

未固結高水位地山におけるトンネル掘削実績

樋川 敦¹・秀野 俊英²・志水 俊仁³・滝 英明⁴・篠原 大介⁵・
松崎 裕亮⁶・瀬尾 昭治⁷・山邊 恵太⁸

¹鹿島建設(株) 関東支店 羽根トンネルJV工事事務所 (〒259-1302 神奈川県秦野市菩提2285-1)
E-mail: hikawa@kajima.com

²正会員 鹿島建設(株) 関東支店 羽根トンネルJV工事事務所 (〒259-1302 神奈川県秦野市菩提2285-1)
E-mail: shuno@kajima.com

³正会員 鹿島建設(株) 関東支店 羽根トンネルJV工事事務所 (〒259-1302 神奈川県秦野市菩提2285-1)
E-mail: shimizto@kajima.com

⁴正会員 鹿島建設(株) 関東支店 羽根トンネルJV工事事務所 (〒259-1302 神奈川県秦野市菩提2285-1)
E-mail: hideaki-taki@kajima.com

⁵正会員 鹿島建設(株) 関東支店 羽根トンネルJV工事事務所 (〒259-1302 神奈川県秦野市菩提2285-1)
E-mail: shinohad@kajima.com

⁶正会員 鹿島建設(株) 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)
E-mail: matsuzah@kajima.com

⁷正会員 鹿島建設(株) 土木管理本部 (〒107-8348 東京都港区赤坂6-5-30)
E-mail: seno@kajima.com

⁸中日本高速道路(株) 東京支社 秦野工事事務所 (〒257-0017 神奈川県秦野市立野台 1-4)
E-mail: k.yamabe.ab@c-nexco.co.jp

羽根トンネルが位置する神奈川県秦野市は地下水が豊富な名水の地として有名である。トンネル中間部では、自然水位がトンネル天端より20m上方にあり、かつ未固結で透水性の高い砂礫層区間が出現した。また、同区間下流域では商業施設が地下水を生活水等に使用している。この区間の地下水及びトンネル安定対策として、地表からのディープウェルによる地下水位低下工や、切羽安定と地下水への影響に配慮したトンネル支保を選定し、安全かつ合理的にトンネルを掘削することができた。本稿では、調査・設計・施工・運用での技術的な取り組みについて報告する。

Key Words : tunnel excavation, unconsolidated ground, gravel layer, high permeability, deep well

1. はじめに

羽根トンネルは、新東名高速道路の海老名南 JCT～豊田東 JCT 間に位置し、終点・起点側から掘削を進める約 2.9km の山岳トンネルで、本工事では上下線 2 本を施工した。トンネル中央部より終点側の地点において、未固結で透水性の高い巨礫混じりローム層（砂礫層区間）が出現した（図-1 参照）。この区間の土盛りは約 50m 程度であり、自然水位はトンネル天端より約 20m 上方である。

未固結地山で水位が高い場合、切羽の自立性を確保できないため、水抜き対策及び切羽補強が必要となる。同砂礫層区間の掘削に向け、地下水位低下のための排水工法としてのディープウェル工、原地盤の土質試験及び試

験結果を用いた 3 次元掘削解析による支保パターン選定、下流域の地下水汚染を防止するための環境対策を実施し、無事貫通した。また、供用後の地下水位回復の影響を考慮した水抜き対策工を実施し、出水期の排水効果を確認した。本稿では、地下水対策工法の選定・検討事項及びトンネル掘削実績について報告する。

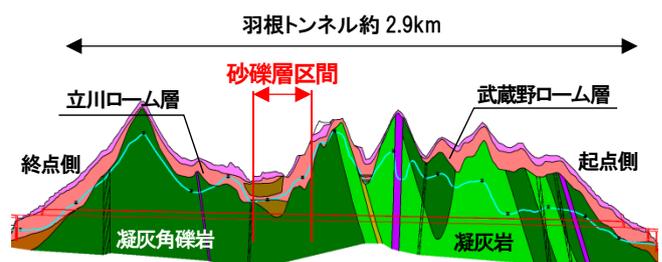


図-1 羽根トンネル地質縦断面図

2. 問題点

(1) 地形・地質及び水位

図-2に地質平面図・縦断図及び観測水位とトンネルの位置関係図を示す。

羽根トンネルは丹沢山地の山麓を通過するが、現場下流域の市街地一帯は秦野盆地に位置し、丹沢山地の河川上流部で浸透した地下水が豊富に利用されている地域として知られている。

砂礫層区間の地層は丹沢層群が分布し、強風化した凝灰角礫岩の上に砂礫層（扇状地礫層）・立川ローム層・武蔵野ローム層が互層となって構成されている。地下水位は高く、周辺の観測井戸の観測結果より自然水位は最大でトンネル上方 20m程度の位置に存在することが確認された。

トンネル切羽に主に出現する砂礫層は巨礫（φ 2m程度）を含み、詳細設計報告書においては「自立性のあるロームを主体」とされていたが、地下水位が切羽以上にある場合の安定に関しては保障されておらず、地下水位下でのトンネル掘削は困難を極めることが想定された。

(2) 周辺の利水・地表使用状況

砂礫層区間では、自然地下水位がトンネル上方に位置し、北から南へと地形に沿って地下水の流れがある。下流である南側直近では飲料用も含めた地下水利用があるため（図-3）、トンネル施工により飲料用に影響を与えないレベルに抑える必要があった。

また、トンネル砂礫層直上はゴルフ場敷地内であり、管理用道路から沢に掛けては急峻な崖となっている。地形と土地利用の制約より、地表からの対策工に使用可能なエリアは上り線の一部に限られた（図-4）。

3. 対策の検討

(1) 追加土質調査の実施

砂礫層区間の施工に先立ち、既存ボーリング調査からの土質情報の不足を補うため、追加ボーリング調査及び土質試験を実施し、砂礫層分布位置の精度向上、粒度試験による透水係数や水に対する流動特性の把握、力学特性の把握を行った。試験結果をもとに地下水位低下工及びトンネル支保の設計を行った。

(2) 地下水位低下工（ディープウェルの実施）

地下水位の高い砂礫層区間でトンネル掘削するためには、止水若しくは排水により切羽を自立させなければならない。適用土質・工期・費用を考慮し、各工法の比較検討を行った結果、工期・コストともに最適であるディープウェル（以下DWとする）を選定し、排水工法によ

る地下水位低下により切羽の安定を図ることとした。

追加のボーリング及び新たに得られた透水係数をもとに地下水解析を行い、DW仕様の決定及びDWによる地下水低下の効果を把握した。

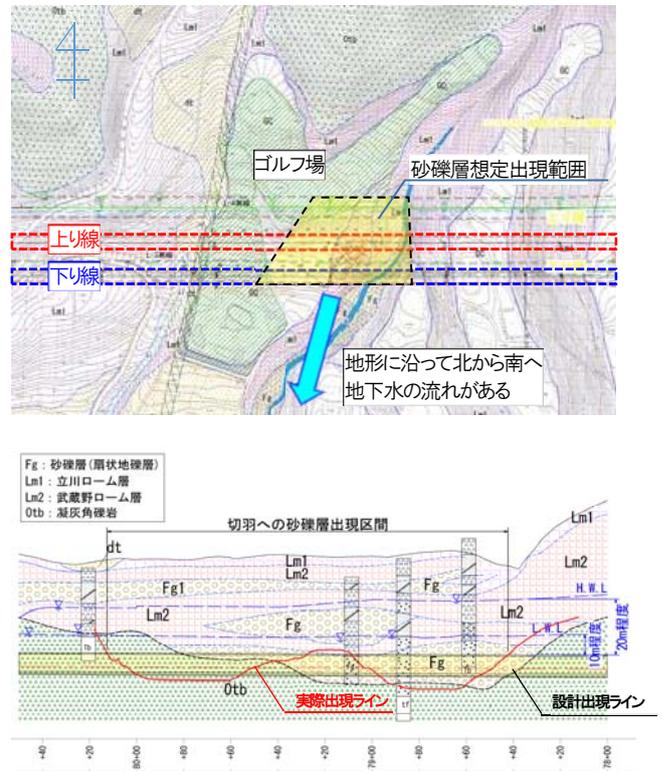


図-2 砂礫層区間地質縦断図及び平面図



図-3 周辺観測井戸平面図

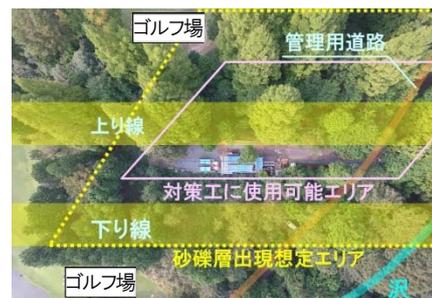


図-4 地表使用状況

DWの本数及び配置は、トンネル底盤以下に地下水位を低下させることを目標に、砂礫層の深度分布・透水性等の地質情報や過去の地下水位変動を考慮して設定した。本数は、地下水位や透水性の変動リスクを加味したうえで、群井戸理論式から所要の揚水量を得られる本数を算定し、9本とした。一方、配置については、地表面（ゴルフ場）の制約を踏まえながら、より広範囲で所定の地下水位低下が達成できるよう、予測解析を繰り返し実行して最適化した。図-5にDW配置図を示す。

DWの掘削径はφ600mmとし、井戸径は施工時の制約を踏まえてφ400mmとした。また、掘削深度は対象となる砂礫層下の基岩-2mの平均深度65mとし、地下水解析のリスクケースをもとにポンプの最大揚水能力を500L/minとして選定した。

(3) 支保パターン選定

a) 検討概要

(1)の追加土質調査から得られた砂礫層の物性値により、原設計の支保パターン及び補助工法の見直しを切羽の安定性、脚部の支持力及びトンネルの安定性という観点で検討した。検討はDW稼働により地下水位が下がり、支保に水圧はかからないものとして実施した。

b) 切羽の安定性評価

切羽の安定性は、切羽前方のすべり土塊に緩み荷重を作用させて、すべり安全率を確認した。検討の結果、地質のばらつきを考慮した場合、無対策では切羽が不安定化する可能性が高いことが確認できた。対策工として、原設計で計画されていた長尺鋼管先受け工による対策が必要となり、鏡ボルトは必要ない結果となった。

c) 支保工脚部の支持力照査

支保工脚部底面に作用する反力に対して、砂礫層の支持力を照査した。検討の結果、無対策や通常のウィングリブでは支持力が不足するが、一次インバートにより許容支持力を満足する結果となった。切羽を早期に閉合するため、補助ベンチ付き全断面工法での施工が必要となるが、前述 b)の対策により切羽が安定するため、鏡ボルトなどの対策は不要となることを確認した。

d) トンネルの安定性評価

b), c)で決定した支保及び地山に対し、図-6に示す解析モデルを用いた3次元掘削解析を実施し、トンネル変位と支保工の応力を確認した。解析結果を表-1に示す。これにより、トンネル変位は限界ひずみから算出した許容変位よりも小さくなり、支保工の応力は短期許容応力よりも小さくなることを確認した。

e) 周辺環境に配慮した長尺鋼管先受け工設計

3-(3)-b)にて後述の長尺鋼管先受け工（以後AGF）に対する環境対策により、周辺地下水環境への配慮から注入工を採用することが出来ず、I BOドライモルタルによる充填工となった。このため、通常の入注工と違って十分な地山改良効果が得られず、鋼管下部及び鋼管間の抜け落ちが懸念された。鋼管下部の抜け落ちに対しては、AGFを拡幅タイプとし、AGFと掘削面との距離を短くすることで対処した。鋼管間の抜け落ちに対しては、どの切羽面でも常に2シフト分の鋼管を配置することで対処した。このため、AGFシフトを6m(L=12.92m/本)で27本と26本を交互に施工することで打設鋼管が千鳥配置となる構造とした（図-7）。

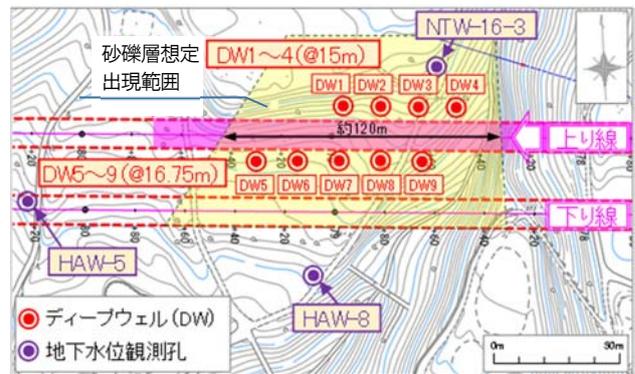


図-5 DW及び地下水位観測孔の配置

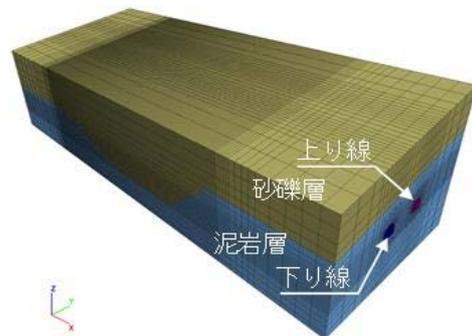


図-6 トンネル挙動・支保健全性解析モデル俯瞰図

表-1 トンネルの安定検討結果

項目	解析値		許容値
トンネル天端沈下	27 mm	OK	62 mm
トンネル内空変位	23 mm	OK	124 mm
鋼アーチ支保工応力	218 N/mm ²	OK	388 N/mm ²
吹付けコンクリート応力	7.7 N/mm ²	OK	13.5 N/mm ²

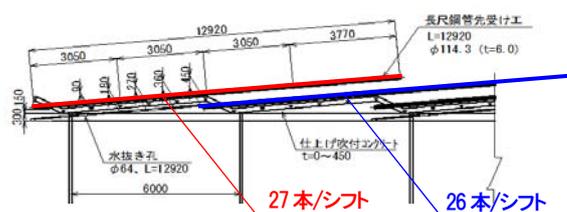


図-7 AGF配置縦断面図

以上b)～e)に示した検討より、砂礫層区間におけるトンネル支保を表-2、図-8のように決定した。

(4) 環境対策

a) はじめに

前章 2-(2)において述べたとおり、砂礫層区間下流域においては、飲料用も含めた近隣の地下水利用があり、トンネルの施工に伴う地下水の汚染が地権者及びゴルフ場利用客の健康被害に直結することが懸念された。

トンネルの支保部材である吹付けコンクリート、ロックボルト、一次インバートは一般的に高アルカリの支保部材で構成される。

また、砂礫層区間の支保として選定されているAGFにて一般的に用いられる注入材は、高アルカリを示すとともに、浸透性が高い材料を高圧で注入するため、注入材の逸走による地下水の汚染や高アルカリ材料の拡散が懸念された。

上記地下水の水質汚染（高アルカリ流出）を防止するための対策についての検討結果を示す。

b) AGFに対する対策

AGFの注入材としては、人体に無害かつアルカリを示さない材料が存在しない。このため、圧力注入時の注入材逸散による地下水への流入や、地山割裂への浸透による高アルカリ範囲の拡大を防止するため、注入材として粘性の比較的高いI B Oモルタルを用い、AGFを注入式ではなく充填式とした。

これに伴って拡幅型AGFを採用し、AGF鋼管とトンネル掘削面との距離を近づけることで鋼管下の地山小崩落を防止する構造とした。

さらに、AGF直下に水抜き孔を施工(図-9)することで、切羽前方にて改良体に触れた水をトンネル坑内に導水し、下流へ流出しにくい構造とした。

c) ロックボルト・吹付けコンクリートに対する対策

ロックボルトについては、高アルカリであるモルタル充填材を使用しない鋼管膨張型ロックボルト(スウェレックス)を採用した。

また、上半及び下半に水抜き孔を施工(図-9、L=4m、@1m)することで、吹付けコンクリートに触れた水は坑内へ導水し、下流へ流出しにくい構造とした。

d) 一次インバートに対する対策

一次インバート(吹付けコンクリート)部に関しては、施工基盤及び中央排水以下であるため、吹付けコンクリートに触れた水を坑内に導水することができない。このため、吹付けインバート施工前の底盤に防水性シートを設置し、地下水の一次インバートへの接触を低減した(図

-8参照)。

また、坑内へ導水したp Hの高い湧水が再び坑外へ漏出するのを防止するため、一次インバート上に排水管φ300を設置し、流末の水中ポンプにて速やかに排水される構造とした。

表-2 検討結果支保パターンとの比較
(赤字：原設計からの変更点)

項目	原設計	検討結果
掘削工法	上半先進 ショートベンチカット工法	補助ベンチ付き 全断面工法
閉合方法	上半仮閉合 (吹付け)	一次インバート閉合 (吹付け)
鋼アーチ支保工	HH108x104x10x12 @1.0m	HH108x104x10x12 @1.0m
吹付けコンクリート	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$, t=15cm	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$, t=15cm
ロックボルト	L=4.0m, 12本	L=4.0m, 12本
AGF工 (STK400)	φ114.3mm, t=6mm, L=12.920m, 27本 @9m	φ114.3mm, t=6mm, L=12.920m, 26.5本 @6m
鏡ボルト (GFRP)	φ76mm, t=8mm, L=13.650m, 11本	なし

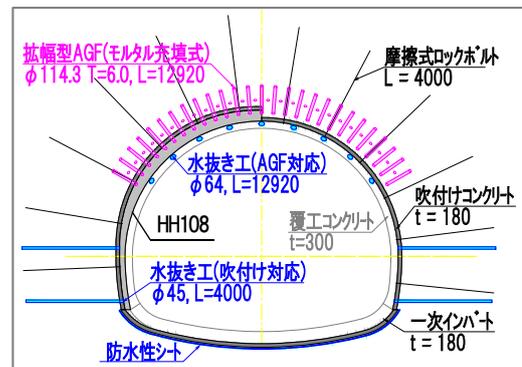


図-8 決定支保パターン

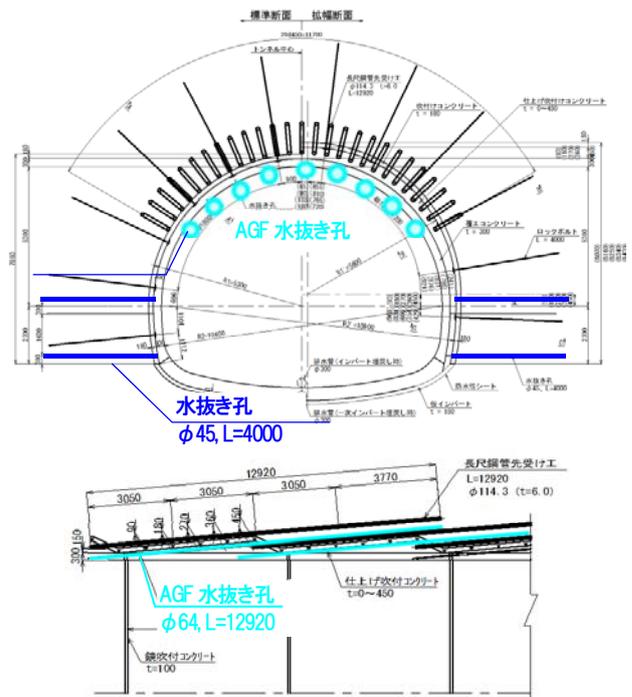


図-9 AGF環境対策

4. 観測体制

(1) 地下水位等の遠隔自動監視システム

高透水区間のトンネル掘削を安全かつ効率的に進めるとともに、周辺環境への影響がないか確認するためには、砂礫層区間及び下流域の地下水位のモニタリングが必要であった。そこで、リアルタイムに手元で状況を把握できるように、遠隔自動監視システムを導入した。本システムでは、現場で自動計測したデータをリアルタイムで遠隔のユーザーに配信することができ、管理値を超過した場合には自動で関係者に通知が配信されるため、異常を瞬時に把握し迅速に対応策の検討を行うことができる。

(2) トンネル支保の計測

掘削中のトンネル壁面の挙動を測るA計測と、各支保部材の応力を測定するB計測とともに1時間ごとに自動計測し、計測データを現場詰所・工事事務所に自動転送することでリアルタイムにトンネルの挙動を管理した。また、所定の管理レベルを超えた値が観測された場合には、そのレベルに応じて担当者や管理者の携帯に警告メールが自動転送される体制とした。

5. 施工実績

(1) 地下水位低下工実績（DW実績）

DWの稼働から砂礫層掘削到達までの水位・水量に関して観測した。砂礫層区間トンネル掘削時のDW総揚水量、トンネル上流側の観測井戸 NTW-16-3 及び DW1での水位観測結果を図-10に示す。稼働後、約3日程度でDWにおける水位は定常状態まで低下し、地山の水位を反映していると考えられる上流側観測井戸NTW-16-3が定常状態となるまで約2週間を要した。

砂礫層掘削開始後の9月30日ごろに一時大雨の影響で上流側観測井戸NTW-16-3の水位上昇に伴い、DW総揚水量も同時に増え、上流側DW1水位は一定であることからDWによる揚水効果が確認できる。

なお、DW1以外におけるDW箇所における地下水位は事前のリスクケースにおける解析結果よりも水位低下がみられ、トンネル掘削に支障がない程度まで下がっていることが確認された（図-11）。

(2) トンネル掘削時の水位判定

トンネル掘削にあたっては、DWの稼働範囲が限定的であり、水位低下していない区間が予想されたことから、切羽からの出水及び出水に起因する土砂流出や切羽崩落等を防ぐため、切羽前方の水位を確認しながらトンネル掘削を行った。

図-12に従い、砂礫層における地下水位が存在する箇

所は掘削せず、水抜きボーリングやウェルポイントにより水位を低下してから掘削する計画とした。

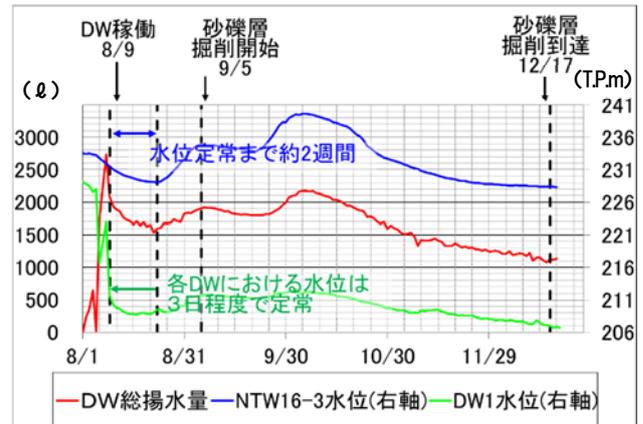


図-10 水位・水量観測結果

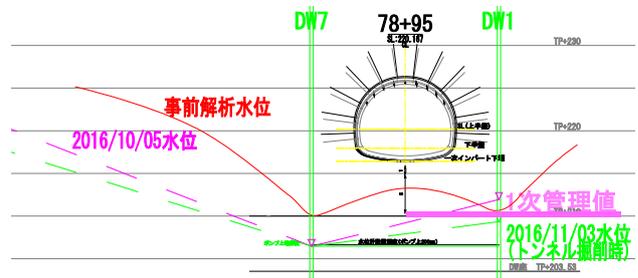


図-11 事前解析水位とDWでの実測水位断面図

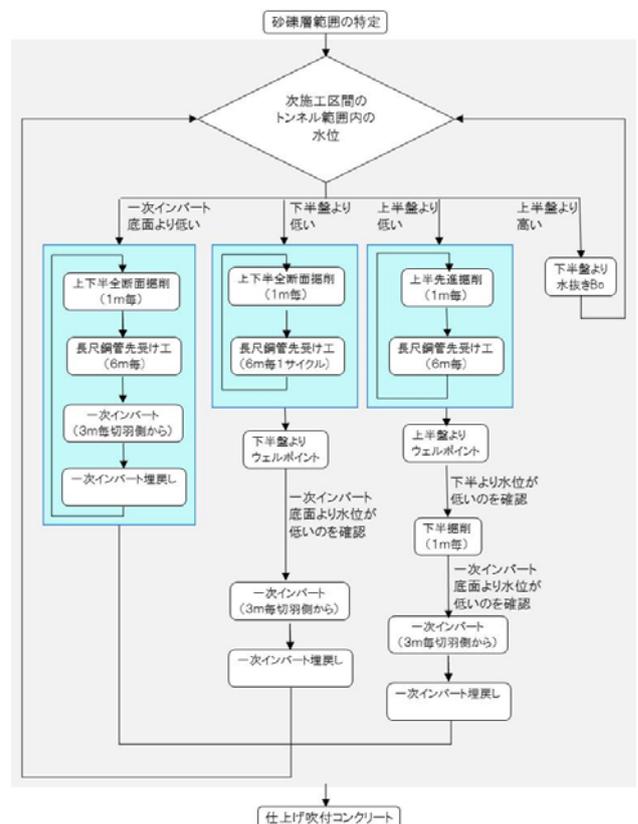


図-12 地下水位別の施工フロー

切羽前方の水位判定は図-13 に示すとおり、砂礫層区間をDWに囲まれた範囲とその他にエリア分けして判定した。

エリアA及びCにおいては100m程度のワイヤラインを含む探りボーリングと試掘により判定し、エリアBにおいてはDWにおける実測地下水位及び事前地下地下水位解析から判定した。エリアCにおける水位判定の例を図-14 に示す。実際の掘削時は、DW効果が及び掘削が湧水期となったことから特筆すべき湧水は確認されなかった。懸念であった高等水ゾーン（エリアB）においても、掘削開始直前には自然水位の低下とトンネル切羽が近づいたことにより本坑が排水坑となったことで、図-11 に示すとおりトンネル掘削時の地下水位は、1次管理値よりも低い位置であることが確認できた。

結果的に終点側の砂礫層が想定より広がったため、当初の地下水位解析では地下水位がトンネル掘削断面内まで上がってくる懸念があったが(図-15)、トンネル全線にわたって下半盤より水位が低く、一次インバート掘削時に300ℓ/min程度の湧水は確認されたが、切羽面からの湧水は滲む程度であった。

(3) トンネル掘削時の地質

図-15 に地質縦断面図及びトンネルセンターにおける砂礫層出現高さを示す。図上右の起点側からの掘削時に一度消失した砂礫層が約20m後に再出現したが、その他は最大2m程度の巨礫含む土石流性の砂礫層が切羽を占めた。砂礫層のローム部は粘性を有し、自立性は比較的高かった。DWにより水位を低下させていたため、切羽における湧水は減少しており、大規模な肌落ちは発生しなかった。ただし、施工盤において水を含むと泥濁化・流動化し、バックホウを含む施工重機のトラフィカビリティが確保できなかったことから、今回の砂礫層は地下水位以下のトンネル掘削でも施工盤からの湧水発生により、施工が困難な地山であることが確認された(写真-1)。実際の施工では、施工盤トラフィカビリティ確保のため、一次インバートの埋戻しやAGF施工のための上半盤への斜路を坑外から運び込む必要があり、砂礫層区間で合計約4,000m³程度の硬岩ずりが必要となった。

(4) トンネル計測結果

A計測及びB計測結果に関しては、砂礫層区間における実際の最大計測値が事前の3次元掘削解析値の結果と概ね一致した(表-4)。

吹付コンクリートのみ解析値の1.5倍を観測した箇所があったが、当現場では高強度吹付けコンクリート(36N/mm²)を使用していたため、設計強度までは余裕があり、クラックなどの変状は発生しなかった。

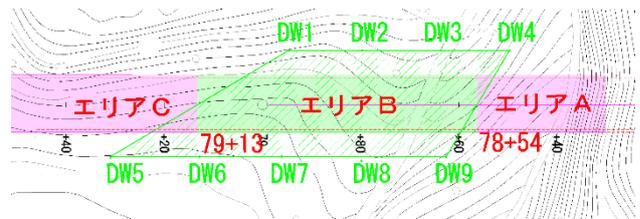


図-13 水位判定のエリア分け平面図

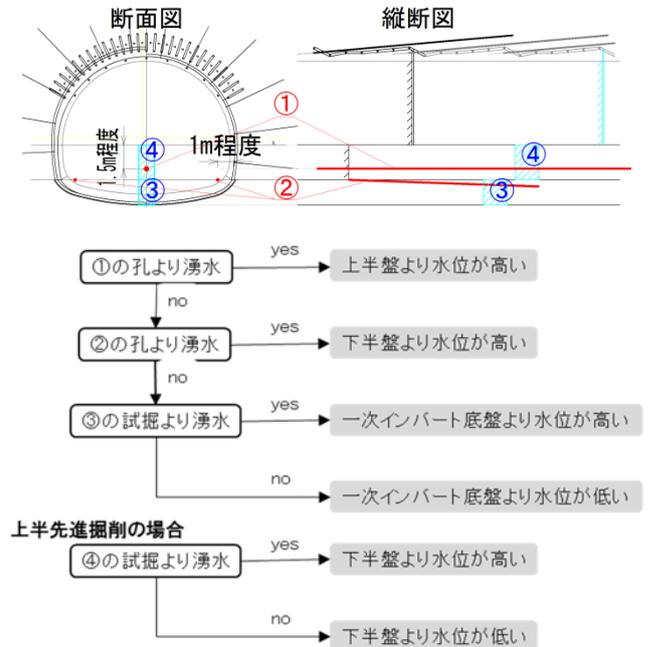


図-14 水位判定例(エリアC)

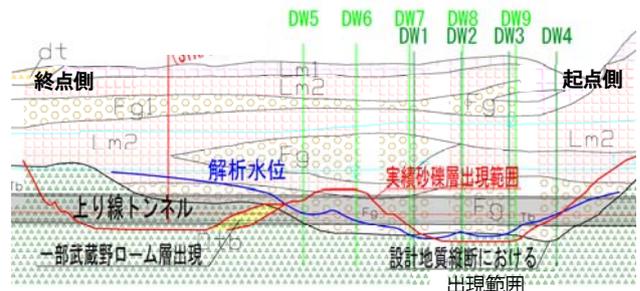


図-15 地質縦断面図および解析水位



写真-1 切羽地質・掘削状況

表-4 A計測及びB計測の最大計測値

A計測		
A計測	3次元解析値	最大計測値
天端沈下	13mm	6mm
内空変位	11mm	10mm
B計測		
B計測	3次元解析値	最大計測値
鋼アーチ支保工	218N/mm ²	165N/mm ²
吹付けコンクリート	7N/mm ²	12N/mm ²
ロックボルト	—	38N/mm ²

一次インバートにおける閉合は切羽から概ね10m程度にて行ったが、A計測の変位挙動は沈下・内空変位ともに閉合と同時に収束する傾向であった。

また、切羽前方の緩み領域及び緩みの程度をとらえるため、先行変位計測を実施した。計測は4回実施し、切羽天端付近にL=30mのAGF鋼管を打設して水平傾斜計を設置して計測した。計測の結果、前方の緩み領域は小さく、上半切羽がおよそ0.5D程度手前に近づいたときに変位が開始し、切羽通過から1D離れ以内でほぼ収束した(図-16)。

(5) 地下水位回復の影響と対策

トンネル支保構造は水圧を考慮して設計しておらず、構築された吹付けコンクリートなどの支保は数年にわたり高アルカリ性を呈する。将来的なDW停止後のトンネル支保への影響、近隣水位と水質に対する影響を確認するために、上り線貫通後の出水期にDWを停止した。この結果、2週間で約300mmの大量降雨後に、砂礫層区間を含む坑内500m区間において2.5t/minの坑内湧水がSLから下にかけて発生したが、トンネル掘削時に施工した水抜き孔が機能し、トンネル支保部材の応力上昇は発生せず、下流側井戸でアルカリ分は認められなかった。

上記により、支保背面の水位上昇の抑制によりトンネル支保の健全性が担保できることが確認されたため、永久的な排水設備として水抜きボーリング及びブストレーナ管による排水構造を構築した(図-17)。

(6) 下り線の対策と施工実績

上り線では、前項までの各種対策により問題なく無事掘削を終えることができたが、下り線は上り線よりも標高が約2.4m低い位置にて計画されており、上り線以上に高い水位の状態ですり層を掘削する必要があった。しかし、地表(ゴルフ場)の利用状況からこれ以上のDWを下り線側に施工することは難しかった。

下り線の対策として、既存のDWを稼働して上流側の地下水位を下げることで、上り線の掘削が完了し、前項に述べた水抜きボーリングによる坑内へのドレイン効果を期待した。また、上り線トンネル坑内から下り線側に向けてAGFスリット鋼管を使った延長31.22mの水抜き・探りボーリングを砂礫層区間で合計10箇所施工し、下り線側の地下水位の確認と下り線掘削時の切羽の水位低下対策を実施した(図-19、写真-3)。

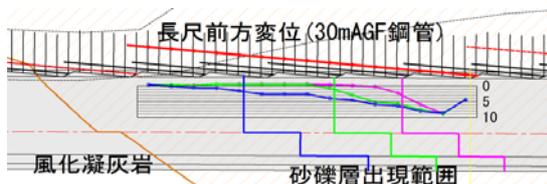


図-16 前方変位計測実績

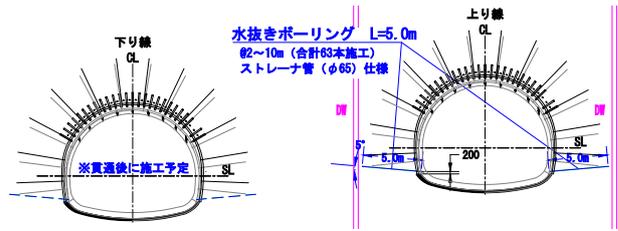


図-17 復水後の水抜き対策概要図



写真-2 地下水位回復後の坑内湧水状況・水抜き排水効果

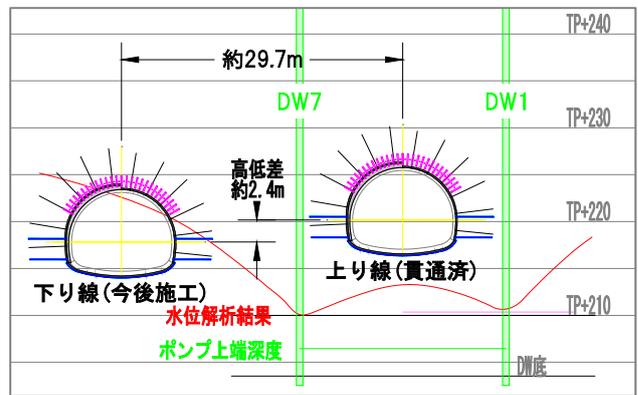


図-18 砂礫層DW・上下線位置関係断面図

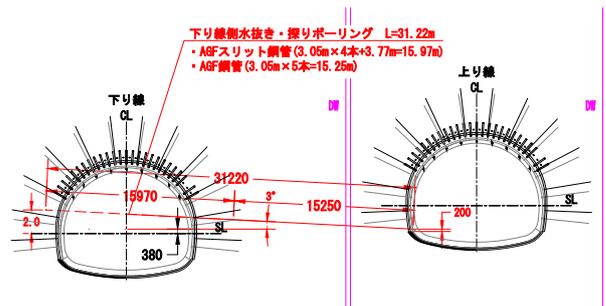


図-19 下り線側水抜き・探りボーリング概要図



写真-3 水抜き・探りボーリング状況

さらに、事前に下り線の砂礫層パターン開始位置を予測するため、上り線の切羽地質実績から下り線の砂礫層と岩盤の境界面を把握し、事前に切羽から前方探りボーリングを行った。その結果、ほぼ想定通りの位置で砂礫層を確認でき(写真-4)、支保パターン選定も遅れなく対応することができた。支保パターンは上り線と同様とした。下り線の実績として、切羽路盤から3000/min程度の湧水が確認されたが、水位は下半盤以下で切羽の自立性は高く、変位と支保の応力も管理値内で収束し、問題なく掘削が完了し貫通することができた。



写真-4 砂礫層切羽状況

6. まとめ

羽根トンネルでは、未固結高水位地山を掘削するにあたり、山岳トンネルでは稀であるディープウェル工法を選定し、工程を遅延させることなく掘削を完了させたことで発注者から高評価をいただいた。

概ね計画通りの効果を実現できていることから、今回の調査・設計・施工・運用の各段階における技術的な取組みが、今後同様の問題を抱える現場において活用されるものと期待される。



写真-5 砂礫層区間でのトンネル貫通

参考文献

- 1) 野中隼人：トンネル工学報告集，山岳トンネルの砂礫層高透水区間における群井による地下水低下工法の適用，2017.
- 2) 篠原大介：土木学会年次学術講演会，未固結地山におけるトンネル掘削実績，2018.
- 3) 赤塚薫：土木学会年次学術講演会，神奈川県秦野地域の地下水盆への影響に配慮した新東名トンネル工事の一考察，2018.
- 4) ジェオフロンテ研究会：注入式長尺先受工法（AGF工法）技術資料.

(2018.8.10 受付)

THE TUNNEL EXCAVATION RECORD IN UNCONSOLIDATED GROUND OF HIGH WATER LEVEL

Atsushi HIKAWA, Toshihide SHUNO, Toshihito SHIMIZU, Hideaki TAKI,
Daisuke SHINOHARA, Hiroaki MATSUZAKI, Shoji SENO and Keita YAMABE

Hadano city, Kanagawa to which HANE tunnel belongs is famous for its abundant water land. In the middle of tunnel, the natural water level was 20 meters above the tunnel top, and the unconsolidated high permeability gravel layer was appeared. A commercial facility uses groundwater for living water in the downstream area. As the measures of groundwater and tunnel stabilization, we applied the groundwater lowering method by deep wells from the ground surface and selected the tunnel supports that considered the influence of the groundwater. As the result, we could excavate the tunnel safety and efficiency. In this paper, we report technical efforts of survey, design, construction and operation.