

山岳トンネルの砂礫層高透水区間における 群井による地下水位低下工法の適用

野中 隼人¹・瀬尾 昭治²・中畠 誠門³・川端 淳一⁴・秀野 俊英⁵・
志水 俊仁⁶・滝 英明⁷・森北 一光⁸・赤塚 薫⁹

¹正会員 鹿島建設(株) 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail: nonakaha@kajima.com

²正会員 鹿島建設(株) 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail: seno@kajima.com

³正会員 鹿島建設(株) 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail: nakajmak@kajima.com

⁴正会員 鹿島建設(株) 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail: kawabata-j@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: shuno@kajima.com

⁶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

⁷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

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.morikita.aa@c-nexco.co.jp

⁹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.akatsuka.aa@c-nexco.co.jp

地下水位が高く自立性の低い砂礫層の分布する山岳トンネルに対して、ディープウェルによる地下水位低下工法を適用した。ディープウェルの仕様および配置は、地質・水理情報や施工上の制約等を考慮して、群井戸理論式を用いて検討し決定した。また、計測データのリアルタイム監視システムを導入して状況に応じた管理をすることで、トンネル切羽の地質や気象条件などの変動リスクに対応した。その結果、地下水位をトンネル底盤以下で制御し、掘削面からの湧水がほとんど無い状態で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 : mountain tunnel, gravel layer, grand water reduction, deep well, high permeability

1. はじめに

地下水の豊富な山岳トンネルの掘削では、切羽の安定性の低下や支保工の品質低下、路盤の泥濘化による作業効率の低下などが問題となる。特に、多量湧水や切羽崩壊が発生した場合には、現場作業員の安全性が損なわれるほか、工期の大幅な遅延や工事費の増大といった経済性のリスクも高まる。このような現場においては、施工前・施工段階での地下水の適切な管理が重要となる。

現在、新東名高速道路の一部区間として建設中である

羽根トンネル（上り線）（仮称）の中間部には、自立性の低い砂礫層が分布しており、地下水位もトンネル天端よりも高い位置に存在することがわかっていた。そのため、この砂礫層区間について事前に掘削領域の地下水対策を実施し、切羽の安定性を確保することが求められた。そこで、複数の対策工の中からディープウェルを用いた地下水位低下工法を選定し、追加対策を行った。本稿では、地下水対策工法の選定とディープウェルの設計検討、およびディープウェルの運用方法と適用効果について報告する。

2. 地質概要

羽根トンネル（仮称）（上り線、L=2,901m）は、現在建設中である新東名高速道路の、伊勢原北IC（仮称）～秦野IC（仮称）間に位置する山岳トンネルであり、丹沢山地の山麓を通過する。現場下流域に位置する秦野市は秦野盆地に位置し、丹沢山地の河川上流部から浸透した地下水により地下水盆が形成されている。また、市街地内には井戸が広く分布しており、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。

当該トンネルの掘削箇所一帯は丹沢層群が分布しており、強風化した凝灰角礫岩主体である。図-1および図-2に示す砂礫層区間（土被り約50m程度）の地質は、事前の地質調査から固結度の低い砂礫層やローム層が互層となって複雑に分布していることが確認された。また、先進ボーリングの岩石調査結果から、砂礫層は浸水により軟弱化しやすい地質性状であり、膨潤性を持つ粘土鉱物が含まれていることがわかっていった。砂礫層区間では、過去に周辺井戸において揚水試験が行われており、透水係数は $1.7 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 程度と比較的高いことが報告されていた。また、周辺の地下水位観測から、当該区間の地下水位はトンネル天端より約20m高い位置に存在すること

が想定されていた。

図-3に示す通り、地上部はゴルフ場の敷地内で管理用道路から沢に掛けては急峻な崖となっていることから、地表からの対策工に使用可能な領域には制約があった。

以上のことから、トンネル掘削箇所には地質リスクが想定される一方で、対策工の施工上の制約や周辺環境への影響も懸念された。そのため、周辺環境への影響を最小限に抑えつつ、安全かつ効率的にトンネルを掘削するための対策を検討することが求められた。

3. 地下水対策工法の選定

切羽安定性対策および地下水対策としては、排水による対策と止水による対策がある。当初の計画では、比較的施工が容易なトンネル坑内からの水抜きボーリングによる地下水位低下対策を検討していた。本対策の適用性を確認するためにボーリング調査（H27-No.1孔）を実施し、トンネルが通過する砂礫層（Fg2層）のうち3深度で粒度試験を行った。粒径加積曲線を図-4に、粒度試験結果を表-1に示す。均等係数 U_c は62.7～427であり、いずれも粒度分布が良い。一方で、試料の採取深度によって粒

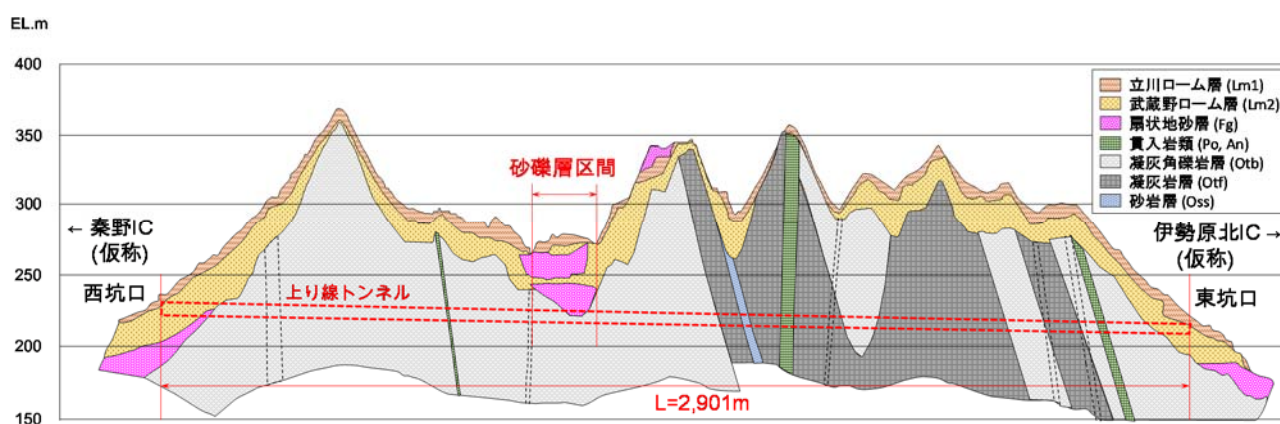


図-1 地質概要図

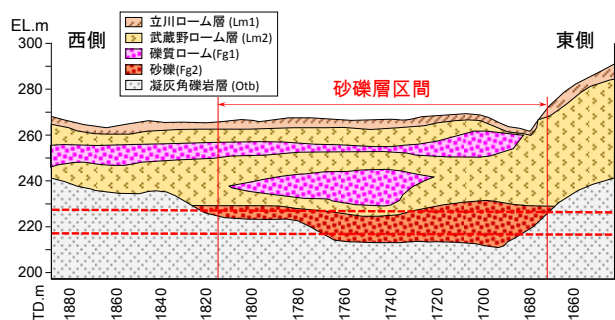


図-2 地質概要図（砂礫層区間拡大）

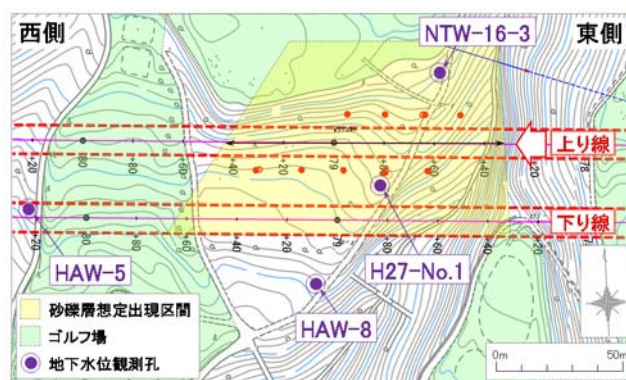


図-3 砂礫層区間平面図

径加積曲線の形状が異なっており、砂礫層の粒度は不均質であることから透水性も不均質であることが示唆された。そこで、粒度試験結果を用いてCreagerらが示した粒径 (D_{20} : 20%通過粒径) と透水係数の関係¹⁾を用いて透水係数を推定した(表-1参照)。その結果、透水係数は全試料の対数平均値で $5.4 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ であった。しかし、試料にばらつきが大きく、 $6.3 \times 10^{-5} \sim 1.4 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ と広い範囲の値を示した。以上のことから、当該区間の地質は不均質性が高く、地盤の透水性のばらつきによっては、水抜きボーリングのみでは十分な排水能力を確保できないことが懸念された。

そこで、複数の止水工法と排水工法について、施工可否、対策効果、工期、工費および環境影響の観点から比較検討を行った(表-2参照)。止水工法である凍結工法や遮水壁工法は、地表部の土地利用の制約上施工が困難であると判断された。また、薬液注入については対策効果が見込まれたものの、掘削停止期間が長期になること、工費が増大すること、下流側への環境負荷が懸念されることから候補から外された。排水工法として、水抜き坑(先進導坑)、ウェルポイント、ディープウェルについて検討を行った。これらの工法は各観点を概ね満足しているが、水抜き坑は切羽の自立性に懸念があること、ウェルポイントは地下水位低下量に限度があることなどが考慮され、ディープウェルを用いた地下水位低下工法を対策工として選定した。ディープウェルは透水係数が 10^{-3} cm/s 程度の地山で適用性が高く、今回対象の深度50mの土被り区間においても適用が可能である。また、揚水量を任意に調節できるため地下水位の管理が容易であるという利点がある。

4. ディープウェルの設計

(1) 井戸構造の規格設定

本検討では、施工上の制約により設置可能なディープウェルの井戸径に上限があった。そのため、井戸構造を予め設定した上で、本数と配置を調整することにより、必要な地下水位低下量を確保できる仕様を検討した。ディープウェルの設計フローを図-5に示す。

今回採用したディープウェルの構造を図-6に示す。ディープウェルの削孔径は $\phi 600 \text{ mm}$ 、井戸径は地上の施工ヤードに設置可能な揚重機の能力と井戸管の荷重から $\phi 400 \text{ mm}$ とした。また、掘削深度は地質データをもとに対象となる砂礫層の深度から約65mとし、その揚程に応じたポンプの最大揚水能力を 500 L/min に設定した。

フィルター材料は、材料の粒度と井戸設置位置周辺の地盤の粒度との関係から検討を行い選定した。設定の際の指標として、以下に示す3つの条件がある²⁾。原地盤の

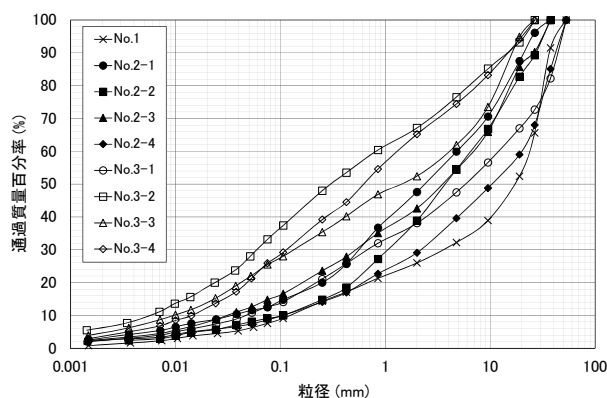


図-4 粒径加積曲線

表-1 粒度試験結果

試料 No.	採取深度 GL(m)	D ₂₀ (mm)	細粒分 含有率(%)	均等係数 U _c	透水係数 k (cm/s)
No.1	40.50~ 41.00	0.686	7.6	190	1.4×10 ⁻¹
No.2-1	44.51~ 46.89	0.250	12.5	139	1.4×10 ⁻²
No.2-2		0.490	9.1	62.7	6.6×10 ⁻²
No.2-3		0.166	14.8	233	5.5×10 ⁻³
No.2-4		0.617	8.7	188	1.1×10 ⁻¹
No.3-1	49.11~ 50.61	0.222	12.6	260	1.1×10 ⁻²
No.3-2		0.024	33.2	139	6.3×10 ⁻⁵
No.3-3		0.042	25.5	427	2.3×10 ⁻⁴
No.3-4		0.048	25.9	88.7	3.2×10 ⁻⁴
対数平均					5.4×10 ⁻³

表-2 地下水対策工法の比較

工法	施工可否	対策効果	工期	工費	環境影響	総合評価	判定理由
止水工法	薬液注入	○	○	×	×	×	掘削停止期間が長期、高コスト 下流側への環境負荷が懸念
	凍結	×	—	—	—	—	施工ヤードの制約あり 流速が早い場合適用不可
	遮水壁	×	—	—	—	—	施工ヤードの制約あり
排水工法	水抜き坑(先進導坑)	△	○	△	△	△	固結度の低い弱層が存在するため切羽の自立性に懸念
	ウェルポイント	△	△	○	○	○	水位低下量は約6mが限度 必要に応じて補助的に実施
	ディープウェル	○	○	○	○	◎	$k=10^{-3} \text{ cm/s}$ 程度で適用性大 状況に応じて調整が容易

凡例：◎最適、○適、△場合により適、×不適

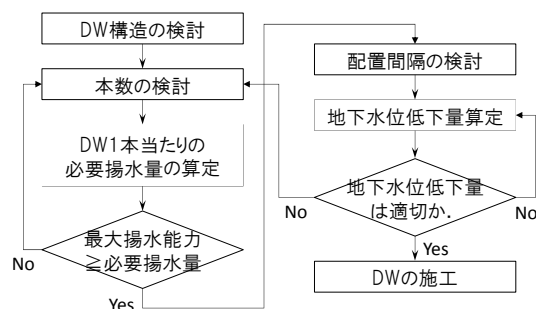


図-5 ディープウェル設計フロー

流入によるフィルター材料の閉塞を生じない条件として、

$$C_1 = \frac{D_{15}(F)}{D_{85}(G)} < 4 \quad (1)$$

十分な透水性が確保されるための条件として、

$$C_2 = \frac{D_{15}(F)}{D_{15}(G)} > 4 \quad (2)$$

フィルター材料がスクリーンを通過しない条件として、

$$C_3 = \frac{D_{85}(F)}{S} > 2 \quad (3)$$

ここに、 $D_{15}(F)$ 、 $D_{85}(F)$ はフィルター材料の15%、85%通過粒径を、 $D_{15}(G)$ 、 $D_{85}(G)$ は地盤の15%、85%通過粒径を、 S はスロット径をそれぞれ示す。なお、検討にはH27-No.1の粒度試験結果を用いた。表-3に示す通り、両方の粒径ですべての選定条件を満たしていた。そのため、本検討では透水性確保を重視し、4~6mmの珪砂をフィルター材料として採用した。

(2) 井戸本数および配置の設定

ディープウェルの本数および配置は、掘削部の地下水位をトンネル底盤以下まで低下させることを目標に検討を行った。

必要本数は、ディープウェルからの総揚水量と1本あたりの最大揚水能力から算定した。この際、総揚水量はトンネルインバートへの砂礫層出現区間を大きな単一井戸とみなして計算を行った。また、地下水位低下の対象とする砂礫層は被圧帯水層であるが、地下水位低下時には地下水面が出現し不圧帯水層となることが確認されていたことから、式(4)に示す不圧帯水層の井戸理論式³⁾を用いて算定した。

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h^2)}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} \quad (4)$$

ここに、 Q はディープウェルからの総揚水量、 R は影響半径、 r_0 は仮想井戸半径、 H は影響半径の位置における地下水位の高さ、 h は仮想井戸半径の位置における地下水位の高さをそれぞれ示す。影響半径は以下に示すSeichardtの式を用いて算定した。

$$R = 3000s\sqrt{k} \quad (5)$$

ここに、 s は地下水位低下量を示す。また、仮想井戸半径は地下水位低下領域を22m×60mの長方形と仮定し、その辺長もしくは面積が等価となるような円の半径を算出し、その最大値を用いた。

透水係数は、既往の単孔式揚水試験結果に基づき、標準ケースとして $2.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ と設定した。また、砂礫層の深度分布・透水性等の地質情報や地下水位の変動リスク

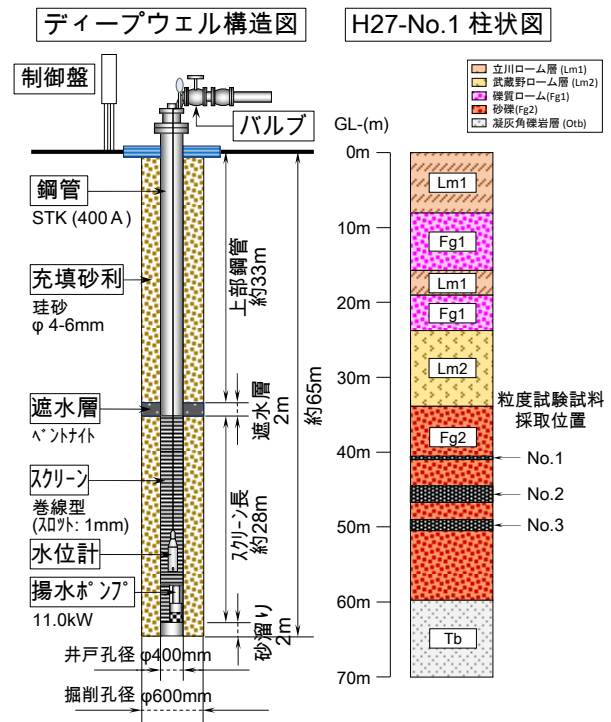


図-6 ディープウェル構造および柱状図(H27-No.1 孔)

表-3 フィルター材料の検討結果

珪砂粒径 (mm)	$D_{15}(F)$ (mm)	$D_{85}(F)$ (mm)	$D_{15}(G)$ (mm)	$D_{85}(G)$ (mm)	S (mm)	C_1	C_2	C_3
2-4	2.1	4.0	0.081	19.5	1	0.108	25.8	4.0
4-6	3.1	8.0				0.159	38.1	8.0

$D_{15}(G)$ 、 $D_{85}(G)$ はNo.1~No.3の平均値を使用

表-4 揚水量の算定に用いる物性値

項目	物性値	備考
仮想井戸半径 $r_0(\text{m})$	26.1	$r_0 = \sqrt{\frac{a \times b}{\pi}}$, $r_0 = \frac{a+b}{\pi}$ のうち最大値を使用 (a, bは地下水位低下領域の辺長)
影響圏位置での 地下水位 $H(\text{m})$	36.0	周辺のボーリング柱状図、地下水位観測データに基づき設定
仮想井戸位置での 地下水位 $h(\text{m})$	9.0	周辺のボーリング柱状図、地下水位観測データに基づき設定
地下水位低下量 $s(\text{m})$	27.0	$s = H - h$ により算定

表-5 井戸理論式による揚水量の算定結果

ケース名	DW 本数 (本)	透水係数 $k(\text{cm/s})$	影響半径 $R(\text{m})$	総揚水量 $Q(\text{m}^3/\text{min})$	揚水量 $q(\text{L}/\text{min}/\text{本})$
Case1-1	7	2×10^{-3}	362.2	1.74	249
Case1-2	7	6×10^{-3}	627.4	4.32	617
Case2-1	9	2×10^{-3}	362.2	1.74	193
Case2-2	9	6×10^{-3}	627.4	4.32	480
Case3-1	11	2×10^{-3}	362.2	1.74	158
Case3-1	11	6×10^{-3}	627.4	4.32	393

を加味し、リスクケースの透水係数を $6.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ として検討した。表-4に揚水量の算定に用いた物性値を、表-5にディープウェルの本数を7, 9, 11本とした場合の算定結果を示す。

井戸配置については、式(6)に示す不圧帯水層の群井井戸理論式³⁾を用いて算定した地下水位の低下量をもとに検討した。

$$(H - h) = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left\{ \ln R - \frac{1}{n} \ln(x_1 \cdot x_2 \cdots x_n) \right\}} \quad (6)$$

ここに、 n はディープウェルの本数、 x_n は任意の地点から各井戸までの距離である。図-7に予測解析例を示す。立地上の制約を踏まえながら、より広範囲でトンネル底盤以下の地下水位低下が達成できるような設置条件を検討し、最終的に9本の井戸を15～17m間隔で配置することとした。

5. 井戸性能および地盤の透水性の把握

(1) 揚水試験概要

ディープウェルの井戸性能とトンネル高湧水区間（透水ゾーン）の水理定数を把握し、追加対策の必要性を早期に判断する目的で、揚水試験を実施した。揚水試験の作業フローを図-8に示す。まず、ディープウェルの概略揚水能力を把握するために予備揚水試験を実施した。次に、連続揚水試験の揚水量を設定するために段階揚水試験を実施した。最後に、水理定数を推定するために連続揚水試験を実施した。

(2) 予備揚水試験

各ディープウェルの揚水性能と地盤の概略の透水性を把握するために予備揚水試験を行った。試験は9本すべてのディープウェルを対象とし、揚水量を100L/minずつ段階的に変化させ、孔内地下水位の低下量を確認した。揚水量の引き上げは、30分を目安として概ね定常状態（孔内水位がほぼ一定になった状態）に至ったことを確認した段階で実施し、井戸の揚水性能に到達するまで継続した。この結果、図-9に示すように全9本のうち東側の6本（DW2～DW4, DW7～DW9）では、揚水量に対する地下水位低下量が大きく、ポンプの最大揚水能力に到達する前に、地下水位が定常状態に達しない状態が確認された。一方で、西側の3本（DW1, DW5, DW6）では、最大揚水能力で揚水した場合でも地下水位低下量は小さく、短時間で定常状態に達する結果となった。このことから、透水ゾーンの西側には、想定よりも透水性が高い地質（高透水ゾーン）が分布している可能性が示唆された。

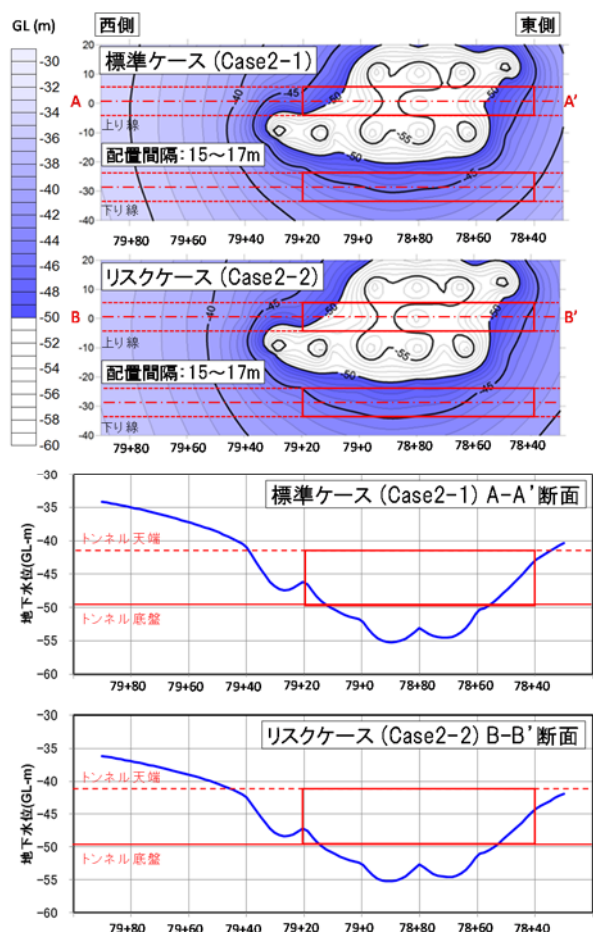


図-7 地下水位低下量の予測解析例

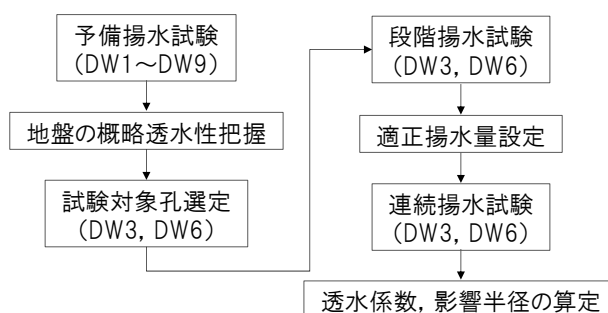


図-8 揚水試験フロー図

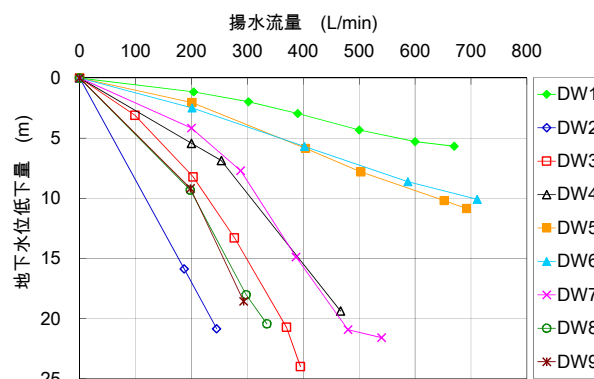


図-9 予備揚水試験結果

(3) 段階揚水試験

連続揚水試験において地盤の透水性に応じた適正揚水量を設定するために、段階揚水試験により限界揚水量の把握を行った。試験は、透水ゾーンの代表としてDW3、高透水ゾーンの代表としてDW6を選定し、それぞれの初期揚水量を100L/min、300L/minとして実施した。また、揚水量は30分ごとに50L/minずつ増加させ、井戸の揚水性能に到達するまで継続した。試験結果を図-10に示す。DW3では低揚水量時と高揚水量時で地下水位変化の傾きが異なる結果となり、限界揚水量は287L/minと算出された。一方で、DW6については井戸の揚水能力の範囲の中で地下水位低下の傾きに変化が見られず、限界揚水量を算定できなかった。以上の結果を踏まえ、適正揚水量をDW3では限界揚水量の80%とし、DW6では最大揚水量の90%と設定した（表-6参照）。

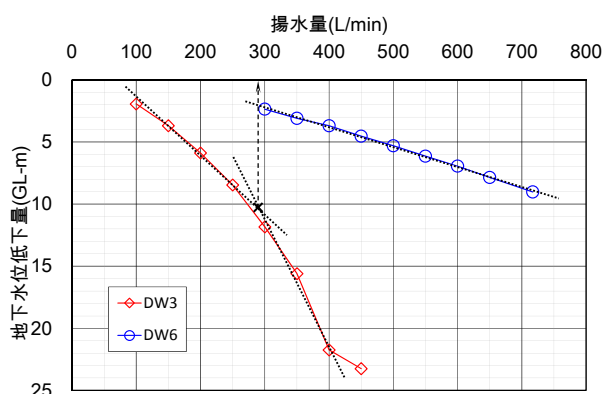


図-10 段階揚水試験結果

表-6 適正揚水量算定結果

	DW3	DW6
限界揚水量 (L/min)	287	算定不可 (最大揚水量：717)
適正揚水量 (L/min)	230	650
適正揚水量 設定方法	限界揚水量の80%	最大揚水量の90%

(4) 連続揚水試験

透水係数等の水理定数を取得する目的で、連続揚水試験を実施した。試験は段階揚水試験により設定した適正揚水量で揚水を行い、定常状態に達するまで継続した。また、試験状況から対象とする帯水層は自由水面を持ち不圧帯水層であることが確認されたため、水理定数は不圧帯水層を対象とする方法を採用し、定常流解析としてティーム法、非定常流解析としてノイマン法^{4,5)}を用いた（表-7参照）。透水係数の代表値は、ノイマンの方法により各観測孔から算定された水平方向の透水係数の対数平均値を代表値とした。DW3における透水係数は 5.3×10^{-3} cm/s程度であり、計画段階で想定していたリスクケースと近い値となった。一方で、高透水ゾーンにおける透水係数は 8.5×10^{-3} cm/s程度であり、リスクケースを上回る値を示した。以上より、高透水ゾーンではディープウェルにより地下水位をトンネル底盤以下で制御できないことが懸念された。そのため、探りボーリングで切羽前方の地質や地下水位等を確認しつつ、安全を確保したうえで、トンネル掘削に着手する手順とした。最終的なディープウェルの配置と透水係数の関係を図-11に示す。

表-7 水理定数算定結果

	DW3	DW6	摘要
透水係数 k (cm/s)	5.30×10^{-3} 1.82×10^{-3}	8.57×10^{-3} 3.76×10^{-3}	ノイマン式 ティーム式 (参考値)
影響半径 R (m)	360	200	

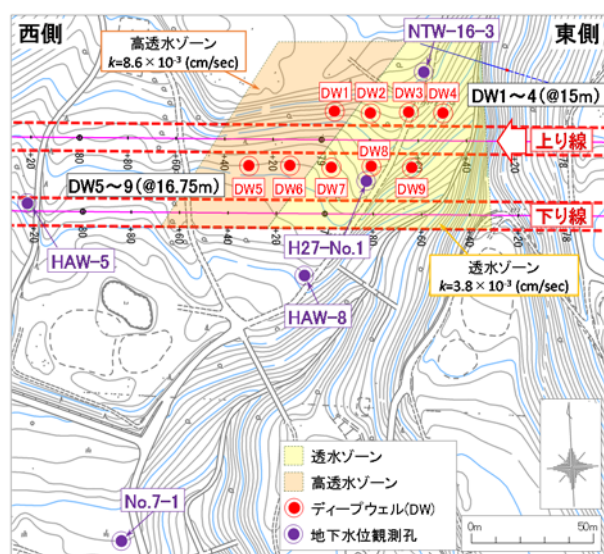


図-11 ディープウェル配置図

6. ディープウェル運用方法と効果の確認

(1) 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ためには、砂礫層区間およ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、現場に直接出向くことなく遠隔でも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携帯電話回線を使用し無線で監視サーバーに送信し、インターネットを介してリアルタイムで遠隔の

ユーザーに配信することができる。また、計測データに対して管理値を設定しておくことで、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（図-12 参照）。

運用時は、ディープウェルからの揚水量や孔内地下水位の他、降水量や下流域に設置された観測孔の地下水位や pH 等を遠隔自動監視システムによりモニタリングした。観測データをリアルタイムに把握することで、その時の状況に応じて揚水量の調節など必要な対応を迅速に行った。

(2) 運用開始後の地下水位低下量の評価

運用時は地下水位に管理基準値を設定し、基準値を超えないように揚水量を管理した。稼働時における降水量、地下水位、揚水量の経時変化グラフを図-13 に示す。全 9 本のディープウェルを稼働させた結果、ディープウェルの孔内地下水位はいずれも数日程度でトンネル底盤以下まで低下した。揚水開始から約半月後に 172mm/day の降雨があり、上流側に位置する観測孔 (NTW-16-3) の地下水位は約 10m 上昇したが、各孔の揚水量を地下水位の上昇に応じて調節することで、掘削部の地下水位を管理基準値以下の状態で制御した。

下流域に位置する井戸では利水していることから、ディープウェルからの揚水の影響により地下水位が低下することが懸念されていた。また、揚水試験の結果から影響範囲が数 100m に及ぶことが示唆されていたため、影響の有無を把握するために地下水位の観測を行った。その結果、ディープウェル設置位置から約 150m 下流側に位置する観測孔 (No.7-1 孔) の地下水位は、稼働開始時からの地下水位低下量は最大 2m 程度であり、利水に影響する程度ではなかった。

揚水開始から約 1 ヶ月の地下水位低下期間を経て、地

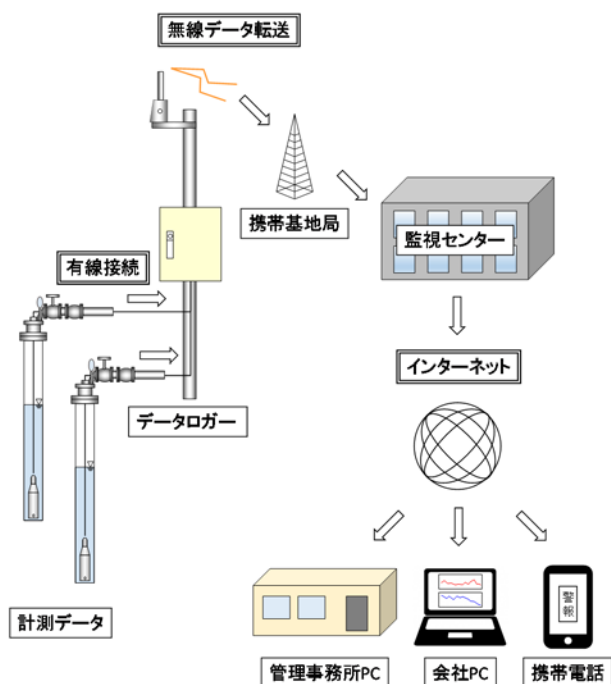


図-12 モニタリングシステム概念図

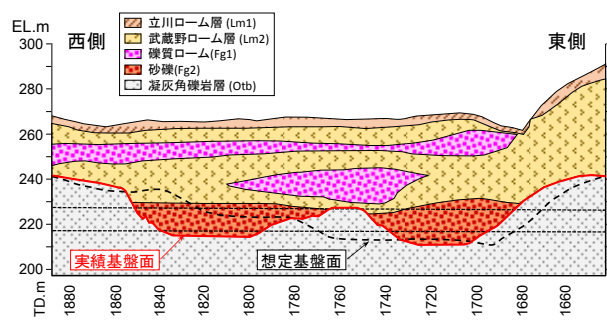


図-14 実績地質縦断面図

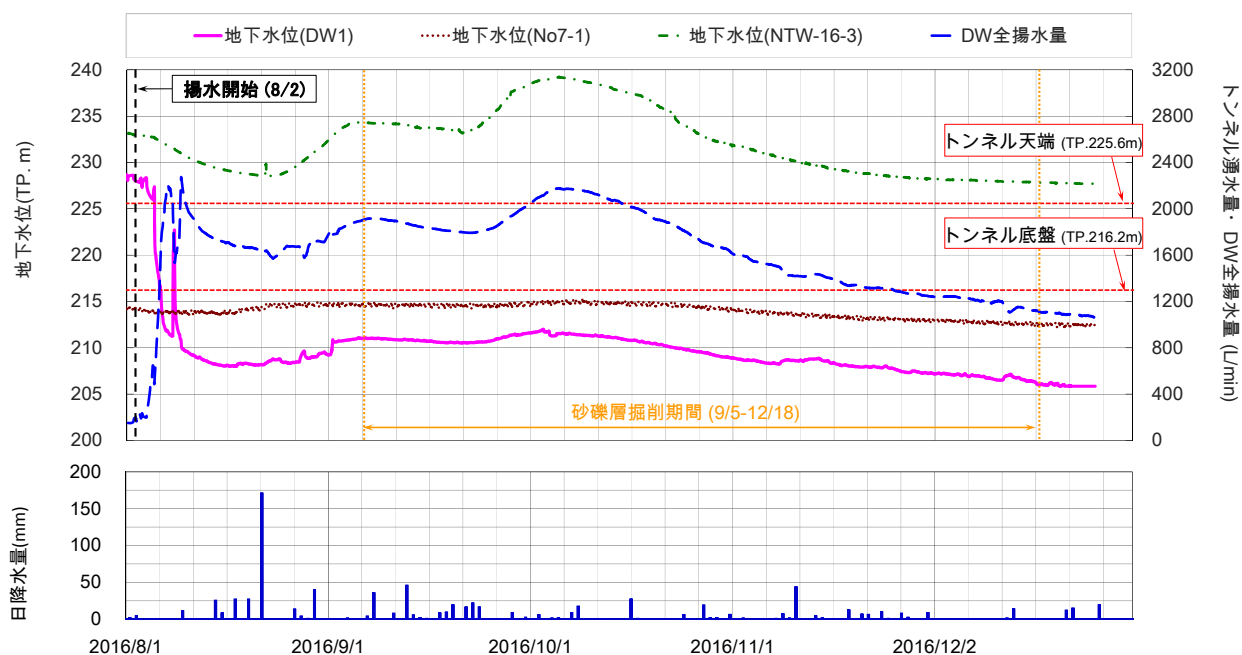


図-13 水理観測項目経時変化図

下水位がトンネル底盤以下まで低下し、揚水量や地下水位が概ね定常に達したことを確認したうえで、高湧水区間の掘削を開始した。高透水ゾーンの砂礫層は当初の想定していた領域よりも西側に広範囲に広がっていたため（図-14 参照）、トンネル坑内に湧水が流入することが懸念されたが、最終的に、掘削面からの湧水がほとんど無い状態で、安全に当該区間の掘削を完了した。

7. まとめ

地下水位が高く自立性の低い砂礫層が分布する土被り50m程度の山岳トンネルに対し、ディープウェルによる地下水対策を実施した。施工上の制約や地質・水理条件に基づいて対策工法およびディープウェルの仕様を選定し、計測データに基づき状況に応じた適切な管理をすることで、地盤の透水性のばらつきや、掘削期間中の大雨による地下水位上昇等の変動リスクに対応することができた。また、揚水に伴う周辺地下水位への影響も最小

限に抑えることができ、安全かつ合理的にトンネルを掘削することができた。

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り組みが、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。

参考文献

- 1) Creager, W. P., Justin, J. D., and Hinds, J.: Engineering for Dams, Vol. III, Earth, Rock-fill, Steel and Timber dams, John Wiley & Sons, Inc., N.Y., pp.645-649, 1945.
- 2) 河野伊一郎：地下水工学，鹿島出版会，pp.160-161, 1989.
- 3) 地盤工学会：根切り工事と地下水 ―調査・設計から施工まで―，pp.181-191, 1991
- 4) 藤縄克之：環境地下水学，共立出版，pp.127-132, 1996.
- 5) Neuman, S. P.: Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response, *Water Resources Research.*, Vol.11, No.2, 1975.

(2017.8.11 受付)

APPLICATION OF GRAUND WATER LOWERING METHOD WITH MULTIPLE WELLS IN HIGH PERMIABILITY GRAVEL LAYER OF MOUNTAIN TUNNEL

Hayato NONAKA, Shoji SENO, Makoto NAKAJIMA, Junichi KAWABATA,
Toshihide SHUNO, Toshihito SHIMIZU, Hideaki TAKI, Kazumitu MORIKITA and
Kaoru AKATSUKA

We applied the groundwater lowering method by deep wells to the mountain tunnel where the groundwater level was high and the unstable gravel layer was distributed. Specification and arrangement of deep wells were determined based on the theory of well test analysis considering hydrogeological information and construction limits. Also, we handled to fluctuation risks such as geology and weather conditions by using real-time monitoring system. As the result, we could control groundwater level below the tunnel bottom and excavate the tunnel safely and effiientry with almost no water inflow from excavated surface. In this paper, we report technical efforts of survey, design, construction and operation.