

地すべりが懸念される地山における坑口設計 The tunnel entrance design at the location worried about occurrence of landslide

寺西 淳次* 福山 新二**
Junji Teranishi Shinji Fukuyama
鈴木 健***
Takeshi Suzuki

要 約

本報告は、「平成 24 年度名護東道路 3 号トンネル工事」の終点側坑口部の抱き擁壁等の設計変更に関するものである。本トンネルの両坑口部は、掘削によって地すべりの発生が懸念されていた。起点側坑口部を切土掘削したところ、地表面の変位は大きく、収束性が悪かった。そこで終点側については、切土による変位の発生を抑制するため、切土掘削範囲を縮小させることを検討した。検討の結果、抱き擁壁の基礎は、直接基礎から深礎基礎杭に、抱き擁壁構築のための切土は、オープンカットから切梁腹起形式による掘削に変更した。

目 次

- § 1. 工事概要
- § 2. 起点側坑口部の掘削時の実績
- § 3. 終点側坑口部の設計変更
- § 4. 終点側坑口部施工時の計測結果
- § 5. まとめ

§ 1. 工事概要

名護東道路は、高規格幹線道路である沖縄自動車道と名護の市街地を結ぶ延長 6.8 km の 4 車線道路である。那覇空港や那覇港などの広域交流拠点と地域開発拠点とを結び、北部地域の活性化を支援・促進する道路として期待されている。本工事は、この名護東道路にあって名護市世富慶（よふけ）と同市数久田（すくた）をつなぐ延長 557 m、掘削断面積 $78.7 \text{ m}^2 \sim 194.1 \text{ m}^2$ の 2 車線道路トンネル工事である（図－1、表－1 参照）。起点（世富慶）側にはインターチェンジが計画されており、トンネル内に分流・合流車線を有しているため、坑口部の断面は拡幅され、最大断面 194.1 m^2 と非常に大きくなっている。

本トンネルの地山を構成する国頭層群名護層は、本地域の基盤岩類であり黒色千枚岩からなっている。図－2 の地質縦断図に示すように、弾性波探査の結果では地表

に近い層順から地下深部に向かって風化の程度によりいくつかの岩級に区分され、最も表層に近い部分は褐色の粘土化した礫混じり粘土・シルトとなり N 値 30 以下、深部では黒色～黒灰色の新鮮色を呈し、岩質も硬くなると想定されていた¹⁾。



図－1 名護東道路および 3 号トンネル位置図

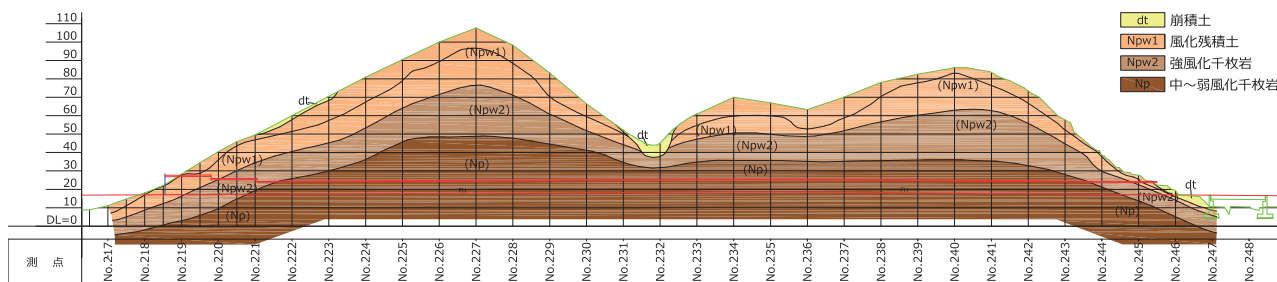
表－1 工事概要

工事名	平成 24 年度名護東道路 3 号トンネル工事
発注者	沖縄総合事務局 開発建設部
施工者	西松建設株式会社・株式会社屋部土建 特定建設工事共同企業体
施工場所	沖縄県名護市世富慶地内～数久田地内
工期	平成 25 年 2 月 7 日～平成 26 年 11 月 20 日 (～平成 28 年 5 月 31 日 第 9 回設計変更)
トンネル延長	L=557m
掘削断面積	A=78.7m ² ～194.1m ²
掘削方式	発破掘削方式

* 九州(支)名護東トンネル(出)(現:新幹線久山西(出))

** 九州(支)名護東トンネル(出)(現:鹿屋土木(出))

*** 土木設計部設計二課



図－2 名護東道路3号トンネル地質縦断面図

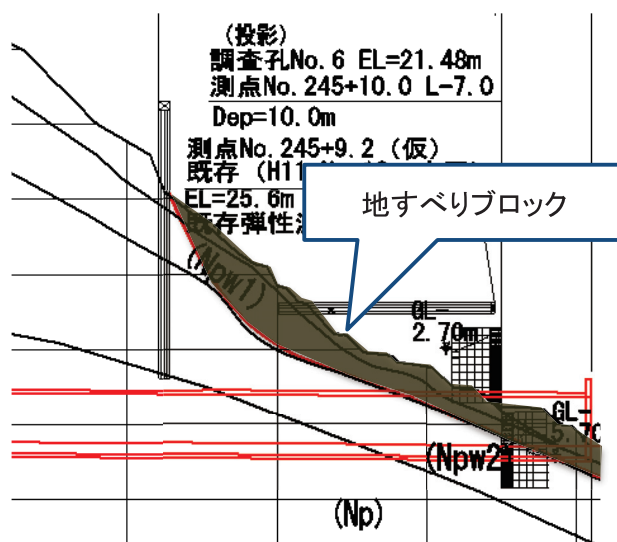
§2. 起点側坑口部の掘削時の実績

起点側坑口周辺の地質は、不均質で固結度の低い千枚岩が深部まで分布しており、地形は地すべりの発生が懸念された。坑口のトンネル形状が掘削断面積 194.1 m^2 と大きいこともあり、当初設計においても、掘削工法として側壁導坑先進工法が、また補助工法としてパイプルーフが計画され、斜面およびトンネルの安定確保に配慮した施工が求められた。しかし、坑口付けを設計勾配である切土勾配 $1:0.5$ で実施したところ、一部、切土法面が自立せず、切土勾配を $1:1.0$ に変更して、再切土を行うこととなった。側壁導坑の掘削を開始すると、予測した以上の内空変位と地表面沈下が発生し、地山は想定以上に脆弱であることが明らかとなった。本坑掘削では、これを考慮して、追加の補助工法として鏡ボルトや上半仮インバート、サイドパイル、更には一次インバートと本設インバートの早期の閉合といった対策を実施し、変位を抑制しながらの施工を実施した²⁾。しかしながら、掘削による地山の緩み領域は広範囲に広がったと推定され、地表面沈下の収束性は悪かった。特に坑口部の地表面の沈下は増加を続けたことから、段階的に抑えコンクリートと抑え盛土（図－3）を追加し、切羽が $80 \text{ m} \sim 100 \text{ m}$ 離れて、ようやく地表面の変位が収束した。

変位を抑制するための抑え盛土は、当初設計の坑門を超える位置まで必要となり、当初設計位置に坑門を設置するためには抑え盛土の撤去が必要となった。しかしながら、抑え盛土の撤去によって当該部が再び変位することを危惧し、坑門設置位置はトンネルを手前に 6 m 延長して変更することとなった。



図－3 抑えコンクリートおよび抑え盛土（起点側）



図－4 終点側坑口部地質縦断面図

§3. 終点側坑口部の設計変更

3-1 脆弱層の確認

終点側坑口部の地質は、地表部は崖錐体積物 (dt 層) および起点側坑口部と同等な千枚岩 (Ph 層) で構成されており、図－4 に示す通り、起点側と同様に地すべりの発生が懸念される地形であった。また、終点側坑口部の地形は、斜面傾斜 $30 \sim 40^\circ$ の急傾斜の走行が坑口に対して傾いていることから、トンネルが到達するため

に、ソイルセメントによる人工盛土（以下、ソイルセメント盛土）を構築するよう計画されていた。

このソイルセメント盛土を構築するためには、地形形状から、抱き擁壁を施工する必要があった。抱き擁壁下部の地山は、dt 層であり、当初設計では、この dt 層を掘削して取り除き、支持層より上をコンクリートに置き換える計画となっていた。

しかしながら、置換コンクリートの掘削・床掘を計画すると、切土範囲が現況で取得できている用地境界に非

常に近接する状況にあった。支持層確認のためのボーリング調査は、当初設計時では1本実施されているのみで、支持層の面的な推定が正確なものと言えるか疑問が残るところであった。そこで支持層の深さを確認し、切土範囲を精度良く評価するための追加ボーリング調査を実施した。

追加ボーリング調査の結果、抱き擁壁床付け面から-2.0 mの深さに脆弱層が介在していることが判明した(図-5)。この脆弱層をそのままにして抱き擁壁およびソイルセメント盛土を構築した場合、抱き擁壁やトンネルに作用する荷重に対して、地盤の支持力が不足し、構造物面の沈下が懸念された。以上より、作用荷重に対する脆弱層の支持力について検討を行った。検討は、直接基礎の支持力公式³⁾を用いて行った。

検討した結果、抱き擁壁下部の脆弱層は、抱き擁壁底盤荷重に対して、支持力不足であることが分かった。

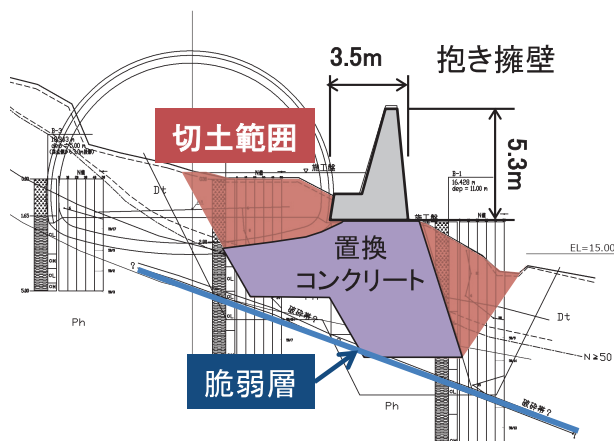


図-5 抱き擁壁、置換コンクリートおよび脆弱層の位置関係

3-2 置換コンクリートに代わる基礎の検討

支持力不足である脆弱層を取り除き、置き換えコンクリートを構築するためには2.0 m深い床掘りが必要となる。掘削・床掘計画を見直すと、掘削範囲は非常に大規模となり、取得済みの用地内には納まらないこととなった(図-6)。さらに、起点側と同様に切土が安定しないことも考えられ、そのリスクは非常に大きく、置換コンクリートに代わる基礎構造について、3案の比較検討を行なうこととした。

案1: dt層全面地盤改良+脆弱層薬液注入

案2: 深礎基礎杭+インバート下部dt層地盤改良

案3: 抱き擁壁下部置換え基礎+脆弱層薬液注入

比較検討では、起点側で収束性の悪い地山に苦労した教訓を生かし、出来るだけ地山を緩めないよう切土を小規模に抑えることに主眼を置きながら、施工性と経済性に配慮した最も合理的な方法を選定することとした。検討の結果、「案2: 深礎基礎杭+インバート下部dt層地盤改良」が合理的な工法であると判定された(表-2)。

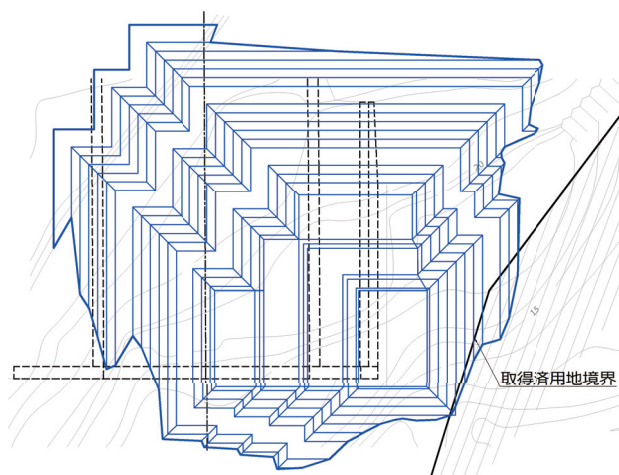


図-6 床付け面を2.0 m下げた場合の切土範囲

3-3 深礎基礎杭の設計

深礎基礎の設計は、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編の「深礎基礎の設計」³⁾他に準拠して実施した。

検討モデルは、深礎杭の断面中心位置でモデル化した。地表面の傾斜角は図面から19°、各土質の厚さは追加調査ボーリングから得られた厚さとした。土質定数は、dt層および脆弱層のN値を、追加調査ボーリング結果からN値=8として設定した。その他の土質定数、深礎基礎杭の直径、杭間隔、作用荷重および設計水平震度等の設計条件は、当初設計資料¹⁾等に基づき設定した。

検討した結果、深礎基礎杭は、図-7の通り、杭径φ2.0 mであり、杭の配置は、1列3本(L=8.0 m, L=7.0 m, L=3.5 m)となった。

また、当初設計の抱き擁壁の基礎形式は、直接基礎形式であったため、フーチング部は、無筋構造物であった。しかしながら、抱き擁壁の基礎形式を杭基礎に変更

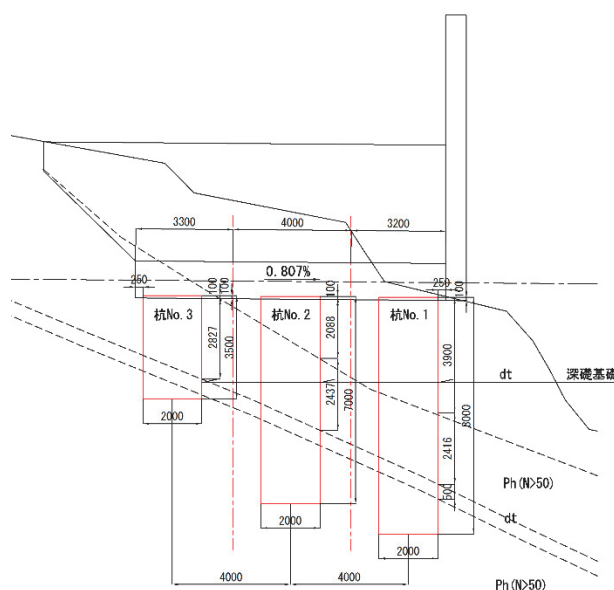


図-7 深礎基礎杭の配置

表-2 置換えコンクリート基礎に代わる基礎 比較検討結果

比較案	案1：dt層全面地盤改良＋脆弱層薬液注入	案2：深礎基礎杭＋インバート下部dt層地盤改良	案3：抱き擁壁下部置換え基礎＋脆弱層薬液注入
概要	- dt層を大口径高圧噴射攪拌工法にて地盤改良する。 - 抱き擁壁下部の脆弱な層は、薬液注入にて改良を行う。	- 抱き擁壁下部は、深礎杭を構築する。 - インバート下部のdt層は大口径高圧噴射攪拌工法にて地盤改良する。	- dt層箇所外側に自立土留め壁を設けて掘削し、置換えコンクリートを構築する。 - 抱き擁壁下部の脆弱な層は、薬液注入にて改良を行う。
概略図			
長所	大口径の高圧噴射攪拌工法で地盤改良を行うことで、<u>地盤改良のコストを削減</u>することができる。	- 抱き擁壁の基礎形式を<u>杭基礎形式</u>とすることで、<u>確実</u>に抱き擁壁の沈下を防止することができる。 - dt層の改良範囲がインバート下部のみと少なくなる。 - 脆弱な層の改良が不要となる。 - 抱き擁壁の基礎形式が杭基礎となることで、抱き擁壁に杭からの反力が作用し、<u>抱き擁壁が鉄筋構造</u>となる。	- dt層がコンクリートとなることで、抱き擁壁およびインバートを確実に支持することができる。 - 他2案に比べて安価である。
短所	- 脆弱な層の改良が必要となる。 - dt層の地盤改良を行う前に脆弱な層の地盤改良が必要となり、施工に時間がかかる。	- 切土範囲が増大し、大きな切土が発生する。 - 脆弱な層の改良が必要となる。 - 自立土留めを構築するためN値50以上の地山にダウンホール工法によるH鋼杭の打設が必要となり、<u>施工に膨大な時間がかかる</u>。 - dt層の置換えコンクリート打設を行う前に脆弱な層の地盤改良が必要となり、施工に時間がかかる。	- 自立留め壁構築：約500万円 (ダウンホール工法のみ) - 置換えコンクリート：約200万円 (σck=24N/mm²) - 脆弱層薬液注入：約600万円 - 合計：約1,300万円
参考概算金額	dt層地盤改良：約2,000万円 脆弱層薬液注入：約600万円 合計：約2,600万円	深礎杭：約700万円 dt層地盤改良：約1,000万円 抱き擁壁の鉄筋：約60万円 (鉄筋量のみ、約7t) 合計：約1,760万円	
判定	Δ	○	×
			(切土の増大、工事の長期化)

したため、抱き擁壁下部の縦断方向は、直接基礎のように地盤に一樣に接地した構造ではなく、杭を支点とする構造となる。よってフーチング部には、作用荷重によって曲げ応力度、せん断応力度が発生する。以上より、抱き擁壁下部の構造設計を実施し、この発生応力度に抵抗できる鉄筋構造物（主鉄筋：上筋 D25@250mm，下筋 D22@250mm）に変更した。

3-4 抱き擁壁部の掘削方式の変更

終点側坑口部の抱き擁壁は、当初設計¹⁾では坑口切土を実施した後に構築する計画となっていた。しかし切土規模の縮減を図るため、掘削が必要な範囲については、切梁腹起形式の仮設土留壁を設置して、掘削することとした（図-8）。

仮設土留壁は、検討の結果、以下の仕様となった。

【仮設土留壁の仕様】

親杭：H-300×300×10×15，L=7.5m 9本
 ：H-300×300×10×15，L=6.0m 3本
 ：H-300×300×10×15，L=5.5m 5本
 切梁：H-350×350×12×19，L=10.0m
 腹起：H-350×350×12×19，L=23.6m

また、仮設土留壁を構築する際、地山が不足する箇所は、ソイルセメント盛土によって人工地山を構築する必要があった（図-8の青色着色部）。ソイルセメント盛土の強度は、切梁反力に対する安定性が確保できなければならない。よって、親杭を弾性床状のはりとしてモデル化し、切梁反力に対するソイルセメント盛土の必要改良強度について検討を行った。なお、地盤ばねは、ソイルセメント盛土の強度を考慮して設定した。

検討した結果、ソイルセメント盛土の必要改良強度は、1000 kN/m²となった。

以上より、基礎形式の変更と掘削工法の変更により掘削規模を大幅に縮小し、地山の緩みを最小限に抑制した（図-9）。

3-5 トンネル掘削時の補助工法

終点側坑口部のトンネル掘削時には、掘削に用いる地山の緩みを抑制するため、起点側坑口部の補助工法の実績を参考に以下を実施した。補助工法の断面図を図-10に示す。

- ・ 先端安定対策：注入式長尺鋼管フォアパイリング
 （φ 114.3 mm，L = 12.5 m，注入材：シリカレジン）
- ・ 鏡面の安定対策：注入式長尺鋼管鏡ボルト
 （φ 76.3 mm，L = 12.5 m，注入材：シリカレジン）

なお、起点側坑口部のトンネル掘削時には、トンネル脚部の沈下が大きく発生し、この対策として、フットパイルを打設した。終点側坑口部においても、同様な脚部

沈下が発生した場合は、フットパイルが打設できるよう準備していたが、問題となる沈下は発生しなかったため、フットパイルの打設は行わなかった。

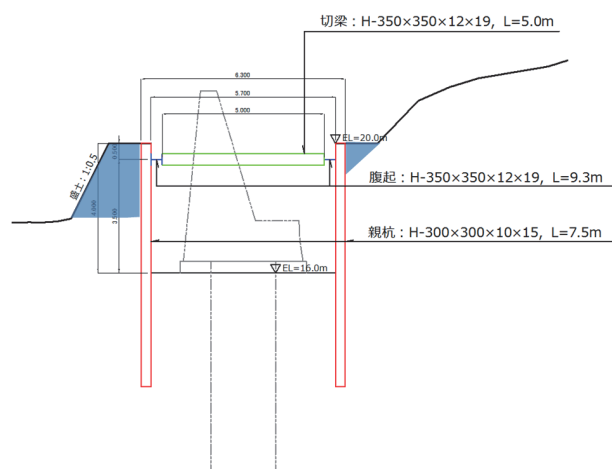


図-8 仮設土留壁断面図

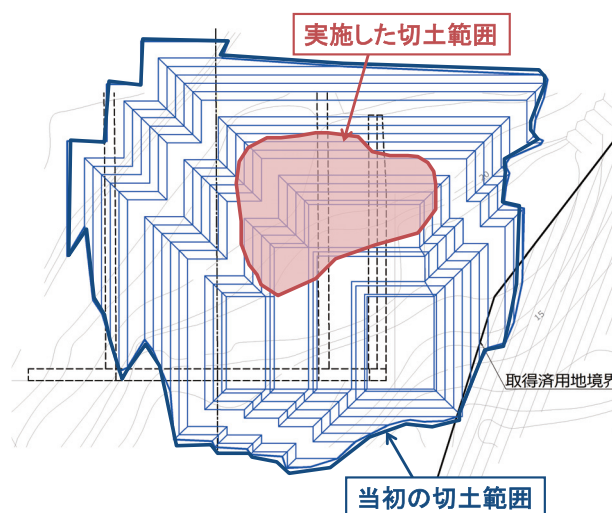


図-9 掘削規模の縮小

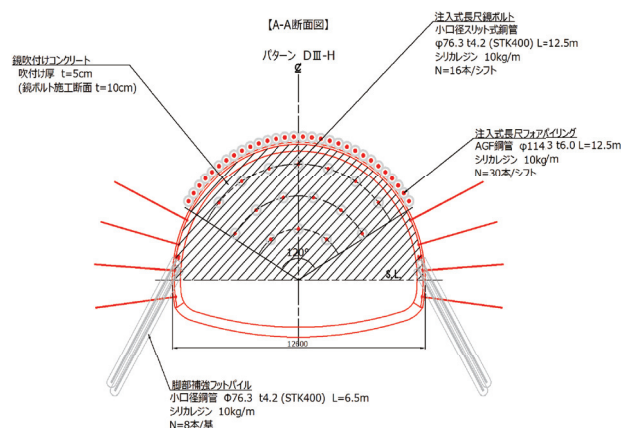


図-10 終点側坑口部の補助工法

§ 4. 終点側坑口部施工時の計測結果

終点側掘口部のトンネル掘削時の計測結果（トンネル天端沈下，脚部沈下：No.244+4.0（図-11），地表面沈下 No.244+3.0（図-12））について報告する。計測位置は，いずれも土被り 1.0 D 位置（ $H = 12.9 \text{ m}$ ）である。

当該区間のトンネルの掘削工法は上半先進工法であり、掘削速度実績は、2.0 m/日程度だった。トンネル掘削時の変位は、以下の通りであり、起点側に比べて小さな値で、かつ早期に収束した。なお、地表面には、クラックの発生や地すべりの発生等の変状の発生はなかった。

【天端沈下，脚部沈下】

- ・最大沈下量は、天端および谷側で 20 mm 発生し、山側は 5 mm 程度発生した。これは、地山の傾斜による偏圧と谷側の脚部地盤が山側より強度が小さかったためと考えられる。
- ・変位の収束は、切羽通過後 30 m 程度 (2.3 D) であった。

【地表面沈下】

- ・地表面沈下量は、トンネルセンター直上で最大 25 mm 発生した。またトンネル切羽が当該計測点に通過した際は、最大 7 mm 程度であった。よって、先行変位率は 30% 程度であったと考えられる。
- ・沈下の収束は、切羽通過後 30 m 程度 (2.3 D) であった。

§ 5. まとめ

終点側坑口部の地質は、トンネル掘削時によって大きな変状が発生した起点側坑口部と同等な地質であり、かつ、地すべりも懸念された。また当該部の下部地盤中には、脆弱層があることも確認された。よって、起点側坑口部の実績を考慮して、出来るだけ当該部の掘削を小さくすることを念頭に、①抱き擁壁の基礎形式を杭基礎形式に変更、②抱き擁壁構築のための掘削を仮設土留壁を用いた掘削に変更、および③トンネル掘削時の地山のゆるみを抑制するための補助工法の計画を行った。

これらを実施した結果、抱き擁壁構築時およびトンネル掘削時に地すべりの発生等の変状の発生を防止することができた。

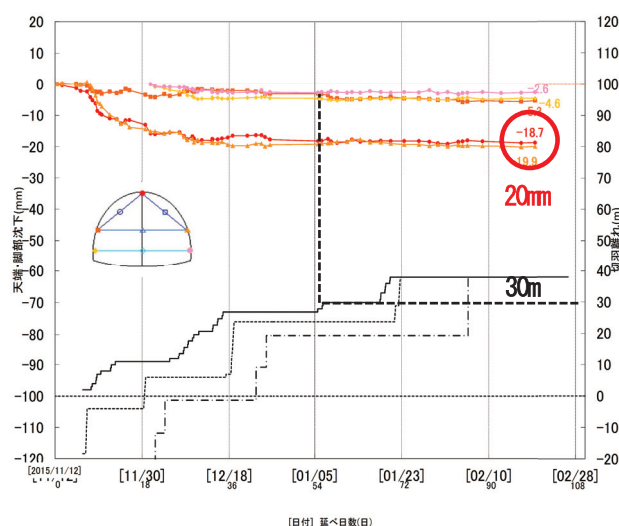


図-11 天端沈下、脚部沈下実績 (No.244+4.0)

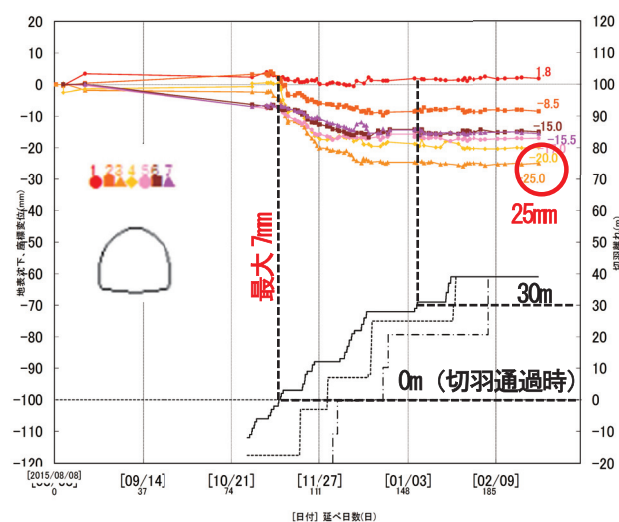


図-12 地表面沈下実績 (No.244+3.0)

参考文献

- 1) 株式会社 建設技術研究所：名護東道路 3 号トンネル詳細設計業務 報告書（トンネル本体工），2008.
- 2) 福山新二，寺西淳次：名護東道路の施工状況，土木施工 2014No.11，2014.
- 3) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2012.