじめに

豊見城トンネルは、図-1に示す、南風原町から那覇空港に向かう那覇空港自動車道の一部で、L=1,416mの高速道路トンネルである。上り線は暫定2車線として、すでに供用が開始されている。

下り線は、開削工法区間L=350mと、山岳工法区間1,066mのうち、起点側323.5mの上下線近接施工区間は施工が完了しており、今回の工事では、残りの

山岳工法区間のL=742.5mの施工を担当した。

当該区間のトンネル掘削は当初、終点側から開始する計画であったが、隣接工区の工事進捗や坑口周辺に位置する民家への振動・騒音の影響を回避するため、起点側からの施工に変更し、平成24年2月より掘削を開始し、平成24年10月に無事貫通した。

2. 工事概要

工事名：平成23年度豊見城トンネル（下り線）工事

発注者：内閣府 沖縄合事務局

施工者：飛島・仲程特定建設工事共同企業体
施工場所：沖縄県豊見城市上田地内

工期：平成23年7月2日～平成25年5月17日

トンネル施工延長：742.5m

掘削断面積：89.7～93.8m²

掘削方式：機械掘削（タイヤ方式）

写真-1に、トンネル施工場所の航空写真を示す。



図-1 位置図

1. 名古屋支店 下原トンネル作業所
2. 九州支店 土木部 企画G
3. 大阪支店 中崎トンネル作業所
4. 九州支店 東広島シーロード作業所
5. 九州支店 土木部 施工G



写真-1 トンネル施工場所の航空写真

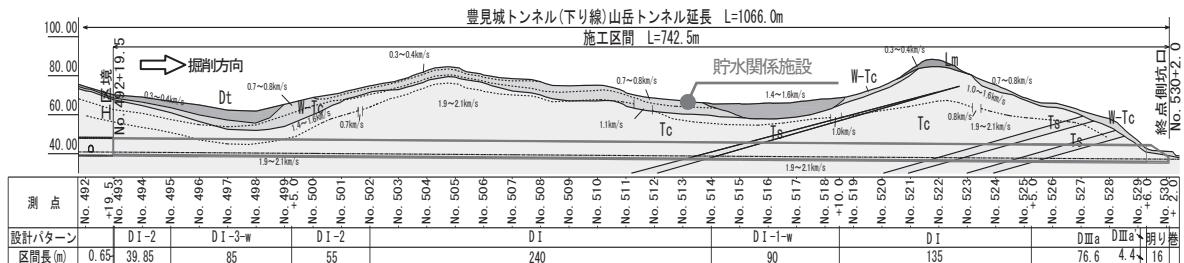


図-2 地質縦断面図

3. 地形・地質概要

3.1 地形

トンネル施工位置における地形は、標高100m前後の琉球石灰岩台地とこれを取り巻く形で島尻層群が分布する丘陵地である。トンネルの土被りは最大が45m程度で、最小は14m程度と比較的小さく、トンネル延長の約45%の区間では土被りが2D (D=12m) 以下となっている。また、トンネルルートに隣接して地すべり跡と見られる地形が確認できる。

3.2 地質

トンネルが位置する島尻層群と那原層は、淡灰色～灰色の海生の泥岩(島尻泥岩)を主体とし、砂岩および凝灰岩の薄層を挟んでいる。図-2に、地質縦断を示す。

掘削対象となる島尻泥岩は以下に示す特徴がある。

- ① 泥岩と呼称されているものの固結度は概して低く、一軸圧縮強度は2MPa程度で、油圧切削機での掘削が可能である。
- ② 掘削による応力解放の影響を受けやすく、大気に曝されるとスレーキングを起こしやすく、特に地山湧水などの自由水により急速に強度低下を生じる。

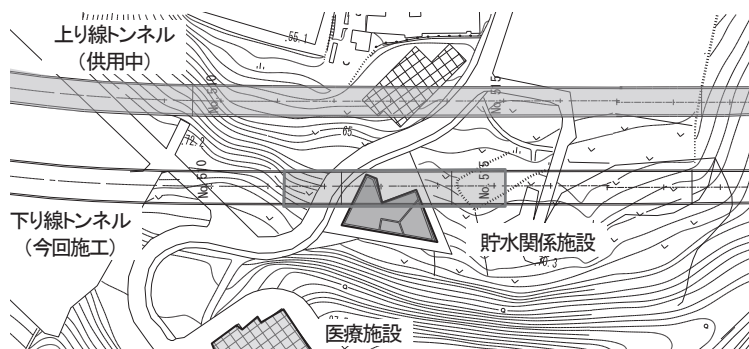


図-3 貯水関係施設付近平面図

4. 貯水関係施設への影響の事前予測

4.1 貯水関係施設の諸元

本トンネル (No.513 T.D.740m) のルート上の右上方に、土被り19~20mで貯水関係施設(RC造2F(高さ10m)、直接基礎)が位置しており(図-3、図-4)、医療施設への上水としての受水槽(V=220m³)、施設への送水ポンプ室、施設からの排水を一旦貯留する調整池(V=1,380m³)から構成され、ライフラインとなる重要構造物であった(写真-2)。山岳トンネル近接工指針類から判断すると、当該施設は本トンネルの「間接影響領域」と「直接影響領域」の双方に相当する位置にある。

4.2 上り線施工段階の実績

7年前に先行して施工された上り線トンネルでは、事前検討での影響予測を2次元FEM非線形弾性解析により実施しており、貯水関係施設の沈下量は0.9mm~4.2mm、傾斜角は0.4×1/1000radと予測された。これに対し、施工実績では、貯水関係施設について最大沈下7.5mm、傾斜角0.2×1/1000rad、トンネル直上の地表面沈下が18mmと報告されている。



写真-2 貯水関係施設

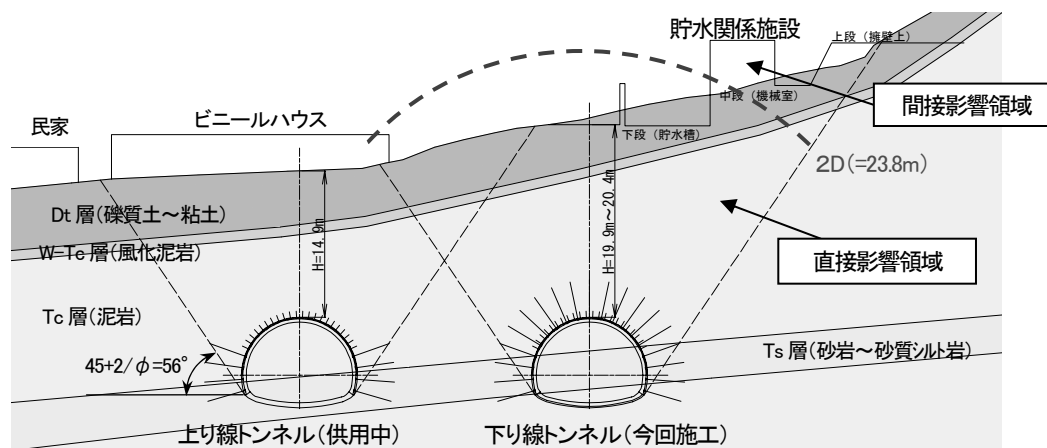


図-4 貯水関係施設とトンネルの位置 (No.513 付近横断面図)

実測値は事前予測とやや異なり、トンネル直上の沈下は少なかったものの側方に位置する貯水関係施設の沈下が大きく、結果的に貯水関係施設の相対沈下は小さく済んだが、トンネル掘削の影響が横断方向に大きく広がっていることを示唆する結果となっている (図-5)。

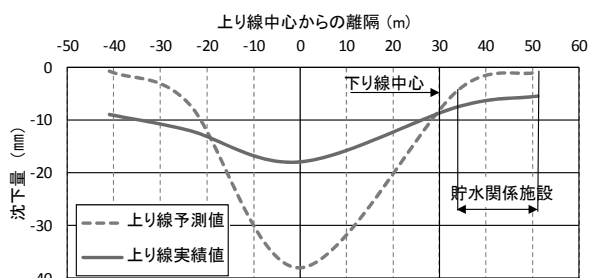


図-5 上り線施工時の横断方向沈下量

4.3 下り線施工段階の影響予測

下り線施工において、上り線施工時と同様に 2 次元 FEM 非線形弾性解析により影響予測を実施することとした (図-4)。トンネル周辺の地山物性値に関しては、上り線施工時の計測値と下り線の施工済み区間で同程度の土被り区間における計測値の双方を考慮して逆解析を実施し、主に沈下や変形に影響する Tc 層 (泥岩) の弾性係数を同定して当初設定を修正した (表-1)。

地山物性値の同定結果に基づき、順解析を再度行った結果、表-2に示すとおり管理目標値を大きく上回る沈下量と傾斜角が予測された。近接度区分でも貯水関係施設の一部が直接影響領域に含まれること、先行施工された上り線ではトンネル掘削の影響が広範囲に及んでいたことなどから、下り線施工前の段階では、トンネル掘削での対策工が不可欠であると判断した。

表-2 沈下量と傾斜角の予測値(下り線)

測定位置	トンネル直上	貯水関係施設		
	測定内容	沈下量 (mm)	沈下量 (mm)	傾斜角 ($\times 10^3$ rad)
予測値	47.3	44.5	33.5	1.2
管理目標値	30 以下	30 以下	30 以下	1.0 以下

4.4 施工方法の検討

医療施設の貯水関係施設は重要構造物で、その用途から断水が不可能であること、代替水源や移設用地も容易に確保できないことから、影響低減対策としてはトンネル坑内からの対策を基本とし、

- ① トンネル掘削に伴う影響を低減させること
- ② トンネル施工中も貯水関係施設の機能を維持できること

以上の条件を満足できる対策を検討した。

表-1 地山物性値

(下表の太字箇所を修正。 Tc 層 (泥岩) の変形係数: 当初 $E_0=100,000\text{kN/m}^2$ → 修正 $175,000\text{kN/m}^2$)

名称	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数		ポアソン比		粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ	引張強度 σ_t (kN/m ²)
		初期 E_0 (kN/m ²)	破壊後 E_d (kN/m ²)	初期 ν_0	破壊後 ν_d			
Dt 層 礫質土～粘土	20.0	10,000	1,000	0.35	0.49	0.0	35.0	0.0
W-Tc 層 風化泥岩	20.0	50,000	5,000	0.40	0.49	260.0	0.0	52.0
Tc 層 泥岩	20.0	175,000	17,500	0.38	0.49	190.0	22.0	38.0
Ts 層 砂岩～砂質シルト岩	20.0	50,000	5,000	0.35	0.49	20.0	35.0	4.0

補助工法として「長尺フォアパイリング」, 「仮インバート」, 「鏡吹付け」の三つの工法を検討対象とした。

これらの対策工法を適宜組み合わせ、その効果を確認するため2次元FEM非線形弾性解析を表-3に示す検討ケース(ケース1~ケース3)で実施した。なお、「鏡吹付け」については2次元モデルでの解析であるためモデル化していない。

解析の結果、「ケース3: 注入式長尺鋼管先受け工+ミニベンチ早期閉合」による施工のみが、管理目標値を満足できる結果となった。

貯水関係施設への直接的な影響を重要視して、影響範囲は、トンネル基盤面へ向けて $45^\circ + \phi/2 = 56^\circ$ の範囲、 $L=78\text{m}$ を対象区間とした。このうち、図-6に示すように、貯水関係施設手前の影響懸念区間(パターン①: $L=18\text{m}$)、直下の直接影響区間(パターン②: $L=42\text{m}$)、通過後の影響懸念区間(パターン③: $L=18\text{m}$)の3パターンに区分して対策工を選定した。なお、脚部および鏡面の補強対策工は、「上下半ベンチ長をミニベンチとする仮インバート閉合($t=15\text{cm}$)」+「鏡吹付けコンクリート($t=5\text{cm}$)」をすべての対象区間に適用することを基本とした(図-7)。

先受け工については、パターン①区間では、本トンネルで当初設計から計画され、施工でも適用して先受け効果が確認できている「FIT工法(長尺GFRP管 $\phi 76\text{mm}$,

$L=12.5\text{m}$)」を、パターン②の貯水関係施設直下の区間では、さらに先受け管の間からの抜け落ちや切羽崩落による構造物への影響を懸念して、より剛性の高い「AGF-P工法(長尺鋼管 $\phi 114.3\text{mm}$, $L=12.5\text{m}$)」を、パターン③区間では、貯水関係施設は切羽が通過して後方に位置することから、当初設計の「充填式フォアポーリング(異形鉄筋D25mm, $L=3.0\text{m}$)」をそれぞれ採用した。

4.5 計測管理の検討

施設の重要性と利用実態を考慮して、施工中の計測は後述する図-10に示すように、近接構造物の動態監視に多用される連通管式沈下計による相対沈下測定と、据置式傾斜計による構造物の傾斜角測定を実施した。計測頻度は施設の機能維持と変状の早期把握を目的として、24時間体制でリアルタイムに監視することとした(図-10)。また、地表面沈下測定によるトンネル掘削時の地表面への影響把握に努めた。

5. 施工状況と各種計測結果について

切羽解放後、より早期での掘削断面の閉合を図るため、切羽から4~7m後方で閉合した(写真-3)。

また、長尺フォアパイリングの施工シフト長9mに合わせて施工の効率を図るために、仮インバートは掘削進行3m毎に施工し、概ね3方以内での閉合を達成した。

表-3 検討ケースと解析結果

項目	ケース1	ケース2	ケース3	
対策工	当初設計 (DI標準支保パターン)	注入式長尺鋼管先受け工	注入式長尺鋼管先受け工 +ミニベンチ早期閉合	
掘削工法	ショートベンチカット工法	ショートベンチカット工法	ミニベンチカット工法 (上半ベンチ長5m以内、仮閉合まで10m以内)	
補助工法・対策工の仕様	・特別な対策なし	・注入式長尺鋼管先受け工 先受け鋼管 $\phi 114.3\text{mm}$ 打設長 $L=12.5\text{m}$ (9m/シフト) 範囲 120° 、間隔45cm	・注入式長尺鋼管先受け工 先受け鋼管 $\phi 114.3\text{mm}$ 打設長 $L=12.5\text{m}$ (9m/シフト) 範囲 120° 、間隔45cm ・仮インバート吹付け($t=150\text{mm}$) 設計基準強度 $\sigma_{yk}=18\text{N/mm}^2$	
解析目的	・当初設計パターンにおける懸念事項の抽出	・先行ゆるみによる沈下の抑制を目的とした注入式長尺鋼管先受け工法の効果を確認	・注入式長尺鋼管先受け工法でも十分な効果が得られない場合を想定 ・掘削工法変更による効果の確認	
FEM解析におけるモデル化	・標準支保パターンのため、補助工法はなし	・先受け鋼管打設範囲の地山の変形係数の向上	・先受け鋼管打設範囲の地山変形の係数の向上 ・上下半とインバートの多段ベンチによる同時施工	
解析結果				
貯水施設	沈下量	44.5mm	35.3mm	23.5mm
	傾斜角	$1.2 \times 10^{-3} \text{ rad}$	$1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$	$0.6 \times 10^{-3} \text{ rad}$
判定	×	×	○	

(管理目標値: 沈下量30mm以下, 傾斜角 $1.0 \times 1/1000 \text{ rad}$)

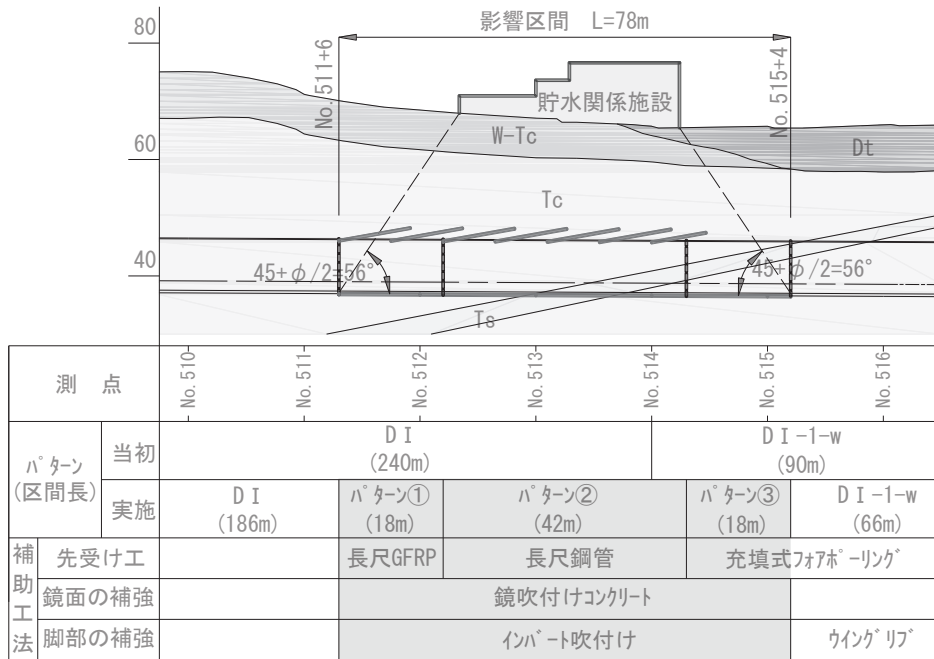


図-6 貯水関係施設付近縦断面図

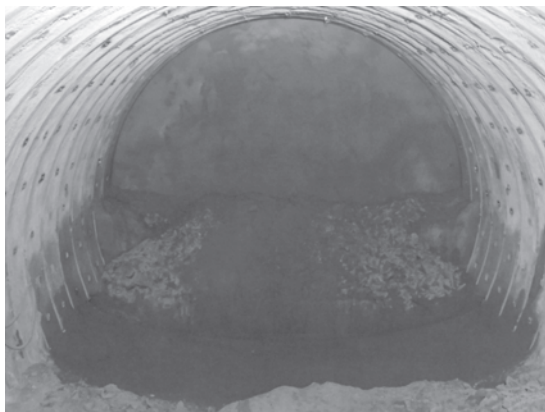


写真-3 仮インバート施工完了状況

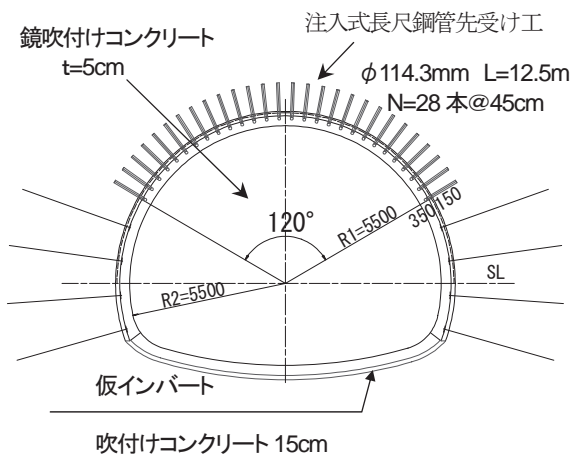


図-7 支保パターン②(長尺鋼管先受け)

5.1 坑内変位の計測結果

トンネルの地山挙動として、早期に掘削断面を閉合するパターンの区間と貯水関係施設手前の区間のトンネル変位計測値を比較して図-8に示す。

下り線トンネルの変位挙動の傾向として、島尻泥岩の土被りと反比例して沈下量、変位量が変動する傾向が見られたが、貯水関係施設への対策を施した区間では、手前の同程度の土被りであった区間に比べると、管理レベルI(14mm)の半分以下に沈下量、変位量ともに抑制できており、対策工が有効に機能したことを示している。

また、トンネルの変形モードは、対策工の未施工区間では、天端、脚部が沈下する、いわゆる「共下がり」傾向が見られたのに対して、早期閉合区間では脚部沈下は少なく、トンネル支持地盤として仮インバートが有効に機能していることを示唆する結果となっている。

5.2 地表面沈下の計測結果

対策工の未施工区間と実施区間における、切羽までの距離と地表面沈下計測結果の比較を図-9に示す。

未施工区間の終点(No.511+06)では、切羽到達1.2D手前あたりから先行沈下が発生し、切羽通過までに5mm(最終沈下量の31%程度)沈下している。沈下傾向は切羽通過後3D後方で収束する傾向にある。それに対して、対策工の施工区間(No.512+00)では、切羽通過前の先行沈下はほとんど発生せず、切羽通過と同時に沈下が始まり、仮インバート施工による掘削断面閉合後には沈下傾向が収束し始め、切羽の1.8D後方でほぼ収束している。先行沈下、後続沈下ともに本対策工が有効に機能して、抑制効果を発揮したものと考えられる。なお、先行沈下

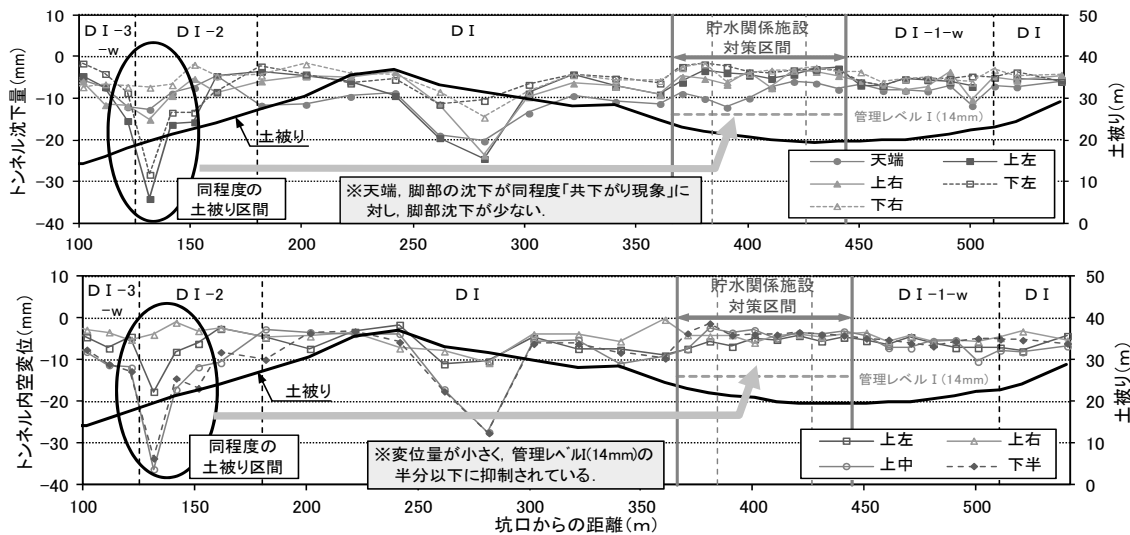


図-8 トンネル沈下量と内空変位量の推移

抑制に寄与したと考えられる長尺フォアパイリングでは、地表面沈下量について、貯水関係施設手前のFIT 工法区間で8mm、直下のAGF-P 工法区間で5mmとAGF-P 工法区間でやや少ない傾向にあり、先受け部材の剛性が大きい分だけ沈下抑制効果が得られたと考えられる。

直後から発生し、貯水関係施設の躯体を完全に通過してから数日で収束している。

施設の沈下量は周辺の地表面沈下とほぼ同程度であり、トンネル掘削による地表面への影響が貯水関係施設躯体へ直接影響している。沈下量は最大でも4mm程度、2方向の傾斜を合成した傾斜角は最大でも $0.4 \times 1/1000 \text{ rad}$ と管理基準値に対して小さく、躯体への影響（既存ひび割れの開き、漏水）は確認されなかった。なお、当地では連通管式沈下計は日射による影響や気圧変動による影響が少なからず生じており、計測データを24時間監視する上で、これらの要因の影響を排除することが重要である。

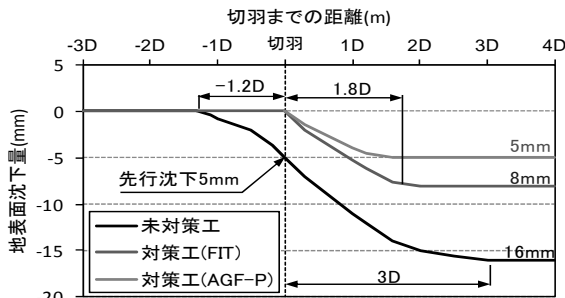


図-9 切羽までの距離と地表面沈下量の関係

5.3 貯水関係施設の計測結果

図-10に示すように、貯水関係施設の相対沈下や傾斜角は、地表面沈下の傾向と同じく、トンネル切羽到達

5.4 対策工の検証

トンネル直上部付近の沈下量は、当初の検討段階での予測値に比べて比較的小さい値であった（図-11）。

今回の下り線施工において、沈下量が少なかった要因としては、地表面沈下計測で明らかになったように、切羽到達前の先行沈下量がほとんど発生していないことが

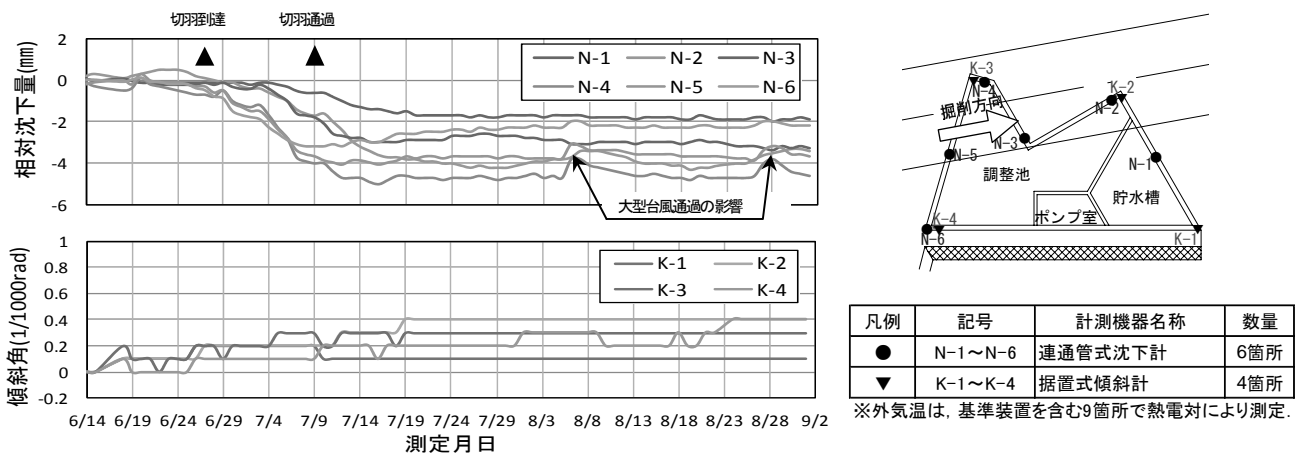


図-10 貯水関係施設の計測装置設置図および相対沈下・傾斜角結果

挙げられる。この先行変位の抑制には、注入式長尺鋼管先受け工に加えて、鏡面の安定を図る上で施工した鏡吹付けコンクリートも小土被りではあるが、鏡面の押し出し量を抑制することで寄与していると考えられる。

また、先行変位だけでなく、切羽後方 1.0D 未満で断面閉合を実施したことから、切羽通過後の変位も早期に収束させることができたと考えられる。

以上、各種計測結果の分析と評価から、貯水関係施設への沈下抑制策として採用した「仮インバート施工による掘削断面の早期閉合」、「注入式長尺鋼管先受け工」、「鏡面の押し出し抑制の鏡吹付けコンクリート」の各対策工が組み合わさって、先行変位と切羽通過後の後続変位の双方を抑制し、有効に機能したものと考えられる。

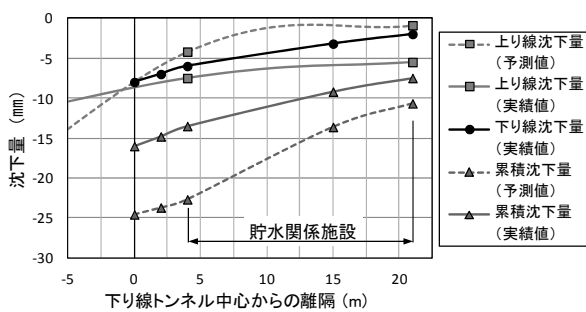


図-11 地表面沈下の予測値と実測値の比較

6. 周辺環境維持のための対策工

6.1 当初計画における施工上の課題

受注後、現地踏査したところ、工所用道路を設置する箇所では橋台が施工中であることが判明し、トンネル施工のための工所用道路に着手する目処が立たない状況であった。このため、工事の一時中止を協議し、工事の施工口を当初計画の終点側とした場合の課題を整理、分析することとした。

終点側を施工口とした場合の課題は以下のようなものである。

- ① 坑口付近には民家が密集し、掘削に伴う騒音振動の民家への影響が多大なものになる。
- ② 作業ヤードが狭小のため、トンネル施工に必要な種々の仮設備の配置に制約が大きく、トンネルの一日当たりの掘進量が制限されるなど工程への支障が大きい。
- ③ トンネルずり運搬路は一部で幅員の狭いスクールゾーン内の市道を利用するため、時間制限など施工上の制約を受ける。

施工上の課題の内、①については各設備に対して種々の騒音対策を実施すれば、ある程度は解消できる。しかしながら、騒音振動低減のための対策工は大規模なものとなるほか、②および③の課題については未解決のままでの施工となる。このため、施工口を起点側に変更する案を検討した。

6.2 施工口を変更した場合の影響予測

6.2.1 起点側仮設ヤードの騒音の現状

掘削拠点を当初計画の終点側（上田側）坑口から起点側（平良側）に変更するに際し、仮設備等から発生する騒音の影響評価が必要になる。そこで、起点側の既施工トンネル側坑口周辺部における環境騒音を調査することとし、得られた現地測定データに基づく騒音解析を実施して仮設備から発生する騒音の影響を検討した。

まず、起点側坑口付近の現状把握のためにトンネル施工基地を含めて周辺の4箇所（牛舎前、仮設備用地内、メゾン南風前、豊見城 IC 歩道橋端部）で暗騒音測定を行った（写真-4）。その結果、43～67dB の騒音レベルを観測したが、当該地の特色として道路騒音に大きく影響されていることが判明した（図-12）。特に仮設備用地に最も近い「メゾン南風」前の測点3では51～67dB と、

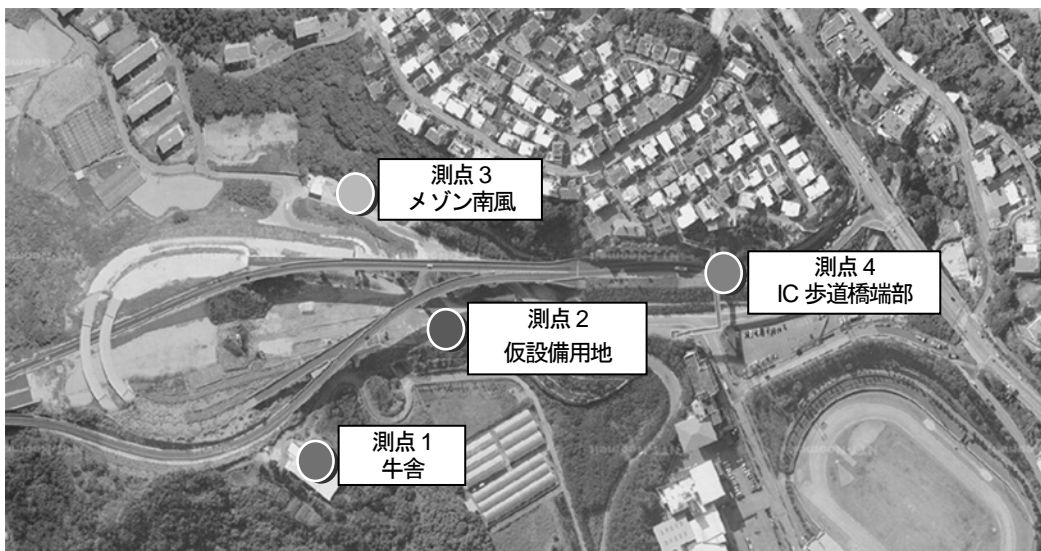


写真-4 起点側施工基地の周辺状況と環境騒音の調査地点

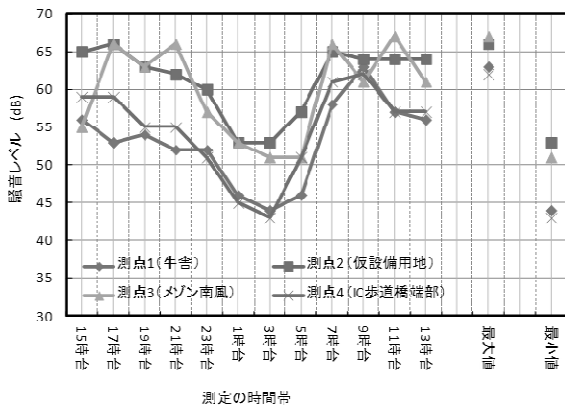


図-12 騒音レベルの時間変動

那覇空港自動車道と建物に面する豊見城市道の交通に影響されるが、おおむね環境基準の「道路に面する地域」のうち、「A 地域のうち2車線以上の車線を有する道路に面する地域」のレベルであることが明らかになった。

そこで、過去に施工された「豊見城トンネル(その2)工事」においても、上記の環境基準値を管理目標値として仮設備の防音対策を計画、施工した実績があり、本工事においてもこの環境基準を準用することが妥当と判断した。したがって、仮設備騒音に対する管理目標値として昼間60dB、夜間55dBを採用した。

6.2.2 坑外設備で考慮する騒音源

起点側からの施工においては、以下に示す騒音に対する配慮が可能であり、有利な施工条件となる。

- ① トンネル掘削ずり仮置き場を既設のボックスカルバート内に設置することが可能で、掘削ずり放出、積込音が軽減できる。
- ② 坑口防音ハウス内に換気設備の軸流送風機を格納するため、送風機稼働音が低減できる。
- ③ コンプレッサは既設トンネル坑内へ配置したり、コンプレッサ搭載型ドリルジャンボを使用するため、トン

ネル坑外での稼働音は生じない。

- ④ トンネル掘削を開始する切羽位置は、すでに先行工事で完成しているトンネル坑口から680m坑奥となるため、初期掘削の坑内作業音は問題とならない。

したがって、トンネル坑口付近の施工で考慮される騒音源の内、仮設備用地内に設置されるバッチャープラント(以下、吹付けプラントと記す)と濁水処理設備の稼働による騒音を発生源として考慮することとした。

以上、施工口を終点側にした場合に比べ、非常に騒音源が少なく、対策工も簡易になると想定された。

6.2.3 起点側坑外設備の騒音影響予測

騒音解析ソフト「Sound Plan ver.7.0」を用いた影響予測解析を行い、仮設備騒音の影響について検討する。

(1)解析条件

①解析ソフト

逆音線法に基づく環境騒音予測ソフトウェア
Sound Plan ver.7.0 (独 Braunstein+Bemdt 社製)

②障壁等による反射回数

5回(側路回折を含める)

③表面反射

考慮する(土質地盤や草地に比べて反射音の影響が大きいアスファルトに設定した)。

④解析モデル

図-13に解析モデルを示す。解析では地形による反射・回折を考慮するため、地形条件を3次元でモデル化した。

⑤音源

坑口部に設置する防音ハウス内や既設ボックスカルバート内に、掘削ずり仮置き場、コントラファンを仮設する計画であることから、これらの影響は低減される。ここでは、仮設備用地内に設置される吹付けプラントと濁水処理設備の稼働に

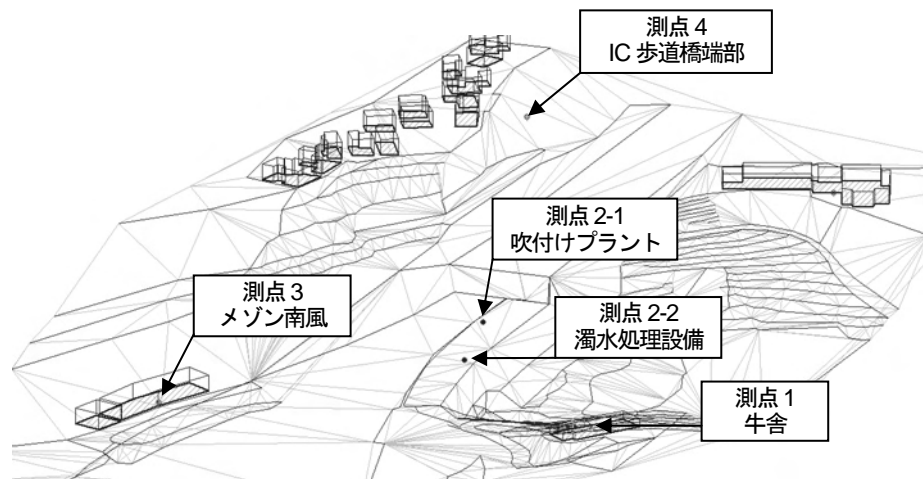


図-13 3次元騒音予測解析モデルと騒音源、測点の配置

よる騒音を発生源とする。表-4に吹付けプラントおよび濁水処理設備から発生する騒音のパワーレベルを示す。

(2)解析による影響予測結果

特別に対策を施さない場合の騒音影響の予測結果を図-14に示す。

予測地点の牛舎で59dBと騒音管理目標値(=55dB以下)を上回るほか、図面右上部に位置する、豊見城団地北分譲住宅の数軒、中央公民館でも管理目標値を上回るため、何らかの防音対策が必要となった。

騒音レベルコンターの形状から、特に吹付けプラントからの騒音発生が大きく影響していると考えられることから、この対策が重要であることが判明した。

防音対策としては、

- ①騒音源対策：騒音を発生するもの自体を低騒音型などに変更する。
- ②伝搬経路対策：騒音が伝搬していく経路を遮断や回折させて、対象受音点での影響を低減する。
- ③運用上の配慮：騒音源の運転時間や運転日を制限することで、規制対象時間帯を考慮する。

などが一般的である。

本工事では、昼夜で施工するトンネル工事の特性から、

③運用上の配慮の対策は採用できない。また、吹付け

プラントのコンクリート練混ぜ設備自体には低騒音型の機種はないため①騒音源対策も望めない。

したがって、②伝搬経路対策によるが、解析結果から仮設備用地よりも標高の高い場所に住宅、公民館や牛舎が位置することから、発生源自体を覆う対策が最も効果的と考えられる。この場合、吹付けプラントの外壁を防音パネルで覆う「防音型バッチャープラント」が比較的多数採用されることから、この対策を考慮した騒音影響予測を行い、その効果を確認する。

騒音影響予測は、前項に示すと通りの解析条件で行い、吹付けプラントに採用する防音パネルは表-5に示すBSK-Aタイプの性能で考慮した。影響予測の結果を、図-15に示す

全ての予測地点と周辺の家屋が位置する場所での騒音予測値は13dB程度の騒音レベルの低減が可能で、管理目標値の55dBを下回ることが分かる。牛舎での予測値は44dBとなり、ほぼ現状の暗騒音値と変わらない程度にまで低減できる。

6.3 騒音対策の結果

本検討では、起点側坑口周辺部における環境騒音の調査結果を参考にし、さらに環境基準を準用することで仮設備騒音に対する管理目標値として提案した、昼間60dB、夜間55dBについて、現状地形を反映させた3D騒音解析

表-4 濁水処理設備および吹付けプラントから発生する騒音のパワーレベル

	時間変動特性	A.P.	125Hz	250Hz	500Hz	1kHz	2kHz	4kHz
濁水処理設備	定常騒音	89	70	68	72	77	80	88
吹付けプラント	不規則変動騒音	108	97	97	97	100	101	103

出典：防音設備協会/仮設備騒音設計・積算要領書 第二版、平成23年4月

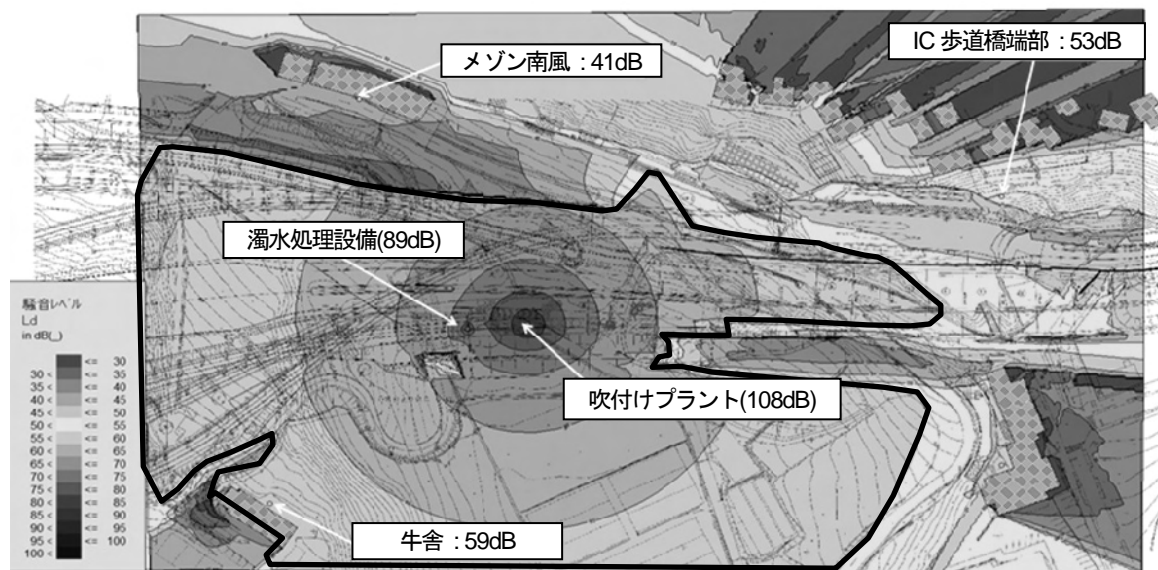


図-14 対策なしの場合の騒音レベルコンター図

により仮設備騒音の周辺への影響を検討した。

その結果から、吹付けプラントに防音型バッチャープラントを採用することで管理目標値を満足することを示した。こうした検討を踏まえ、

- ① トンネル施工口は起点側とする。
- ② 起点側の騒音対策は吹付けプラントを防音タイプとする。

以上を取り決め、施工を進めていった

施工中に騒音に起因する苦情は1件もなく、騒音対策が功を奏したと考えられる。実際に牛舎で施工中に騒音を測定したが、いずれも予測を超えることはなかった。

坑外設備に必要な用地として、既設ボックス内を十分活用でき、夜間工事の時間制限などの処置を取らずに施工できた。また、ずり坑外運搬路についても、一般の通勤、通学に支障を与えることもなく、円滑に残土処理が実施できた。写真-5に防音ハウス内のコントラファン設置状況、写真-6に既設ボックス内のずり仮置き場の状況を示す。

7. まとめ

本工事では周辺環境に対する課題として、貯水槽直下のトンネル掘削に伴う構造物への影響と施工時に発生する工事騒音の周辺環境への影響があった。これに対し、まず、影響度合を予測し、管理レベルを設定し、種々の対策工を駆使した結果、想定通りの効果が認められた。

今後、本工事での施工事例が、厳しい条件下でトンネ

表-5 BSK-Aタイプの音響性能

	125Hz	250Hz	500Hz	1kHz	2kHz	4kHz
音響透過損失 dB	13	17	27	35	40	45
吸音率	0.25	0.65	0.85	0.83	0.75	0.55

出典：防音設備協会/仮設備騒音設計・積算要領書 第二版、平成23年4月

ル施工を行う場合の参考となれば幸いである。

謝辞：当該区間のトンネル施工に際しては、内閣府沖縄総合事務局南部国道事務所、(独)土木研究所道路基礎研究グループ、(社)日本建設機械施工協会施工技術総合研究所をはじめ多くの方々からのご助言とご指導を頂きました。本紙面をお借りしてお礼を申し上げます。



写真-5 防音ハウス内に設置したコントラファン



写真-6 既設ボックス内のずり仮置き場

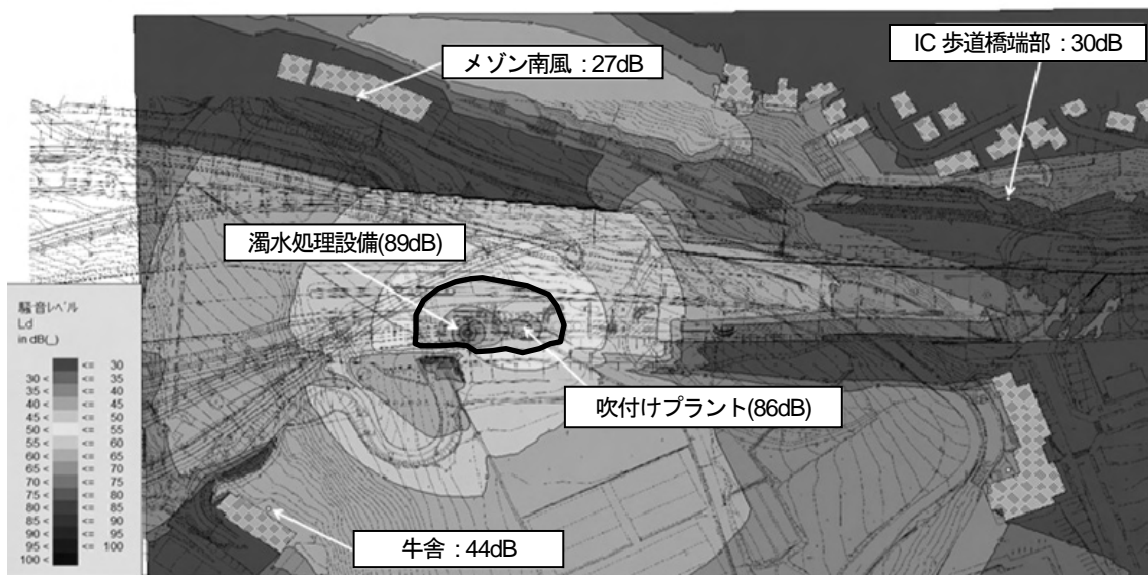


図-15 対策ありの場合の騒音レベルコンター図

Summary The Tomigusuku Tunnel (down-bound lanes) with a length of 742.5 m was constructed following the up-bound lanes already in service. Shimajiri group mudstone was excavated, which becomes cohesive due to slaking or suffers strength deterioration due to swelling when it is exposed to the air or comes in contact with free water. The effects of tunnel excavation on structures were predicted because water storage tanks of a medical facility exist right above the tunnel at an overburden depth of 20 m. As a result, the amount of settlement and angle of inclination were higher than the control standards. As corrective measures, long forepoling, shotcreting and early closure with a temporary invert were selected. Construction was carried out carefully while finely monitoring tunnel behavior. As a result, relative settlement and inclination were held to a minimum. In order to control the noise of facilities out of the tunnel, construction was carried out while maintaining the environment of houses in the vicinity by taking corrective measures based on the prediction of influences. This paper refers to the excavation of a tunnel right below heavy structures, and describes preliminary prediction methods, selection of corrective measures, verification of the effectiveness of corrective measures based on the results of measurement during construction, specific methods of predicting the effects of noise and the effectiveness of corrective measures.

Key Words: *Shimajiri group mudstone, Shallow overburden, Corrective measure to reduce ground surface settlement, Early closure, Corrective measure to reduce noise of facilities*