

低土被り破碎質地山における トンネル補強対策と計測結果

伊藤 由明¹・郷 康則²・荒井 隆治³・村山 秀幸^{4*}

¹(株)フジタ 横浜支店 土木部 (〒231-8580 神奈川県横浜市中区尾上町5-78 キン横浜ビル)

²北海道 檜山支庁 地域振興部 (〒043-8558 檜山郡江差町字陣屋町336番地3)

³北海道 網走支庁 網走土木現業所 興部出張所 (〒098-1600 紋別郡興部町字興部108番地)

⁴正会員 工博 (株)フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)

*E-mail:murayama@fujita.co.jp

本報告におけるトンネルは、延長190m、最大土被り22m程度の道路トンネルであり、地質は中生代白亜紀の上部上蝦夷層群浦河累層で破碎作用の著しい泥岩で構成され、両坑口部は偏圧地形を呈する。本トンネルでは、掘削開始後坑口から17mの地点で地表面とトンネル坑内がほぼ同時に200mmを超える極めて大きな共下がり沈下現象が発生した。本稿では、坑口部付近で発生した異常沈下現象の要因を追加調査・試験および数値解析によって定量的かつ定性的に検証し、その要因を考慮して実施した補強対策工とその作用効果について概要を述べる。さらに、トンネル施工中に震度6弱の地震が2度発生し地表および地中に設置した各種計測機器に地震に伴う興味深い変動を捕らえることができたので併せて報告する。

Key Words : shallow overburden tunnel, uncomposed deposit, auxiliary method, field measurement

1. はじめに

北海道浦河郡浦河町における町道まきば通線の道路事業計画は、昭和56年7月および8月の2度に亘る大雨災害と、翌昭和57年3月に同町を中心として発生した震度6の浦河沖地震により、沢沿いに形成している市街地は道路が寸断され、海岸沿いを走る国道235号に平行した避難連絡路を確保することを契機としている。

町道まきば通線まきばトンネルは、延長 $L=190\text{m}$ 、幅員 $W=12.5\text{m}$ の道路トンネルであり、北北東-南南西方向に伸びる標高80m前後の丘陵地を最大土被り22m(約1.5D、D:掘削幅)でほぼ東西方向に横断する。本トンネルでは、掘削開始後、切羽が坑口から17m地点に達した段階で、地表面および坑内に200mmを超える極めて大きな共下がり沈下現象が発生し掘削を中断した。

筆者らは、本トンネルで発生した異常な共下がり現象に対して地山要因の分析、トンネル補強対策と動態観測についてその概要を既に報告した¹⁾。

本稿では、異常沈下現象発生した地山の要因分析結果と実施したトンネル補強対策およびその対策工の作用効果に関して総括的に述べる。さらに、施工中に震度6弱の地震が2度発生し、各種計測機器に地震時におけるトンネル地山周辺の挙動を捕らえたので併せて報告する。

2. 工事概要

図-1に地形地質縦断および平面図を示し、図-2にトンネル標準断面図を示す。トンネル両坑口は偏圧地形を呈し、上水道配水池を土被り17m(約1.2D)で通過する。

本トンネルの地質は、中生代白亜紀の上部上蝦夷層群浦河累層の泥岩で構成され造構造運動に伴う変質・変成作用を強く受けており、風化と破碎程度により強風化泥岩($Ms-w_2$)、風化泥岩($Ms-w_1$)、破碎泥岩(Ms')、泥岩(Ms)に区分される。地山は、全般的に軟質で固結度が低く、特に両坑口部周辺は破碎質で亀裂に富み、地すべり地形を呈している。なお、この破碎泥岩の分布する周辺の傾斜地や切土のり面では地すべり・崩落現象が多発している。

3. 共下がり沈下現象の発生と対策工法の検討

(1) 共下がり沈下現象の発生

トンネルは終点側坑口から掘削を開始し、切羽が測点SP380(坑口から17m)に達した時点における計測結果から、地表面沈下と天端沈下が急激に計測管理レベルⅢ(天端沈下:30mm、内空変位:60mm)を超過する異常な沈下現象が確認された。

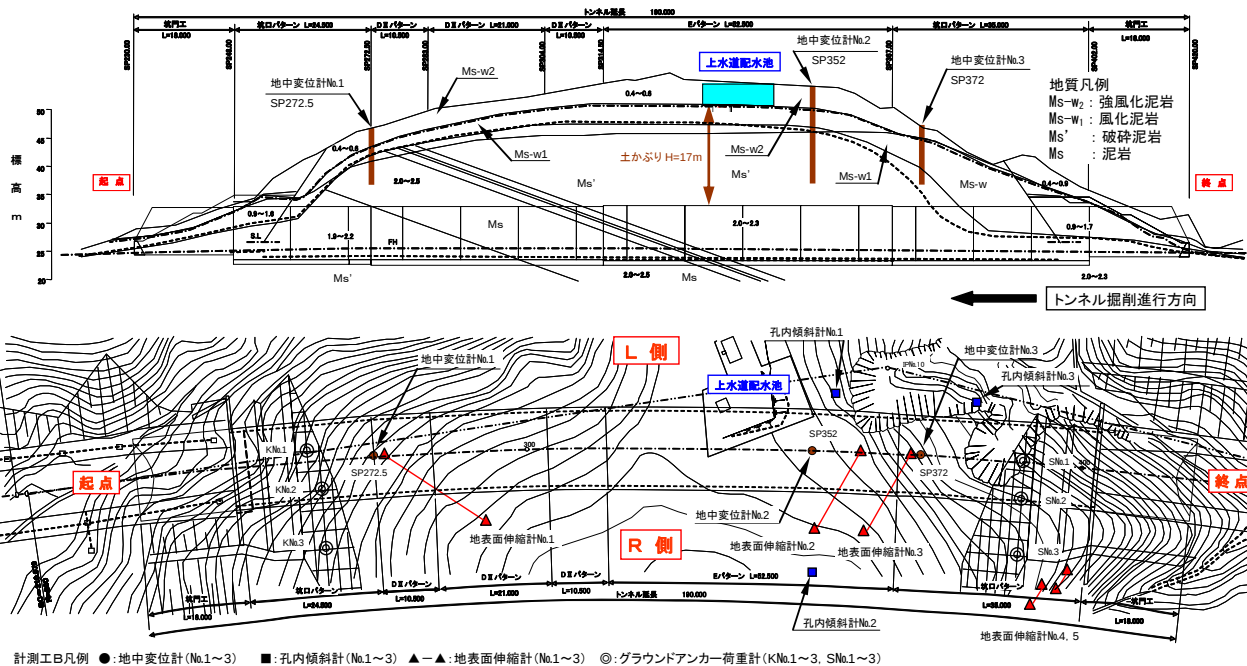


図-1 地形地質縦断および平面図

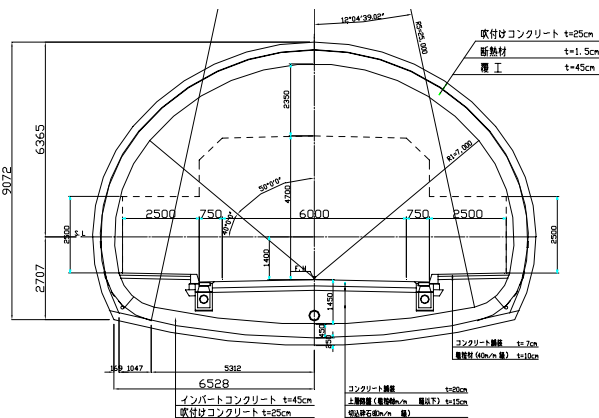


図-2 トンネル標準断面図

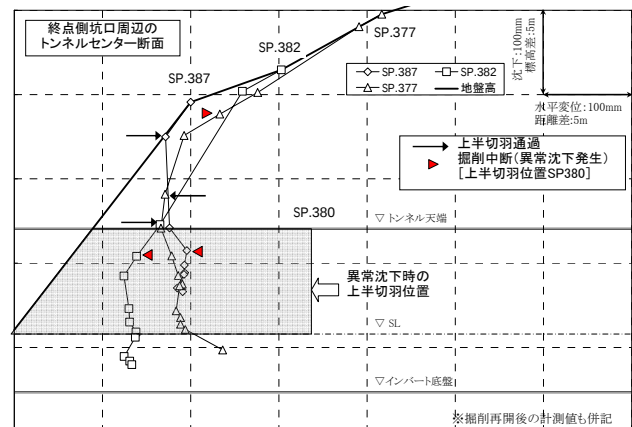


図-3 終点側坑口周辺の地表面変位ベクトル

図-3 に坑口周辺のトンネルセンターにおける地表面変位ベクトルを示し、図-4 に測点 SP387 における坑内計測結果を示す。図より、坑口周辺の地表面と坑内が連動しほぼ同時に最大 200mm 程度沈下となる共下がり現象が発生し、変位速度は 100mm/日を超過していた。

よって、直ちに鏡吹付けコンクリート ($t=10\text{cm}$) と鏡ボルト ($L=4.0\text{m}$) を施工し、上半仮インバートによってトンネルを閉じた結果、地表面と坑内の沈下は収束した。異常沈下発生時の切羽には破碎泥岩が露出し、時間経過後も湧水の滲みだしはなかった。支保工はほぼ健全な状態であり、ロックボルトのプレートがわずかに変形した程度である。また、地表ではのり枠工梁部の 2 箇所にクラックが発生したが、目視では周辺地山に開口クラックや隆起などの変状を確認することはできなかった。

(2) 異常沈下現象の発生要因分析と検証

a) 原位置試験による検証 (孔内水平載荷試験)

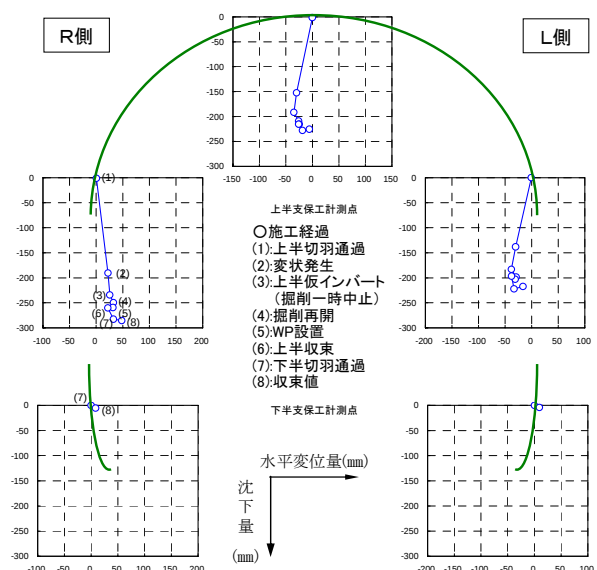


図-4 測点SP387における坑内計測結果

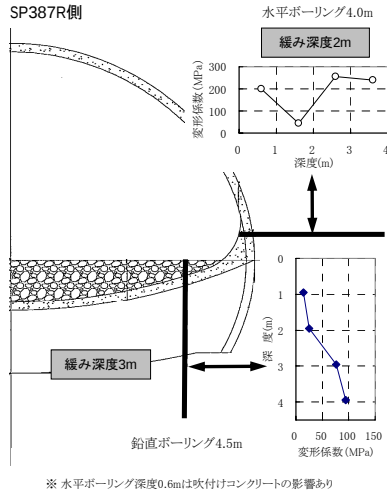


図-5 孔内水平载荷試験位置と変形係数の関係

表-1 孔内水平载荷試験結果一覧(事前, 今回)

	試験 数量	変形係数 (MPa)			降伏圧 (MPa)		
		最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値
事前	水平	8	795.00	17.60	327.76	5.90	1.19
	鉛直	2	234.00	39.50	136.75	1.60	1.19
今回	水平	4	254.47	45.13	184.49	2.13	1.42
	鉛直	4	94.33	14.20	52.61	1.12	0.88

異常沈下現象が発生した地山の特性と物性を把握するために、図-5 に示す位置でボーリング孔を用いた水平载荷試験を実施した。試験位置は、仮インバート施工によってスレーキングなどの劣化が少なく、変状発生時の地山特性が保存されていると考えられる SP387 断面で沈下量が大きい R 側の側壁と底盤である。

表-1 に試験結果一覧を示す。事前調査における破碎泥岩の変形係数(水平, 鉛直)は、最大 795MPa～最小 17.6MPa とばらつきが大きい。今回得られた変形係数は事前調査の下限値近傍の値に相当し、ばらつきが小さく、事前調査よりさらに小さな値(14.2MPa)も確認された。

図-5 に併記した深度別の変形係数の変化から、垂直ボーリングでは上半底盤に近いほど小さくなる傾向を示し、トンネル掘削による緩み領域は上半底盤直下 3m 程度と考えられる。また、地山本来の変形係数を約 85MPa (深度 2.95m で 76.4MPa, 深度 3.95m で 94.3MPa の平均値)と考えれば、掘削により地山の変形係数は 17～30%(14.2MPa, 25.5MPa)と約 1/6～1/3 にまで低下したと考えられる。水平ボーリングの変形係数においても同様の傾向が見られ、緩み領域は 2m 程度と考えられる。以上の掘削に伴う変形係数の低下は、一般の地山における緩みよりかなり大きく、本トンネルの地山における注目すべき特性である。

b)室内試験による検証 (除荷試験)

本試験は圧密試験リングに岩石試料をセットし、採取地点の土かぶり相当荷重(初期応力状態の再現)を載荷後、段階的に上載荷重を除荷して試料高さの変化(間隙比の変化)を求める試験²⁾であり、本工事では除荷試



写真-1 除荷試験装置と供試体状況

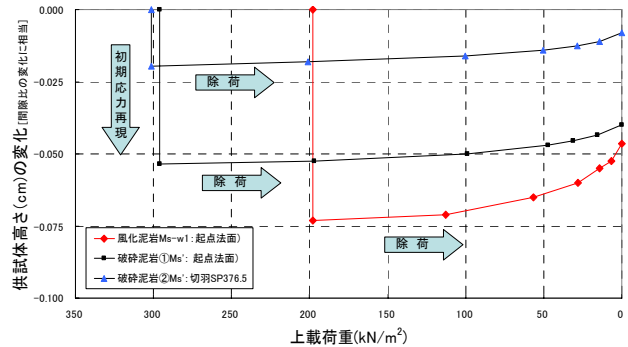


図-6 除荷試験試験結果

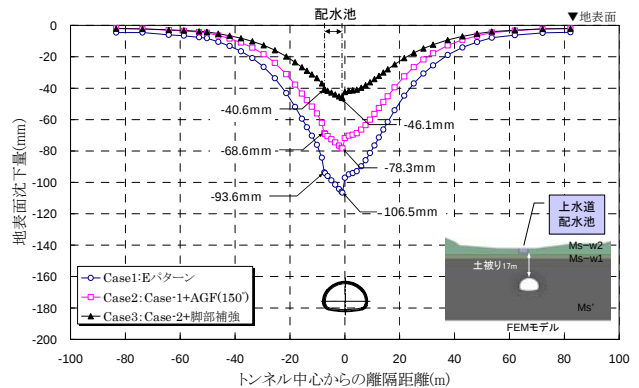


図-7 測点SP334 (配水池)における予測解析結果

験と称した。写真-1 に試験装置と供試体状況を示す。

図-6 に除荷試験結果を示す。図より、土かぶり厚さ 2～3m に相当する上載荷重 50～60kN/m²より低拘束圧領域に達すると急激に高さ(間隙比の増大に相当)が変化することが分かり、孔内水平载荷試験における変形係数と降伏圧の低下現象と非常によく整合している。

c)FEM数値解析による検証

異常沈下の計測データが得られた SP387 で風化泥岩の変形係数を逆解析(FEM)した結果、当初設計で用いた 23MPa から 23～3MPa と約 1/8～1/10 まで低下したと想定された。この現象は孔内水平载荷試験における緩み領域の変形係数低下と整合する。よって、破碎泥岩の変形係数も掘削によって当初設計で用いた 250MPa が 1/10 の 25MPa 程度まで低下すると考えられた。

この値を用いて上水道配水池の沈下予測解析を実施

した結果を図-7 に示す。図より、上水道配水池の沈下量は、ある程度対策工を実施しても設定した許容値³⁾である絶対沈下量 30mm および変形角 $0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ を満足できないことから配水池を移設することとなった。

d) 異常沈下現象発生要因分析

今回発生した異常な沈下現象は、地質的な要因と外的な要因が複合的に作用して発生したと想定され、前述の各種検討から、その発生要因を分析すると以下となる。

トンネル掘削による応力解放に伴う緩み現象として、トンネル周辺地山 2～3m の領域において地山の間隙比が急激に増加し、同時にその領域の変形係数および地耐力が急激に低下した。天端部ではこの緩み領域の荷重をパイプルーフが支えていたが、脚部の地耐力が急激に低下したと連動して、一気にその緩み荷重が脚部に集中して地山は降伏し塑性化した。その結果 200mm を超える坑内沈下が地表面に達し共下がり現象となった。

以上の要因分析から、本トンネルでは掘削による緩みを補助工法によって抑止し、極力地山を塑性化させないことが重要となると考えられた。

(2) 補強対策工法の検討

掘削再開に向けて地山変状を早期に把握するための動態観測工を、図-1 に併記したように整備した。

掘削による地すべり土塊への影響を再検討した結果、両坑口で地すべりを抑止する押え盛土が必要となり、大型鉄筋かごと大型土のうによる押え盛土工を施工した。

坑内における補助工法は、天端の安定対策、切羽の安定対策、脚部の支持力不足対策を考慮して選定した。また、切羽観察結果や計測結果などを総合的に勘案しその採否を判定した。以下に補助工法の選定結果を述べ、図-8 に補強工一般断面図を示す。

◎ 天端の安定化対策：フォアポーリング(注入式)

◎ 切羽の安定化対策：鏡吹付け工+鏡ボルト

◎ 脚部支持力不足対策：脚部補強工（脚部注入ボルト、サイド補強=サイド注入ボルト、補強プレートによる支保工連結）+仮インバートによる早期閉合

注入材は、各種注入材を用いて現場で試験施工を実施し、本地山にはウレタンが良好と判断し採用した。

4. トンネル掘削経過と計測結果の総括

(1) トンネル掘削経過

図-9 に実施支保パターン、地質状況、切羽評価点、坑内・坑外計測結果、採用補助工法の一覧をトンネル掘削総括図として示す。

路線地質は風化部を除き、終点側および起点側に破碎泥岩、中間部に破碎泥岩・泥岩互層が分布した。破碎泥

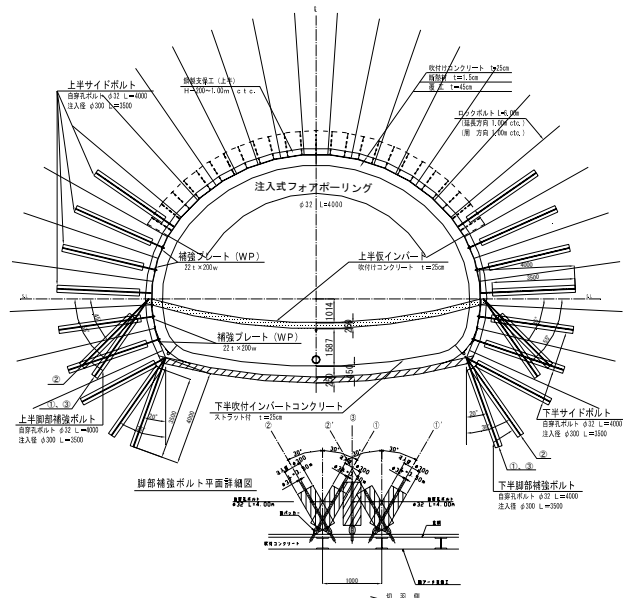


図-8 補強工一般断面図

岩は、強い破碎作用を受けランダムに微細な亀裂が発達し、切羽の自立性が悪く切羽の小崩落が数箇所が発生した。破碎泥岩・泥岩互層は、破碎泥岩中に泥岩がブロック状に点在し、切羽の自立性はやや強度の高い泥岩が混在することから良好となるが基質は破碎質である。全線を通じて顕著な湧水はなかった。

トンネル全線の切羽評価点は 8～34 の範囲で全線が D 級以下の地山区分に相当した。

支保パターンは坑口パターンを除き、主に破碎泥岩区間の SP367～SP313.9 を E パターン（変形余裕量：上半 200mm, 下半 0～150mm）、破碎泥岩・泥岩互層区間の SP313.9～SP272.9 を D II パターン（変形余裕量：上半 100mm）とした。天端の安定化対策のフォアポーリングは、パイプルーフ施工区間を除く全線で、切羽の安定化対策の鏡吹付け工と鏡ボルト工もほぼ全線で施工した。また、脚部支持力不足対策の仮インバートと補強プレートも全線で実施した。脚部補強対策の脚部補強ボルトは、上半では SP397(終点側坑口)～SP343.6 区間、下半では SP397(終点側坑口)～SP349.9 区間で実施した。また、起点側では切羽崩落が頻発した上半 SP268.9～SP266.9(2m 区間)でも片側のみ施工した。サイド補強ボルトは上半では全線、下半では一部の泥岩優勢区間 (SP339～SP293.9) を除いて全線で実施した。

(2) 計測結果と補助工法の作用効果

ここでは、地中変位計と地表面沈下の計測結果概要を述べ、補助工法の作用効果を検証する（図-9 参照）。

地中変位計測から得られた先行変位率を表-2 に示す。表より、終点側の No.3 と配水池近傍の No.2 では上半・下半切羽通過時の先行変位率が 55～75% と大きい。起点側の No.1 で 45～50% と小さな値となり通常地山の先行変位率³⁾に近づく。一方、下半切羽通過時の先行変位

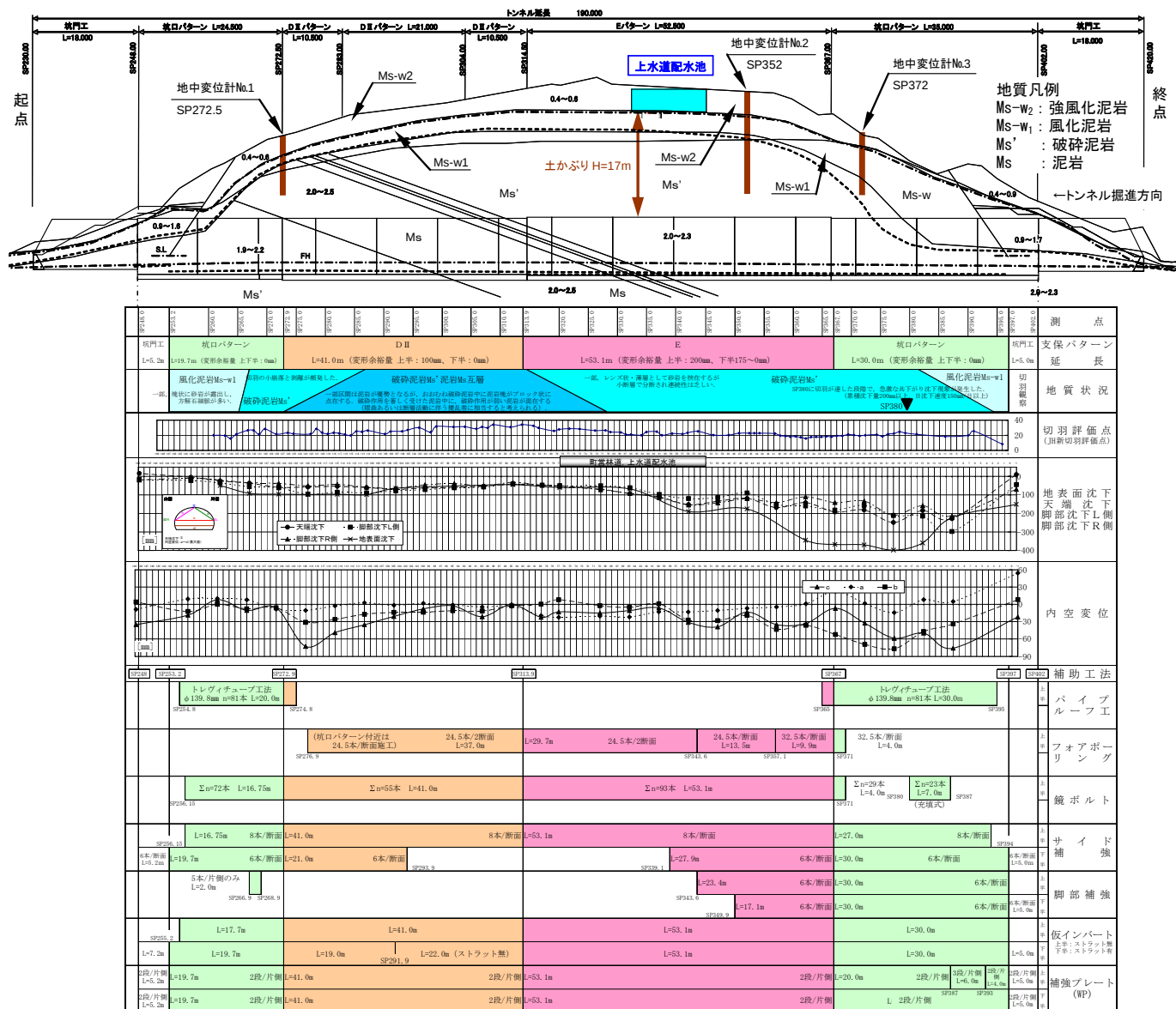


図-9 トンネル掘削総括図〔実施支保パターン、地質状況、切羽評価点、坑内・坑外計測結果、採用補助工法一覧〕

率は上半通過時より大きな値となった。その要因は、上半掘削時に仮インバートによる閉合によって沈下が一時的に抑制されるが、下半掘削のインバート取壊時に比較的大きな先行沈下が発生したからである（図-4 参照）。

すなわち、極端に塑性化した地山では切羽到達前にトンネル周辺地山に大きな荷重が集中し、掘削後に発生する変位を抑制することが難しくなるが、採用した補助工法によって先行変位率が減少し、切羽到達以前から地山に作用する荷重を小さくすることができたと考えられる。

図-10 に掘削完了後の最終地表面沈下量を示す。図より、異常沈下が発生した終点側坑口周辺では最終的に400mm 程度の地表面沈下が発生し掘削に伴う影響範囲が広域におよぶが、中間部では80mm 以下、起点側坑口では100mm 程度となり、影響範囲も限定的である。地表面沈下量は地形傾斜や土被りにも影響を受けるが、採用した補助工法の作用効果が絶対沈下量と影響範囲の減少として発現されたと考えることができる。

表-2 地中変位計測における先行変位率

	上半切羽通過時	下半切羽通過時
地中変位計No.1(SP272.5:起点側)	45%	50%
地中変位計No.2(SP352:配水池)	60%	75%
地中変位計No.3(SP372:終点側)	55%	70%

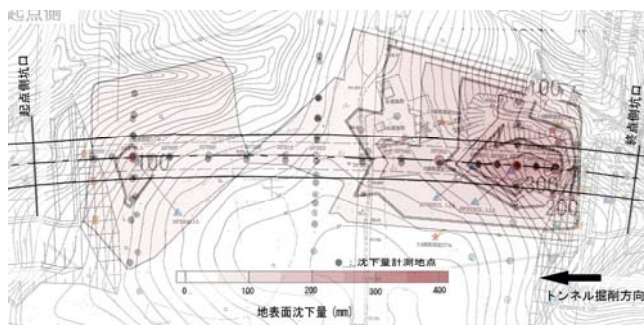


図-10 最終地表面沈下量の等高線表示

(3) 2003年十勝沖地震による計測結果

本現場では上半掘削が完了し、下半掘削を施工中に震度6弱の地震が2度発生（2003年十勝沖地震と命名、本震：2003/9/26 4時40分11秒,M8.0,深さ42km、最大余震：同日 6時8分3秒,M7.1,深さ35km）したが、特に地震による災害はない。以下に地震時の計測結果の概要を述べる。

図-11(a)に地表面伸縮計、(b)にアンカー荷重計の地震前後の計測データを示す。地表面伸縮計は自己記録式で6時間毎のデータを示し、アンカー荷重計は2時間毎の自動計測記録である。地表面伸縮計ではNo.1とNo.3で圧縮側(負側)の変位が発生し固定杭側の変位が大きいと考えられ、No.2,4,5で引張側(正側)の変化が発生し、No.5では地震発生から6時間程度遅れて変位が発生している。地表面伸縮計では絶対値で最大約30mmの変位が発生した。

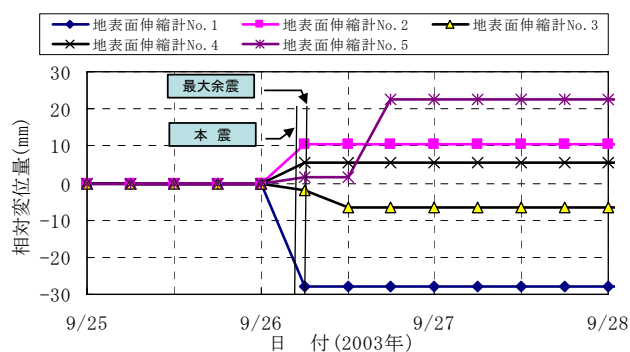
アンカー荷重計では一様に引張側の荷重が作用し、終点側のSNo.1で約30kN、SNo.2で約20kN、SNo.3で10kNとトンネルとの距離に近い方が変化が大きい。この変化は、図-10に示したように終点側ではトンネル掘削に伴う地表面沈下の影響が広範囲に及んだが、起点側では変化が小さくトンネルからの距離依存性もない。この変化は、図-10に示したように終点側ではトンネル掘削に伴う地表面沈下の影響が広範囲に及んだが、起点側では限定的であったことと関連する可能性が示唆される。

トンネルにおける地震の影響は地形条件や地質性状に大きく左右されると考えられるので、今回の計測結果から断定的な考察はできないが、地震時のトンネル周辺地山の挙動として非常に興味深いデータである。

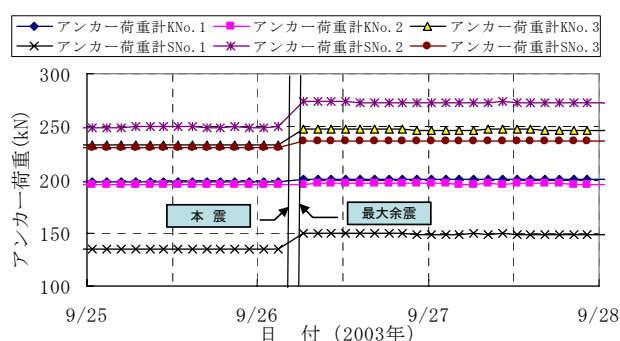
5. おわりに

本トンネルで発生した 200mm を超える急激な共下がり沈下現象は、通常では考えづらい非常に大きな変位量であり、この現象は上部上蝦夷層群浦河累層の破碎泥岩に特異な地山性状が要因となったと考えられる。

本稿では、発生した異常沈下現象の要因を追加調査・試験および数値解析によって定量的かつ定性的に検証し、その要因を考慮して実施した補強対策工とその作用効果について概要を述べた。さらに、トンネル施工中に震度



(a) 地表面伸縮計(9/25の値を0mmとした)



(b) アンカー荷重計(本震発生直後に停電のためデータ欠測)

図-11 地震発生前後の計測データ

6弱の地震が2度発生し、各種計測機器に地震に伴う興味深い変動を捕らえたので併せて報告した。

謝辞：トンネル掘削の対策検討において多大なるご指導を賜ったまきばトンネル工法検討委員会委員長（北海道大学大学院、三上隆教授）および委員各位、ならびに各種試験、設計検討業務に傾注して頂いた住鉦コンサルタント（株）に深謝致します。

参考文献

- 1) 郷康則, 荒井隆治, 伊藤由明, 村山幸幸: 小土かぶり破碎質地山における補強対策-北海道浦河町町道まきば通線まきばトンネル-, 土木工学社, トンネルと地下, 第37巻10号, pp.739-750, 2006.10.(掲載予定).
- 2) 奥園誠之: 切取斜面の設計から維持管理まで, 鹿島出版会, p.100, 1983.
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所: 既設トンネル近接施工対策マニュアル, p.21, 1986.9.

COUNTER MEASURES AND FIELD MEASUREMENT RESULTS IN THE SHALLOW OVERBURDEN TUNNEL CONSISTING OF FRACTURAL SOFT ROCKS

Yoshiaki Ito, Yasunori Go, Ryuji ARAI and Hideyuki MURAYAMA

In the Makiba tunnel, the maximum overburden is about 22m depth, geological conditions are consisted of fractural soft mudstones. It was suddenly occurred huge ground settlement phenomenon as over 200mm at the point of 17m distance from entrance.

The authors examine the factor of abnormal settlement quantitatively and qualitatively by additional investigating, tests and numerical analysis. And this paper reports the effect of the counter measures, and describes field measurement results by 2003Tokachioki earthquake.