

高水位地下水を有する 地すべり陥没帯におけるトンネル掘削

山崎 貴之¹・加藤 建二²・浦川 博臣³・後藤 隆之⁴・黒川 尚義⁵

¹正会員 鉄道・運輸機構 北海道新幹線建設局北斗鉄道建設所（〒041-1251 北斗市本郷344-2）
E-mail: tak.yamazaki@jrth.go.jp

²非会員 鉄道・運輸機構 北海道新幹線建設局（〒060-0002 札幌市中央区北2西1）
E-mail: k.kato@jrth.go.jp

³非会員 鉄道・運輸機構 青森新幹線建設局（〒030-0801 青森市新町2-2-4）
E-mail: hir.urakawa@jrth.go.jp

⁴正会員 大林・宮坂・松本 新茂辺地トンネル西JV（〒049-0281 北斗市茂辺地873-1）
E-mail: goto.takashi@obayashi.co.jp

⁵正会員 大林・宮坂・松本 新茂辺地トンネル西JV（〒049-0281 北斗市茂辺地873-1）
E-mail: kurokawa.naoyoshi@obayashi.co.jp

北海道新幹線、新茂辺地トンネル（L=3 345m）西工区（L=650m）は大規模な旧地すべり土塊内に位置し、その地すべりにより形成された陥没帯の直下を通過する。陥没帯は主に風化砂岩で構成され、著しく破碎され、亀裂も多く、地下水位も高い。また旧地すべり面がトンネル本体と交差しており、掘削中の切羽崩壊や土砂流出、突発湧水が懸念された。この区間を安全に掘削するための課題は、陥没帯に帯水する地下水位低下であった。本報文では地下水位低下を図るために実施した追加地質調査と水抜きボーリング、地下水位観測工およびトンネル掘削に関して報告する。

Key Words : large-scale sliding soil mass, depression zone, high water level, drainage boring

1. はじめに

北海道新幹線、新茂辺地トンネルは、北海道松前半島北東部、函館市から函館湾を挟んだ西方約10kmにある北斗市茂辺地地区から柳沢地区に位置する全長3 345m（新青森起点130km115m～133km460m）のトンネルであり、そのうち西工区は、起点側よりL=650m（新青森起点130km115m～130km765m）を掘削するものである。図-1に施工位置図を示す。

施工位置は大規模地すべり地形を呈しており、坑口付近はその先端部にあたり、周辺も中、小規模な地すべりや崩落の跡が多い。その大規模地すべり体は現在では活動を停止しているとされている。本トンネルはその地すべり体を貫くように掘進し、地すべりに伴って形成された陥没帯とされる区間の直下を通過する。陥没帯は地すべりの影響によって著しく風化、劣化、破碎の進んだ砂岩・泥岩を主体に形成されており、そこが帯水層となっているため、地下水位が高い状態にあった。本トンネル

を掘削するにあたっては、その陥没帯の地下水位を低下させることが求められた。

本工事では、事前に追加地質調査を実施し、陥没帯の

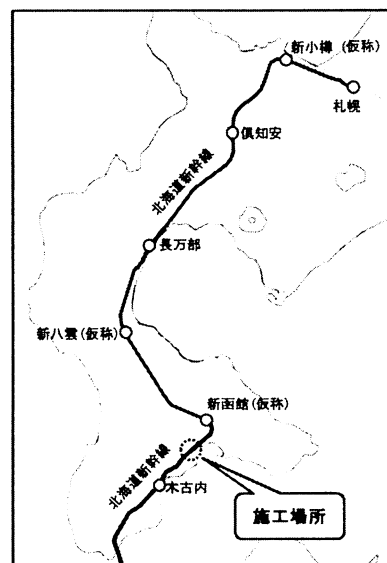
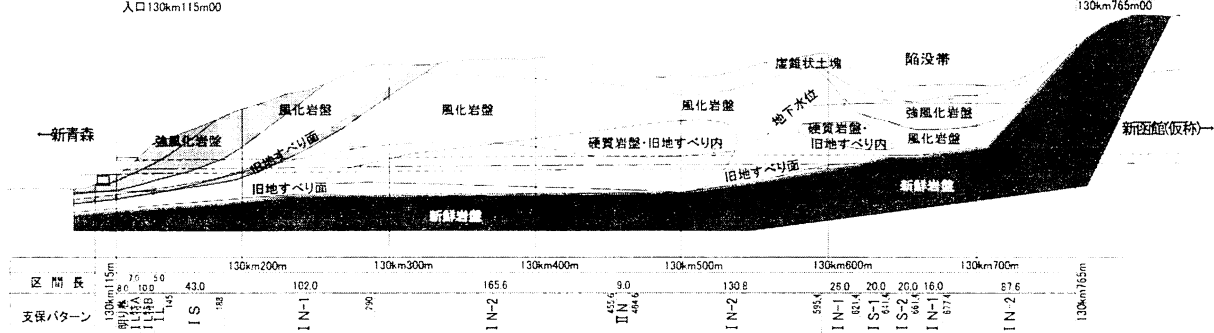
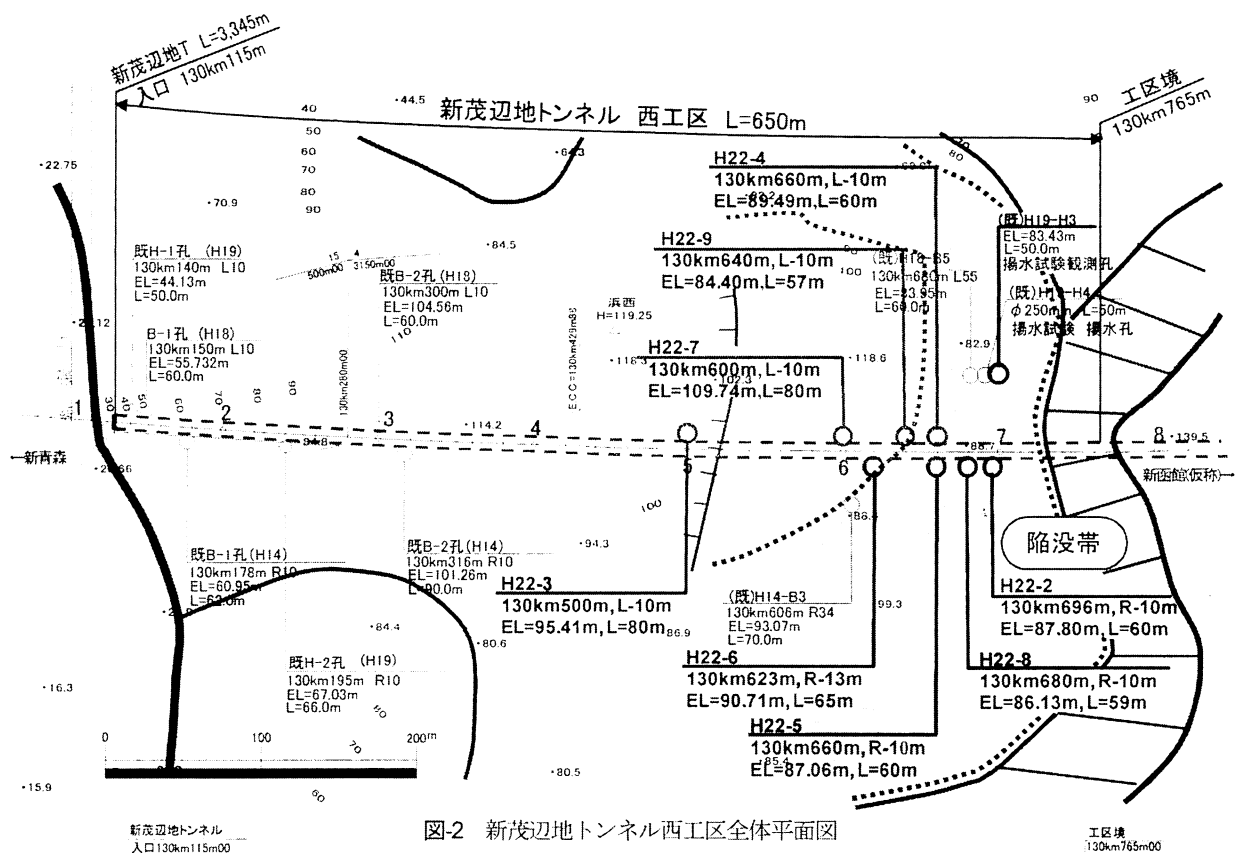


図-1 施工位置図



詳細を把握し、その結果にもとづき計画的な水抜きボーリング（L=120～150m）を行うことで、地下水位の低下を図った。なおトンネル掘削は上半先進ショートベンチカット工法、200kw級自由断面掘削機（三井三池ロードヘッダS-200）による機械掘削方式にて行った。

本報文では、事前調査および水抜きボーリングの詳細、さらにその効果について報告する。

2. 地形・地質概要

図-2に新茂辺地トンネル西工区の全体平面図、図-3に同地質縦断面図を示す。図-3は3.(1)に後述する追加地質調査によって修正されたものである。

(1) 地形概要

施工箇所周辺は標高 100~300m 程度の山地が広がって

おり、新茂辺地トンネルはこの山地を貫通する。西工区側の斜面周辺は比較的規模の大きな地すべり地形が多く分布し、施工箇所も大規模地すべり土塊にあたるのが明瞭に認められる。坑口より 500m 付近には鞍部地形があり、地すべりによりできた陥没帯と判断される。

(2) 地質概要

施工箇所周辺には新第三紀後期中新世～鮮新世の黒松内層に相当する茂辺地川層が基盤岩として分布しており、その岩相は砂岩および泥岩を主体とした非常に厚い堆積層である。施工箇所周辺は層状～塊状の細粒砂岩～凝灰質泥岩を主体とし、深部まで地すべり土塊が分布する。地すべり土塊は強風化～風化岩盤からなり、多くの岩塊を伴っている。

陥没帯では地表部より深度 44m 付近まで風化および劣化による褐色化および緩みが進行しており、複雑な地質構造を呈している。また地下水位は GL-10m 付近で確

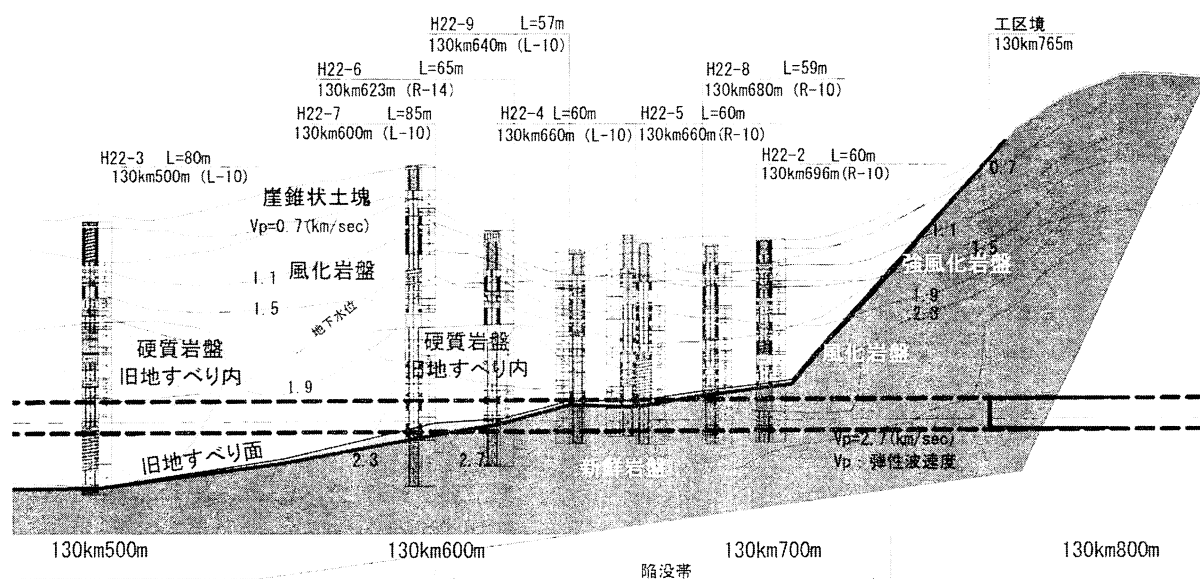


図-4 陥没帯の地質縦断面図

認められ、季節や気象による変動等が多少観測される程度で、ほぼ安定していた。

3. 陥没帯における事前調査および対策工

陥没帯の存在は既往調査における航空写真、地形図の判読および現地地質踏査により認められていた。また原位置地質調査ボーリングにより、陥没帯の形成による風化、劣化、破碎が著しく進行した風化岩盤層が深部にまで及び、地下水位も高いことが確認されていた。

本トンネルは、陥没帯の直下を土かぶり約45mで通過するため、陥没帯を構成する風化岩盤層を貫く可能性が高い。高地下水位の影響による土砂流出や突発湧水、さらに天端崩落や切羽崩壊などの発生が懸念されるので、地下水位を低下させること（水抜き工）が必要と判断された。しかしながら当初陥没帯に関する地質上の情報は十分とはいえなかった。

(1) 追加地質調査

水抜き工の実施にあたり、効率的な水抜き効果を得るため、トンネル本体と陥没帯や旧地すべり面との位置関係それらの詳細な地質性状、地質構造、地下水状況などを把握することが必要であった。それらの情報取得を目的に陥没帯において追加地質調査（地表からの鉛直ボーリング8箇所）を実施した。

調査位置は図-2 に示すボーリング No.H22-2～H22-9 が該当する。調査はボーリング調査に加え、原位置試験（孔内水平載荷試験、湧水圧試験）、孔内検層（電気検層、速度検層、密度検層）、高精度弾性波探査、および各種室内岩石試験を実施した。

表-1 陥没帯の地質状況

地層名	地質区分	等級	層相・岩相	RQD (%)	変形係数 (MPa)
黒松内層（砂岩・泥岩）	崖錐状土塊	D	・褐色の礫混じり粘土状の未固結堆積物（土砂状） ・地表から10m程度の深度で分布する	0	65
	強風化岩盤	D～CL	・おもに風化した凝灰岩からなる礫上土塊 ・割れ目沿いに酸化、軟質化している	16	123
	風化岩盤	CL	・おもに風化の程度が弱い砂岩からなる岩塊状土塊 ・割れ目沿いに酸化、軟質化している	35	269
	硬質岩盤 旧地すべり内	CM	・比較的新鮮な砂岩からなる岩盤状土塊 ・岩片は非常に硬質である	72	1,251
	旧地すべり面	D	・せん断面が発達する未固結の礫混じり粘土状破砕 ・コアは軟質で、指圧で崩すことができる	12	104
	新鮮岩盤	CM	・新鮮な砂岩からなる岩盤 ・割れ目は密着しており、酸化は認められない	92	2,760

陥没帯付近の地質縦断面図を図-4、地質区分ごとの特徴等の概要を表-1 に示す。調査の結果、以下のような知見が得られた。

- 陥没帯を構成する地質の主体は、強風化もしくはは風化土塊であるが、トンネル断面には出現しない。
- 旧地すべり面は、せん断面が発達した未固結の礫混り粘土質で、層厚 2m 程度、約 80m 区間で傾斜 10°未満で交差し、トンネル断面の足元から徐々に天端へ上がっていく。
- 地すべり自体の滑動は現在停止していると判断される。
- トンネル天端との水頭差は 33～37m と大きい値が観測され、陥没帯区間のトンネル掘削時には天端に大きな水圧がかかることが想定される。湧水圧試験より得られた風化岩盤の透水係数は $8.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ～ $6.1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ と高い透水性を示す。旧地すべり面に

においても $6.8 \times 10^6 \text{ m/s}$ と高い値を示していた。

調査結果より、陥没帯を構成する地層の透水性は非常に高いことから、坑内からの水抜きボーリングによって十分な効果を得られると判断された。

(2) 水抜きボーリングによる排水量の推定

水抜きボーリングを採用した場合の排水量の予測を、式(1a)に示す Muskat (マスカット) の河床中の暗きよの場合 (図-5 参照) の式¹⁾にて行った。

$$q = \frac{2\pi k \{H + a - (\frac{P_0}{w})\}}{\ln\left(\frac{4a}{d}\right)} \quad (1a)$$

q : 単位奥行きあたりの湧水量($\text{m}^3/\text{s/m}$)

k : 地盤の透水係数(m/s)

d : トンネルの内径(m)

H : 水深(m)

a : 川底からトンネル中心までの深さ(m)

P_0 : トンネル内の圧力の強さ(t/m^2)

w : 水の単位重量(t/m^3)

水抜きボーリングと陥没帯の関係を図-6 のようにモデル化し、式(1a)における H および P_0 をゼロ、陥没帯内にあるボーリング長 (地下水が流入する範囲) を L とすると、1分あたりの排水量 : Q (m^3/min) は式(1b)のように表すことができる。これは地表面近くまで貯留されていた水が一時にトンネルに向けて流出するような初期の状態の湧水量を予測する式となる¹⁾。

$$Q = 2\pi k a / \ln(4a/d) \times L \times 60 \quad (1b)$$

この式に透水係数 (湧水圧試験結果の平均値) : $k = 3.4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、水抜きボーリング削孔径 : $d = 0.08 \text{ m}$ 、陥没帯の水位 : $a = 35.0 \text{ m}$ 、陥没帯内にあるボーリング長 : $L = 50 \text{ m}$ を代入すると、 $Q = 3.00$ (m^3/min) となる。

この値は透水係数によって大きく結果が異なるため正確性には乏しいので、排水設備等を検討するための参考値としたが、後述する水抜きボーリングによる排水量の実測値 (表-2) と比較しても十分適用範囲内にあるものと考えられる。

(3) 水抜きボーリング工の実施

坑内からの水抜きボーリングは、追加調査結果をもとに適切な施工位置 (帯水層と想定される位置) に目掛けて方向、角度等を決定) を検討して実施した。表-2に施工数量、図-7に水抜きボーリングの施工位置を示す。

施工はロータリーパーカッションドリル (鉤研RPD-130C) を使用し、削孔径 $\phi 80 \text{ mm}$ 、ノンコアにて行い、削孔完了後、孔内にはケーシングパイプ ($\phi 60 \text{ mm}$ 有孔

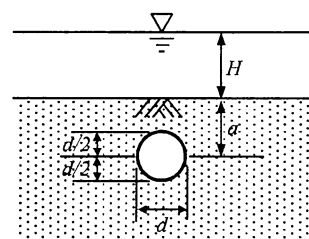


図-5 Muskat の式説明図

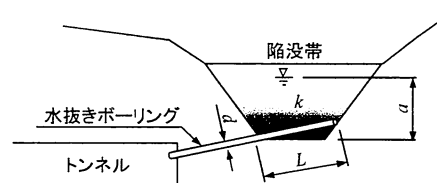


図-6 陥没帯における水抜きボーリング模式図

表-2 水抜きボーリング数量表

施工回数	No.	施工位置	延長 (m)	角度 (度)		削孔直後の湧水量 (L/min)
				外向き	上向き	
第1回	1	130km484m	L 120	10	2	300
	2		R 150	10	2	120
	3	130km555m	L 120	10	4	1,200
第2回	4		L 120	10	12	1,000
	5		R 120	10	4	600
	6		R 120	10	12	600
第3回	7	130km585m	L 120	10	5	300
	8		L 120	10	12	300
	9		R 120	10	5	100
	10		R 120	10	12	30
			1,230			

※No1, 3はコアボーリング

塩ビ管) を設置している。

(4) 地下水位観測工

地下水位変動を観測する目的で、既往の調査孔1箇所 (H19-H3) および今回調査箇所8箇所の計9箇所に水压式水位計を設置し、地下水位観測井とした。地下水位はデータロガーにより1時間間隔で測定し、測定したデータは、NTTモバイル通信サービスを利用し事務所等で閲覧する方法を採用した。なお自動計測器および通信機器はソーラーバッテリー電源により稼働させるシステム構成としている。

4. 水抜きボーリング工による地下水状況

(1) 地下水位変動

水抜きボーリングの実施により、陥没帯における地下水位は大幅に低下を図ることができた。その変動の推移を図-8に示す。

以下、地下水位変動状況、坑内湧水状況等を解説する。

【第1回水抜き】平成23年11月27日～11月30日施工

陥没帯より約100m手前（130km484m）から左右1本ずつ実施した。左右ともにL=115m（130km599m）まで湧水はまったくなく、地山も地質縦断面図とは異なり硬質岩盤（CM級）が続いていたが、そこを超えた瞬間に大量湧水（L側120ℓ/min, R側300ℓ/min）が発生した。まさに鍋の底を破ったかのような状況であった。このことにより帯水層は130km600m付近から存在することが確認された。

水位は一時的に3個所で低下し始めたが（最大3日で-5.13m）、数日で回復した。ボーリング孔からの排水は

続いていたことから、排水量よりも周辺地山からの供給量が上回っていたと考えられる。

【第2回水抜き】平成23年12月14日～12月19日施工

第1回水抜き工では湧水が130km600m付近から発生したが、陥没帯本体にまでは達していなかったため、第2回では陥没帯まで到達するよう計4本実施した。

いずれの孔からも多量の湧水が発生し、No3では最大の1200ℓ/minを記録し、地下水位はボーリング孔からの排水開始直後から急激な低下が始まった。

12月14日から12月24日まで（11日間）の水位変動量等を表-3に示す。水抜きボーリングが近傍を通過したH22-

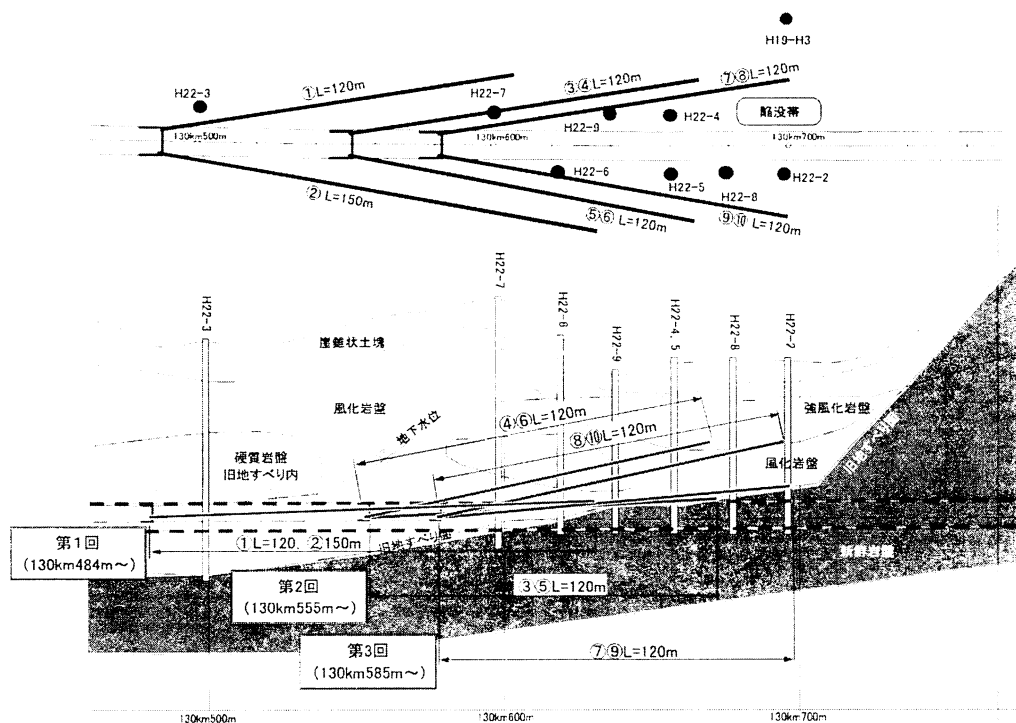


図-7 陥没帯における水抜きボーリング位置図

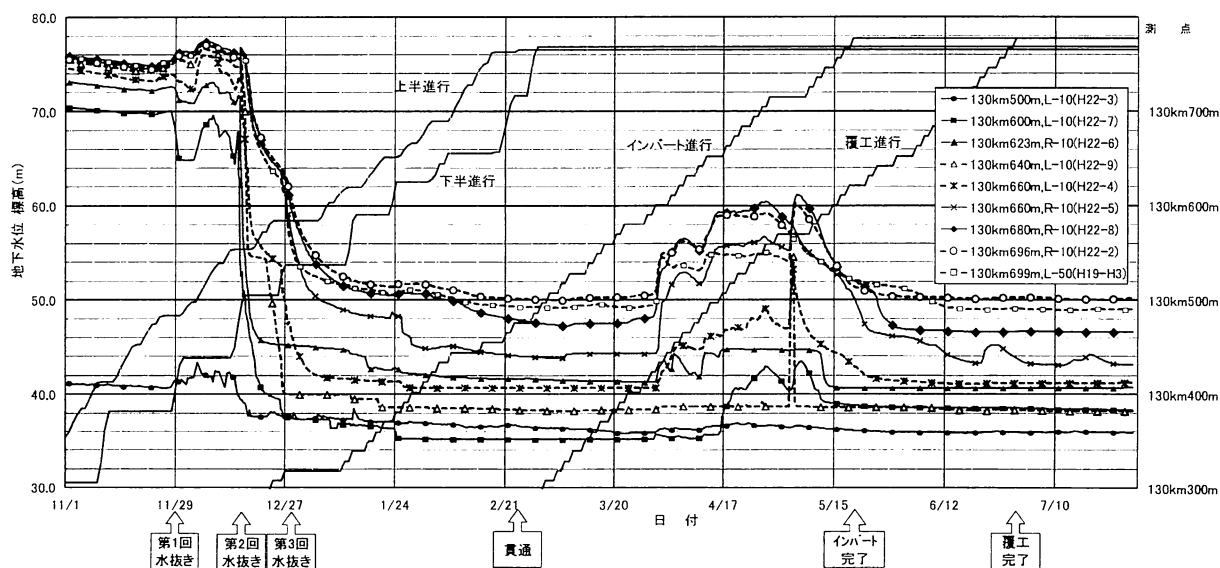


図-8 地下水位変動図

7およびH22-9がとくに大きな低下量を示しているが、ボーリング孔より離れた位置にあるH22-2やH19-H3も10mを超える低下を記録していることから、水抜きボーリングの効果が陥没帯全体に及んでいることを示すものと考えられる。

【第3回水抜き】平成23年12月24日～12月30日実施

第2回水抜きによって大きな効果を得られたが、地下水位低下速度が鈍化してきたため、第3回を実施することとした。

結果としては第2回ほどの湧水量は観測されなかったが、地下水位の低下速度はある程度回復した。表-4に12月25日から1月6日までの水位変動等を示す。

今回は、第2回では地下水位低下量が比較的少なかった130km660m以遠のものを大きく低下させることができた。トンネル掘削切羽が帯水層との層境と想定された130km600mに到達した時点で（1月7日）、地下水位はほぼトンネル天端高さまで低下していた。図-9に縦断方向にみた地下水位の推移を示す。

【トンネル掘削による影響】

掘削切羽が通過した際にも地下水位の低下を観測できているが、すでに大幅に低下していたため、掘削の影響による地下水位の低下量は小さい。たとえば最も明確な変動を示したのはH22-5であるが、130km660mに上半切羽が到達したのは1月26日であり、地下水位も1月25日に日変動量として-1.8m、4日間の合計では-3.1mを記録した。

【覆工による影響】

覆工コンクリートの施工により地下水位の回復がみられることを懸念したが、とくにその影響とみられる水位変動は観測されていない。水抜き孔と中央集水管（φ300）とを連結した効果もあり、排水トンネルとしての機能を十分発揮しているといえる。

【融雪・降雨による影響】

3月下旬から急激な水位回復がみられる。これは融雪に伴う地山への地下水供給によるものといえる。平成23年度冬は全国各地で記録的な豪雪に見舞われたが、この

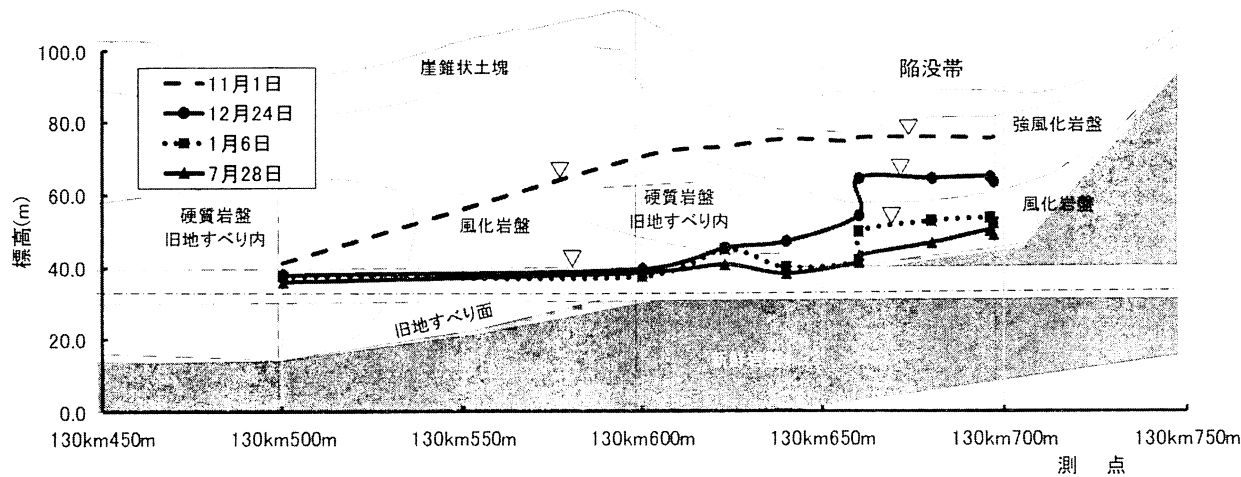


図-9 陥没帯における地下水位の変動の推移図

表-3 第2回水抜き工による水位変動

No.	位置	合計変動量 (m)	日平均変動量 (m/日)	日最大変動量 (m/日)	時間最大変動量 (m/時間)
H22-3	130km500m L-10	-3.0	-0.3	-1.4	-0.6
H22-7	130km600m L-10	-25.8	-2.4	-14.4	-6.7
H22-6	130km623m R-10	-25.7	-2.3	-10.4	-2.5
H22-9	130km640m L-10	-28.4	-2.6	-15.0	-1.8
H22-4	130km660m L-10	-18.7	-1.7	-6.1	-2.5
H22-5	130km660m R-10	-11.5	-1.1	-4.1	-0.9
H22-8	130km680m R-10	-12.1	-1.1	-3.3	-0.6
H22-2	160km696m R-10	-11.2	-1.0	-3.2	-0.6
H19-H3	130km699m L-50	-12.5	-1.1	-4.0	-0.5

表-4 第3回水抜き工による水位変動

No.	位置	合計変動量 (m)	日平均変動量 (m/日)	日最大変動量 (m/日)	時間最大変動量 (m/時間)
H22-3	130km500m L-10	-0.4	-0.03	-0.1	-0.2
H22-7	130km600m L-10	-2.2	-0.2	-1.2	-1.9
H22-6	130km623m R-10	-0.4	-0.03	-0.03	-0.1
H22-9	130km640m L-10	-6.4	-0.5	-0.6	-4.3
H22-4	130km660m L-10	-12.2	-0.9	-1.9	-3.5
H22-5	130km660m R-10	-14.4	-1.1	-1.0	-2.6
H22-8	130km680m R-10	-11.5	-0.9	-0.4	-1.9
H22-2	160km696m R-10	-11.0	-0.9	-0.2	-1.8
H19-H3	130km699m L-50	-11.2	-0.9	-1.5	-3.6

※ 表-3、表-4ともハッチングは最大値

地区も例外ではなく、2月には函館地区における月最深積雪量記録となる91cmを記録するなど例年以上の積雪量であった。この融雪期間（3月下旬～4月下旬）に最大で約12m（H22-5）の水位回復が観測された。また5月3～4日の2日間に累積降水量100mm超の大雨を記録したが、その際にも急速な水位回復が観測され、最大で約16m（H22-9）の水位回復がみられた。

地下水位の回復によってトンネル支保への影響が懸念されたが、130km604mおよび130km655mに設置したB計測（鋼製支保工軸力計および吹付けコンクリート応力計）には、とくに変動がみられていない。その後地下水位は速やかに低下し、定常化している。

(2) 坑内湧水

水抜きボーリングからの排水を含めた坑内湧水量の推移を図-10に示す。

第1回水抜き工後に、湧水量は約5倍となり（650ℓ/min→3500ℓ/min），第2回水抜き工の直後に最大湧水量2 0000ℓ/min弱を記録した。第3回直後も一時的に増加したが、1月10日頃から5000ℓ/min前後でほぼ一定しており，地下水位の変動状況とも一致する。

5、陥没帯におけるトンネル掘削

追加地質調査および水抜きボーリング等によって，トンネル掘削時には陥没帯の性状，位置等の多くの情報を把握できていた。さらに切羽前方探査³⁾を実施し，それらを総合的に判断して計画的にトンネル支保パターンを変更していった。たとえば地質変化点を130km600m付近と予想し，その手前，130km595mで支保ランクを1ランクアップしている。表-5に陥没帯における支保パターンおよびその支保構造一覧を示す。

切羽状況は130km595mでは切羽全面が硬質岩盤（旧地すべり内）で構成されていたが（写真-1），130km599mでは全面風化岩盤に変化した（写真2）。陥没帯の本体は図-11のように追加調査の時点では陥没帯本体は掘削切羽内には出現しないと推測されていたが，実際は130km600m付近から陥没帯本体もしくはそれに伴う帯水層に切羽は遭遇したと考えられる。また弾性波探査の結果（図-4）に表されているこの地点の速度変化は，地質の急変を表したものであったといえる。

陥没帯内の地質は予想どおり風化，亀裂，破碎が著しく発達し，不規則な岩塊ブロックの間に流入粘土を挟んでおり，全体に湿っている状態であった。

掘削中の切羽での湧水は一時的に集中湧水が発生したこともあったが，ほとんどが滴水，滲水程度であった。

掘削時は補助工法として天端部に注入式フォアポーリン

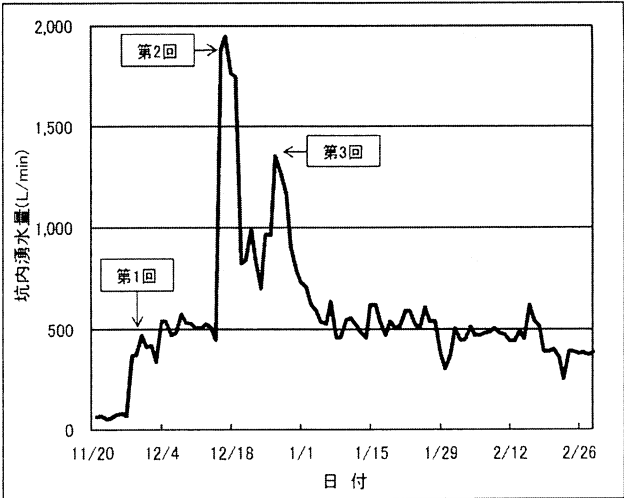


図-10 坑内湧水量推移図

表-5 陥没帯における支保パターン

測 点	130km595m	130km621m	130km641m	130km661m	130km677m
支保パターン名	I N-1	I S-1	I S-2	I N-1	
掘削間隔(m)	1.0	1.0	1.0	1.0	
鋼製支保工	H-125	H-150	H-150	H-125	
ロックボルト(本)	L=3m×14	L=3m×8 L=4m×12	L=4m×14	L=3m×14	
吹付けコンクリート(cm)	15	15	15	15	

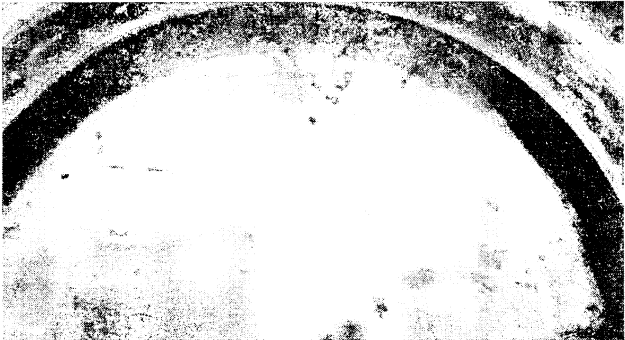


写真-1 陥没帯手前の切羽状況写真（130km595m）



写真-2 陥没帯内の切羽状況写真（130km599m）

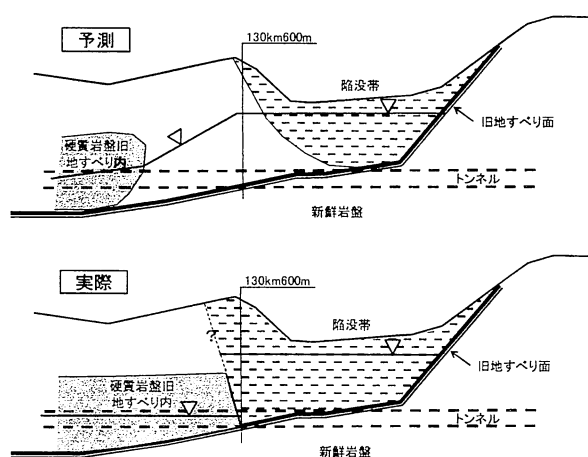


図-11 陥没帯の構成範囲（予測と実際）

グ（ $L=4\text{m}$ ，シリカレジン注入）を切羽状況に応じて適宜打設し，天端崩落を防止することで，無事に陥没帯直下を通過することができた．天端，脚部沈下，内空変位は $1\sim 3\text{cm}$ 程度と非常に小さく，B計測（鋼製支保工軸力計および吹付けコンクリート応力計）による計測結果も十分許容範囲内であった．

6. まとめ

本トンネルの陥没帯では突発湧水や切羽崩壊，天端崩落等の発生の可能性も高いことから，地下水位の低下が最重要課題であると判断し，掘削に先だって追加調査を実施し，坑内からの水抜きボーリングを実施した．その結果，陥没帯の地下水位は大幅に低下し，トンネルは無事に陥没帯を通過することができた．

その要因のひとつとして，トンネル直上は林野であったが，地権者のご協力によりトンネル線形に沿って多くの地質調査を実施することができた．またその周辺では

生活井戸等の水利用がなかったため，地下水位が大幅に低下しても問題がないなど，立地条件に恵まれた．ちなみに地下水位の低下およびトンネル掘削による地表面への影響については，沈下等も計測されず，とくに問題は発生していない．

また水抜き工の施工時期から陥没帯の切羽通過までが11月～2月と渇水期（降雪期）であったことがあげられる．この時期は地山への地下水供給量が少ない季節であったため，順調に地下水位の低下が図れたと推測される．

そして最大の要因としては，通常と比較してもかなり密な地質調査を実施し，その結果をもとに計画的に水抜きを実施し，多くの観測データから確実に地下水位が低下したことを確認し掘削できたことといえる．仮に調査前の情報のみでトンネル掘削に入っていれば，突発湧水や土砂流出等の災害に遭遇した可能性は大きい．

事前の綿密な調査と検討，対策の実施によってトンネル掘削におけるリスク軽減を図ることができた事例である．これが今後の類似工事への参考となれば幸いである．

謝辞：本工事の施工にあたり，北海道新幹線（北海道方）トンネル施工技術検討委員会（委員長：三上隆北海道大学副学長）をはじめとする関係各位に多大なるご指導とご協力をいただいた．ここに深く感謝を表する次第である．

参考文献

- 1) 大島洋志：トンネル掘削に起因する湧水と渇水の予測法（上），鉄道土木vol.18，pp.15-18，（社）日本鉄道施設協会，1976．
- 2) 山崎貴之，加藤建二，後藤隆之，黒川尚義，桑原徹：地すべり土塊を対象にした短尺・中尺ノンコア解析によるトンネル切羽前方探査，土木学会トンネル工学委員会，トンネル工学報告集第22巻，2012．

（2012.9.3 受付）

TUNNEL EXCAVATION IN THE DEPRESSION ZONE FORMED BY THE LANDSLIDE WITH HIGH GROUNDWATER LEVEL

Takayuki YAMAZAKI, Kenji KATO, Hiroomi URAKAWA, Takashi GOTO
and Naoyoshi KUROKAWA

Shin-Moheji Tunnel for Hokkaido Shinkansen Line is a 3 345 m-long, and the western section is 650 m in length, located in former large-scale sliding soil mass and passes through directly below the depression zone formed by the landslide. The depression zone consists of weathered sandstone, and the groundwater level is at about 35 m above the tunnel.

Before excavation, additional geological investigation was executed to obtain details of geological structure and hydrogeological conditions of the depression zone. And to lower the water head, drainage borings were drilled inside the tunnel. As a result, the groundwater level was successfully lowered.