# 脆弱泥岩地山における 二重支保工の設計と施工

一枝 俊豪1・星野 実2・竹渕 俊和3・大塚 勇4・吉野 兼央5

<sup>1</sup>正会員 大成建設(株)本社土木本部土木設計部(〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1) E-mail:itetsh00@pub.taisei.co.jp

<sup>2</sup>非会員 国土交通省関東地方整備局 甲府河川国道事務所 (〒400-8578 山梨県甲府市緑が丘1-10-1) E-mail:hoshino-m8311@milt.co.jp

<sup>3</sup>非会員 国土交通省関東地方整備局 甲府河川国道事務所(現鹿島国道出張所長) (〒400-8578 山梨県甲府市緑が丘1-10-1) E-mail:takebuchi-t8310@milt.co.jp

<sup>4</sup>正会員 大成建設(株)本社土木本部土木設計部(〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1) E-mail:ohtsuka@ce.taisei.co.jp

<sup>5</sup>正会員 大成建設(株)東京支店中部横断城山トンネル工事(〒409-3301 山梨県南巨摩郡身延町西嶋444) E-mail:yoshibou@ce.taisei.co.jp

中部横断自動車道城山トンネルは、延長2087mの二車線トンネルで、当該工区はそのうち終点側から1 401mを掘削する.当初は問題なく施工が進んだが、土被りの増加とともに非常に脆弱な泥岩が現れ、ト ンネルに想定以上の変形を生じ、支保工に変状をきたした.変状が生じた区間における再現解析により得 られた地山物性値にもとづき予測解析を実施した結果、切羽近傍で二重支保工により早期閉合する補助べ ンチ付き全断面掘削工法の採用に至った.その結果、トンネルの力学的安定を確保することができた.本 文は、ここで採用した二重支保工の概要と計測結果について報告するものである.

Key Words: double support, early ring closure, numerical analysis, large deformation

# 1. はじめに

中部横断自動車道は、新東名高速道路の新清水JCTから富士川沿いに北上、甲府盆地西部を通過し、八ヶ岳山 麓を経て中央自動車道双葉JCTに接続する延長132 kmの 高規格道路で、城山トンネルはそのうち、身延IC~六郷 IC間に位置する二車線トンネルである(図-1). この地 域は、険しい山々に阻まれ、太平洋側地域と日本海側地 域への交通には多大な時間と労力が必要である. そこで、 当自動車道は東海地方と内陸、北陸との時間および距離 の短縮を目的に整備が進められている<sup>1)</sup>.

城山トンネルにおいて、当初は問題無く掘削が進んだ が、土被りが増加するに伴い、非常に脆弱な泥岩が出現 し、トンネルに想定以上の大変形を生じた.このため、 支保工の高強度化や早期閉合により変位の抑制を図り掘 削を進めたが、強大な地圧により支保工が変状し、支保 工の増強等の対策工および縫い返しが余儀なくされた. 切羽で実施した水平ボーリングの結果より,その後も同 様な地質が連続することが確認され,土被りも大きくな ることから,設計支保パターンのままではさらなる変状 の発生が懸念された.そこで,当該区間の特殊支保パタ ーンを数値解析(有限要素法:FEM)を用いて設計した. 本報文は,特殊支保パターンとして採用した二重支保



# 2. 工事概要

工事概要を表-1に示す.また,図-2に当該工区の地質 縦断図を示す.

城山トンネルは、富士川の左岸(東側)に南北に計画 され、終点側に標高458.6 mの独立した城山を貫き、起点 側は数本の沢を横断する形で標高250~350 m程度の起伏 に富んだ地形となっている.地質は南部フォッサマグナ 地域に位置し、新第三紀の西八代層群の一之瀬累層およ び醍醐山累層が分布する.トンネルの基質岩盤は砂岩、 泥岩、凝灰岩、凝灰角礫岩である.

本トンネルは、終点側坑口から延長約800 mにかけて 中硬岩に属する砂岩を主体とした向斜構造の地質で、そ の先約1300 mは土被り12 mの低土被り部を経て、起点側 坑口部まで向斜と背斜を繰り返す凝灰岩と泥岩が互層状 に分布する.

工事名称		中部横断城山トンネル他工事			
工事場所					
発注者		国土交通省関東地方整備局(甲府河川工事事務所)			
施工者		大成建設·岩田地崎建設特定建設工事共同企業体			
工期		平成24年1月25日~平成28年11月30日			
工事内容	延長	1 401.4m(全長2 087.0m)			
	断面	78m <sup>2</sup>			
	施工法	NATM			
	掘削方式	機械掘削			
	掘削工法	上半先進ベンチカット工法			

表-1 工事概要

## 3. 変状と発生要因

測点No. 254+57.2付近より脆弱な泥岩が出現し,測点 No. 254+332~No. 253+06.6 (以下,変状区間)では,切 羽崩落,吹付けコンクリートのクラック,ロックボルト の破断,吹付けインバートのクラックおよびコンクリー トの浮き上がり(写真-1~4)が発生した.切羽で実施 した針貫入試験結果をもとに算定した変状区間の地山強 度比は2を下回っており,地山が著しく塑性化した結果, 設計支保パターンでは耐力が不足し,変状が生じたもの と考えられる.

支保工が破壊され、変状が卓越した結果、覆工内空を 侵した場所は掘削を中断し、縫い返しを実施した。当該 変状区間においては、対策工としてインバートストラッ トの採用、箱抜き部の拡幅支保工の設置を実施した。





- 2 -



# 4. 大土被り区間の予測解析

# (1) 検討の流れ

切羽停止時に実施した水平ボーリングの結果より,変 状区間と同様の地質がその後の大土被り区間(測点No. 253+06.6~No. 250+80.0)でも連続することが分かった. また,当該区間の最大土被りは約137 mであることから, 変状区間(最大土被り80 m)よりも大きな地圧を有して いると考えられた.以上より,設計支保パターンで掘削 を進めた場合,さらに大きな変状を生じることが予想さ れた.そこで,変状区間の計測結果にもとづき,FEM解 析により大土被り区間の特殊支保パターンを設計した. その検討フローを図-3に示す.

#### (2) 再現解析

変状区間における再現解析断面は,以下の点から No. 253+48 断面とした.

- ・切羽評価点が低く、水平ボーリングコアの細片化が卓 越しており、地山が悪いと推定される断面.
- ・変状区間で大変位を生じた断面.
- ・計測断面周辺で実施した縫い返し施工の影響が少ない 断面.

当該断面における標準断面図を図4に、A計測結果を 図-5に示す.再現解析については、上半掘削時の初期 変位が大きい点、天端沈下で約120mmと大きな変位を 生じている点に着目し、上半掘削時、下半掘削時、イン バート掘削時の計測結果(天端沈下、内空変位)にもと づき、検討を実施した.

解析モデルと同定した地山物性値を図-6 に、計測結 果と解析結果の比較を図-7 に示す.これより、同定し た地山物性値により、全測点が内空側に変位する変形モ ードおよび変形量の絶対値を概ね再現できている<sup>2</sup>.

# (3) 予測解析方法

同定した地山物性値を用いて、大土被り区間の予測解



図-7 再現解析における計測値と解析値の比較



析を実施した.予測解析の検討フローを図-8に示す.

図-9 に示すように、鋼製支保工は降伏応力に達して も吹付けコンクリートの応力に余裕がある限り、トンネ ルの安定性は維持される<sup>3)</sup>とし、モデル化を行った.そ して、吹付けコンクリート(o'<sub>d</sub>=36 N/mm<sup>2</sup>)に生じる応 力度が許容応力度(=18 N/mm<sup>2</sup>)未満となるよう支保部 材の仕様を決定した.

#### (4) 予測解析

大土被り区間の施工サイクルを図-10 に,特殊支保パ ターンの概要を以下に示す.

- ・掘削は補助ベンチ付き全断面掘削工法とした.また, 施工機械の制約から閉合距離は6mとし,それに伴い 掘削は2mを1サイクルとした.すなわち,切羽から 6m後方で二次支保工を設置し,早期に断面を閉合す ることにより変形抑制を図った.
- ・変状区間で生じた支保工の変状を鑑み、高強度吹付け コンクリート(σ'<sub>dt</sub>=36 N/mm<sup>2</sup>)、高耐力ロックボルト (L=6.0m、降伏荷重297 kN以上)を採用した.
- ・隅角部への応力集中による支保工の変状を避けるため、 過去の施工事例 <sup>4</sup>を参考に、インバート半径比を 1.5 とした(予測解析断面の地山強度比は約 0.3).
- ・切羽は泥岩で粘土を介在するため、その境界で滑り、 岩塊崩落を生じる恐れがある.そこで、施工時の切羽 安定性確保のため、鏡吹付け(t=100 mm),注入式長



図-12 大土被り区間の支保パターン

尺鋼管鏡ボルト(L=9.0 m)を上下半切羽に実施した.
・予測解析の結果,通常の支保工では吹付けコンクリート応力が許容値以内とならなかったため,二重支保工の採用に至った.予測解析結果を図-11 に,設定した支保パターンを図-12 に示す.これより,一次吹付けコンクリートの応力は許容応力度以上となったが,二次吹付けコンクリートに生じる応力は小さく,許容応力度未満となった.

### 5. 二重支保工の施工結果

#### (1) 施工状況

二重支保工の施工状況写真を写真-5,写真-6に示す.

#### (2) B計測位置

地山挙動と二重支保工の妥当性を確認するために, No. 252+78.6(土被り約120m)においてB計測を実施した.B計測の計器配置図を図-13に示す.

#### (3) 二重支保工の検証

トンネルの安定性を確認するために実施した A 計測 (No. 252+76.0) および B 計測の結果をもとに,二重支 保工の検証を行った.その結果,二重支保工の早期閉合 の効果により,大土被り区間におけるトンネルの安定性 を早期に確保することができた.以下,計測の分析結果 を示す.

#### a) 変位と周辺地山の状況

A 計測結果を図-14 に示す. これより,二次支保工閉 合前に上半内空変位で約 70 mm 生じているが,二次支 保工閉合後~収束時で約 75 mm となり,微小な増加に 留まっている. すなわち,二次支保工閉合直後から変位 の増加が抑制されており,切羽が 1D 程度(≒15 m)進 んだ時点で収束している.

地中変位分布(図-15)より,天端および上半側壁では4~6m,下半側壁では3~4m奥から変位が増加しているため,これより内側がゆるみ領域と考えられる.

#### b) ロックボルト軸力

ロックボルト軸力(天端部)の経時変化を図-16 に示 す.これより,天端部(MI)のロックボルトには引張 力が生じており,深度 3.5 mでは最大 63 kN に達した. そして,二次支保工閉合後は引張力の増加が停止し,そ の後は切羽進行とともに圧縮側へ遷移し,収束している. これは,二重支保工という剛な支保工で閉合したことに





写真-5 鋼製支保工建込み状況(二次,上下半同時)





項目		記号	数量	摘要
	地中変位測定	O E1~E5	5	測点:1,2,3,4,6,10m
計	ロックボルト軸力測定	∆M1~M5	5	測点: 0.5, 1.5, 2.5, 3.5m, 4.5m, 5.5m
測	一次鋼製支保工応力測定	▲ S1~S6	6	測定;軸力,曲げ,せん断
Т	二次鋼製支保工応力測定	▲ S7~S12	6	測定;軸力,曲げ,せん断
В	一次吹付けコンクリート応力測定	<b>T</b> 1~T6	6	
	二次吹付けコンクリート応力測定	<b>T</b> 7~T12	6	

図-13 B計測計器配置図



図-15 地中変位計測結果



より、トンネル壁面部の変位が抑制されたのに対し、地 山がトンネル内空側へ変位した結果、ロックボルトに圧 縮力を生じ、当初生じていた引張力が緩和されたものと 考えられる.この傾向は、天端以外の測点(M2~M5) においても見られた.

# c) 吹付けコンクリート応力

一次、二次吹付けコンクリート応力の経時変化を図-18 に示す.これより、両者ともに全測点において圧縮 力が生じている.応力値は、一次吹付けコンクリートの 左肩測点(T2)で許容応力度(=18 N/mm<sup>2</sup>)を超過した が、二次吹付けコンクリートでは全測点で許容応力度以 下であった.また、二次支保工閉合後は、一次吹付けコ ンクリート応力の増加速度が減少するとともに、一次、 二次吹付けコンクリートが一体の挙動を示し、切羽離れ 1D 程度で収束した.

# d) 鋼製支保工軸力, 縁応力

一次,二次鋼製支保工軸力の経時変化を図-19,図-20 に,縁応力の経時変化を図-21,図-22に示す.

図-18~図-20より、一次支保工において、吹付けコ ンクリートの強度が発現する材齢1日目までは、剛性の 高い鋼製支保工が建込み直後から軸力を負担しており、 吹付けコンクリートの強度発現後は、吹付けコンクリー トと鋼製支保工が一体化した挙動を示し、切羽離れ ID 程度で収束傾向を示している.

図-19、図-21 より、一次鋼製支保工(S1,S2,S3)の 軸力、縁応力が大きく、鋼材の降伏軸力、降伏応力を超 過している.しかし、二次支保工で閉合することにより、 一次、二次鋼製支保工が一体化した挙動を示し、最終的 に収束したこと、変位を含むその他の計測値も収束した ことから、支保工全体の健全性は維持されたものと考え られる.また、一次鋼製支保工が降伏軸力に達するほぼ 同時期に二次支保工による閉合を実施できていることか ら、大土被り区間にて設定した閉合距離(=6m)は適切



## であったと考えられる.

図-21,図-22より、天端(SI)を除いた測点において、 地山側および内空側の縁応力に大きな差が見られないた め、鋼製支保工では軸力が卓越し、曲げの影響が小さか ったといえる.

以上より、二次支保工による閉合を実施しなかった場合を想定すると、一次鋼製支保工の応力が降伏応力を超過している点、一次吹付けコンクリートの応力が二次支保工閉合時点で設計基準強度の約7割(=26 N/mm<sup>2</sup>)発生しており、応力の増加速度も大きい点から、一次支保工のみでは周辺地圧に耐え切れず、一次吹付けコンクリートの応力が設計基準強度を超過し、支保工に変状を生じてしまうものと考えられる.よって、大土被り区間にて採用した二重支保工が有効であったと考えられる.

#### e) 支保工の軸力分担

二次支保工閉合前後に生じた各支保工の軸力について 整理したものを図-23 に示す.これより,以下の点が読 み取れる.

一次、二次支保工を同時に施工したインバートでは、 一次吹付けコンクリートの軸力が1825 kN、二次吹付け コンクリートの軸力が1040 kN と同時期の施工かつほぼ 同位置で測定しているのに関わらず、一次側の負担が大 きい.これは、一次支保工と二次支保工で閉合する時期 が異なり、二次支保工により閉合するまでに閉合済みの 一次支保工のインバートには荷重が作用し続けているた めである.また、それぞれの吹付けコンクリート厚さが 異なることも一因と考えられる.

二次支保工閉合前後に生じた各支保工の軸力に着目し た場合、二次支保工閉合前は局所的な軸力集中が見られ る. とくに、一次吹付けコンクリートの左肩部に集中し て軸力が発生している.しかし、二次支保工閉合後に発 生した軸力を見ると、一つの支保部材に集中して軸力が 発生しておらず、支保リング全体で軸力を負担している のが分かる. すなわち, 二次支保工閉合の効果により, 軸力の平滑化がなされ、局所的な軸力集中が無くなった 結果、支保リング全体の耐力を有効に利用することがで きたと考えられる.これは、インバートを円形に近づけ、 曲げの影響を少なくしたことと、二次支保工を上下半お よびインバートで一度に施工する方法を採用したことに より得られた効果と考えられる.とくに、早期閉合は、 支保工の持つ軸圧縮耐力を最大限に利用する方法である ことから、上述の計測結果より、本トンネルで採用した 施工方法の有効性が示されたと考える.

### f) 施工性の評価

大土被り区間では切羽後方6mでインバート閉合する



と同時に二次支保工による断面閉合を実施した.上述の 計測結果より,二重支保工の効果は断面閉合した時点か ら発揮されると考えられる.そのため,二次支保工によ る断面閉合が遅いと変位が卓越し,一次支保工に変状を 生じる恐れがある.よって,極力切羽近傍で二次支保工 による閉合を実施するべきと考えられるが,全断面掘削 の場合,掘削断面積が大きく切羽が不安定になりやすい. また、切羽近傍での二重支保工の施工は、切羽近傍での 作業時間が長くなり、切羽崩落に巻き込まれる重大災害 につながるリスクが高くなる.施工性および安全性の観 点からも、大土被り区間で採用した施工方法は有効であ ったと考えられる.

# 6. おわりに

城山トンネルでは、土被りが大きな泥岩地山区間にお いて二重支保工を採用し、以下の知見を得た.

- ①一次支保工が降伏応力を超える荷重を負担しても、二 次支保工を施工することにより、一次、二次支保工が 一体となった支保工全体の健全性は維持されることを 確認できた。
- ②一次、二次支保工に生じた軸力を分析した結果、イン バートを円形に近づけたことと、切羽後方6mにて二 次支保工を一括施工したことにより、二次支保工施工 後に生じる軸力が平滑化されることを確認できた.と くに、早期閉合は、支保工の持つ軸圧縮耐力を最大限 に利用する方法であることから、本トンネルにおいて 採用した施工方法は有効であったと考えられる.

# 参考文献

- 竹渕俊和,石丸智実,吉野兼央,三好新:ずり出し にカーブベルトコンベヤと竪シュートを用いて周辺 環境への影響を低減 中部横断自動車道 城山トンネル, pp.17-22,トンネルと地下,2016.7.
- 竹渕俊和,一枝俊豪,大塚勇,市田雄行:脆弱泥岩 地山におけるトンネル施工について,土木学会第71 回年次学術講演会,第Ⅲ部門,2016.
- 竹津英二,小島隆,森田隆三郎:膨張性地山を多重 支保工で克服 北陸新幹線 飯山トンネル木成工区, pp.7-13,トンネルと地下,2003.8.
- 4) 佐藤淳,田丸浩行,楠本太,西村和夫:早期閉合トンネルの力学挙動特性に関する考察,トンネル工学報告集,Vol.23, pp.25-34, 2013.11

(2016.8.5受付)

# DESIGN AND CONSTRUCTION WITH DOUBLE SUPPORT IN FRACTURED MUDSTONE

# Toshihide ICHIEDA, Minoru HOSHINO, Toshikazu TAKEBUCHI, Isamu OTSUKA and Kanehisa Yoshino

Shiroyama tunnel is a part of the CHUBU ODAN EXPRESSWAY which is 2-lane highway road. The length of tunnel is 2 087m. Without any problems the tunnel has been excavated successfully. However the ground condition has been getting worse according to an increase of overburden. And tunnel deformation became large and the tunnel supports were damaged due to fractured rock. The prediction analysis for the following further overburden area were carried out based on the monitoring results. As the result, double support and early ring closure were necessary in order to prevent the large tunnel deformation and the tunnel support damages. This paper shows an outline of the counter measures against large deformation and an estimation of monitoring results in the fractured zone.