

高土かぶりの軟弱地山における大断面トンネルの掘削

EXCAVATION OF A LARGE CROSS-SECTION TUNNEL IN SOFT GROUND AT LARGE OVERBURDEN

川北 真嗣¹⁾・山崎 哲也¹⁾・海老根 雅和²⁾・小林 伸次³⁾・谷 卓也³⁾

Masatsugu KAWAKITA, Tetsuya YAMAZAKI, Masakazu EBINE, Shinji KOBAYASHI, Takuya TANI

Hida tunnel (10.7km in length) is being constructed in soft ground at the overburden of 250m by means of NATM. Since the initial displacement of the tunnel convergence became large at the excavation of the upper half heading, the temporary invert by shotcreting was applied at the excavations of upper heading and first bench. Nevertheless, it was predicted that the convergence would exceed the prescribed limit by the excavation of the second bench. Hence, each of the second bench and invert were excavated in three divisions, viz. both sides and center, so as to provide the earliest ring closure of the tunnel support with shotcrete. This method successfully enabled us to reduce the convergence down to about 40% of the prescribed criterion.

Key Words: NATM, large cross-section tunnel, soft ground, large overburden, convergence

1. 概要

飛騨トンネルは、東海北陸自動車道の飛騨清見 IC と白川郷 IC 間に位置する延長 10.7km の長大トンネルであり、現在白川方跡津川系と御母衣系の派生断層の影響を受けた非常に軟弱な地質区間を NATM で施工中である。土かぶりは 250 m を超え、今後 TBM で掘進が可能な硬岩地山区間までを、上半・1 ベンチ・2 ベンチ・インバート部の加背割で施工する(図-1 参照)。白川花崗岩と濃飛流紋岩の境界部近傍の不良地山区間(STA.411+00~407+95)では、約 150m²の断面内に先進する中央導坑(図-1 参照)を設けた。中央導坑では地山変位量の計測の他、先受ボルト工(STA.409+20~40)、注入工(STA.409+35~45)等の変位抑制工の試験工事を実施している(図-2 参照)。

中央導坑掘削後の上半(断面積 72m²)の切り拡張掘削時には切羽の自立性は概ね良好であったが、STA.409+36 近傍では内空変位で約 20mm/day の初期変位が観測され、収束変位量が管理値を大幅に超えることが予想された。そのため、当該区間では上半及び 1 ベンチの施工時に変位抑制効果の高い仮インバート閉合法を採用した。しかしながら、1 ベンチ掘削完了後の変位が 100mm を超え、後方に控える TBM 移動のための内空幅を侵す箇所が生じた。

このような状況から、2 ベンチの掘削に際しては

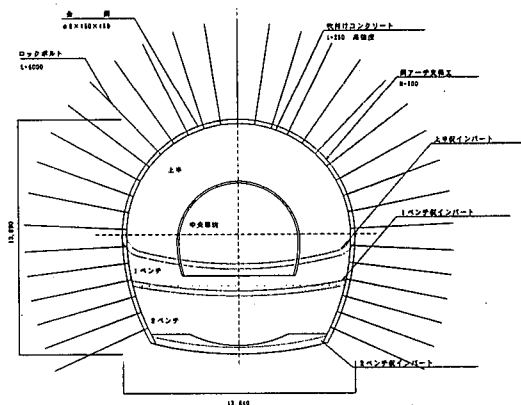


図-1 中央導坑及び加背割図(DIW(4))

- 1) 正会員 日本道路公団中部支社清見工事事務所
- 2) 正会員 横浜コンサルティングセンター清見出張所
- 3) 正会員 大成・西松・佐藤共同企業体飛騨トンネル工事作業所

更なる変位抑制対策が必要となった。2ベンチの施工では、2ベンチとインパート部を両サイドと中央部に分けて施工する方法を採用した。具体的には、2ベンチ側壁部の施工と同時に2m程度脚部に仮インパートを施工し、両サイド完了後に中央部の掘削をおこないインパートを閉合する方法である。この工法の採用により、切羽の開放時間を短く且つ断面を早期に閉合したため、2ベンチ掘削後の変位量を管理値内に収めて無事施工を完了している。

図-3は上述した不良地山区間における計測管理と対策工の概要を示したものである。以下、本トンネルにおいて実施した上半及び各ベンチ施工時の管理方法及び対策工について報告する。

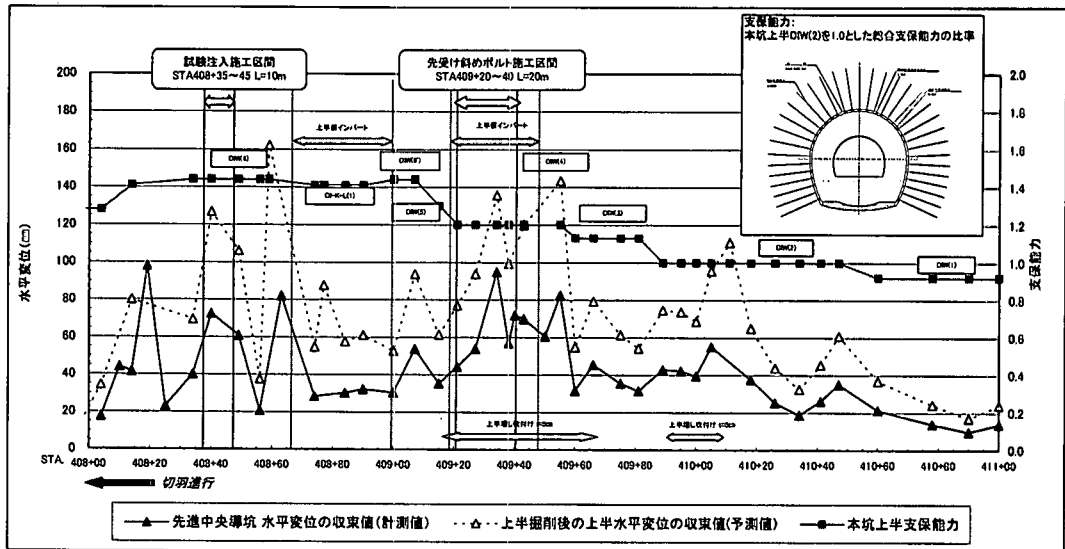


図-2 中央導坑区間掘削時の変位傾向と変位抑制工の実施区間

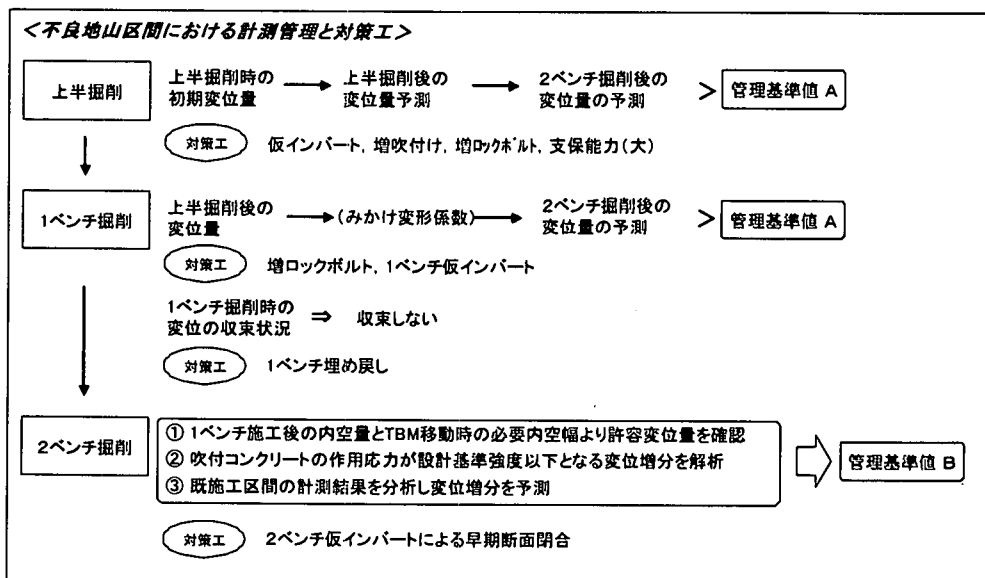


図-3 不良地山区間における計測管理と対策工の概要

2. 上半及び1ベンチの施工

(1) 上半施工

上半の施工では、既施工区間の支保の変状状況から限界ひずみ ε を0.75%とし、標準断面において限界変位量を上半水平変位58mm、天端沈下29mmと設定して計測管理を行った。既施工区間のA計測データから初期変位速度が11mm/day以上で上半掘削後の水平変位の収束値が24mm、さらに2ベンチ掘削後には58mmを超えることが予測された。このため、初期変位速度が11mm/dayを超えた場合には1ベンチの掘削前に変位抑制対策を行うこととした。図-4に上半掘削時の水平変位の初期変位速度と上半掘削後の収束値、変位抑制対策工の種類と実施した区間を示す。

変位抑制対策工を実施したSTA.409+38, STA.409+43においては、仮インバート、増し吹き付け、増しロックボルトの3段階の施工を行ったにもかかわらず、水平変位の管理基準値58mmをそれぞれ15mm, 12mmを超える結果となった。施工を行った不良地山区間では、上半掘削時の収束変位量から他の箇所についても1ベンチ掘削時に限界変位量を超えることが予測された。

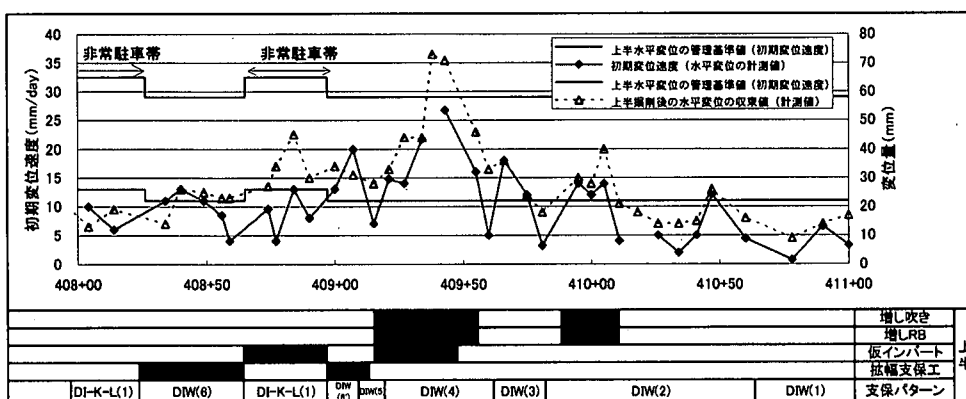


図-4 上半掘削時の水平変位の初期変位速度と収束値

(2) 1ベンチ施工

1ベンチの施工に際しては、上半掘削後の収束変位量から地山のみかけ変形係数を求め、最終の2ベンチ掘削後の上半水平変位の収束値の予測を行った。この値が限界変位量を超える区間について、以下に示す変位抑制対策工を実施した。また、図-5には予測した収束値と1ベンチ掘削後の収束変位量、対策工の実施区間についてまとめて示す。

- ・ STA.409+76～STA.408+84 仮インバート
- ・ STA.410+10～STA.409+90 片側掘削後の変位が大きいため増しボルト

また、STA.410+11～STA.409+76 においては1ベンチ掘削後に完全な変位収束が観測されず、埋め戻しを行って変位を収束させた。

このように、1ベンチ掘削後の上半水平変位は、変位抑制対策工を実施したにもかかわらず、上半掘削時に設定した管理基準値を超えた。そのため、1ベンチ施工終了後にトンネルの内空量を測定し、TBMの移動に必要な内空幅から2ベンチ掘削時の許容変位量を確認した。また、当該区間の支保の安定性についてもFEMによる数値解析で耐力を超えていないことを確認し、さらに2ベンチ施工時に支保の安定性が確保される変位増分値を求めた。2ベンチ掘削ではこれらの内空量の許容値内で施工を終えなければならず、当該区

間における効果的な変位抑制対策工を検討した。

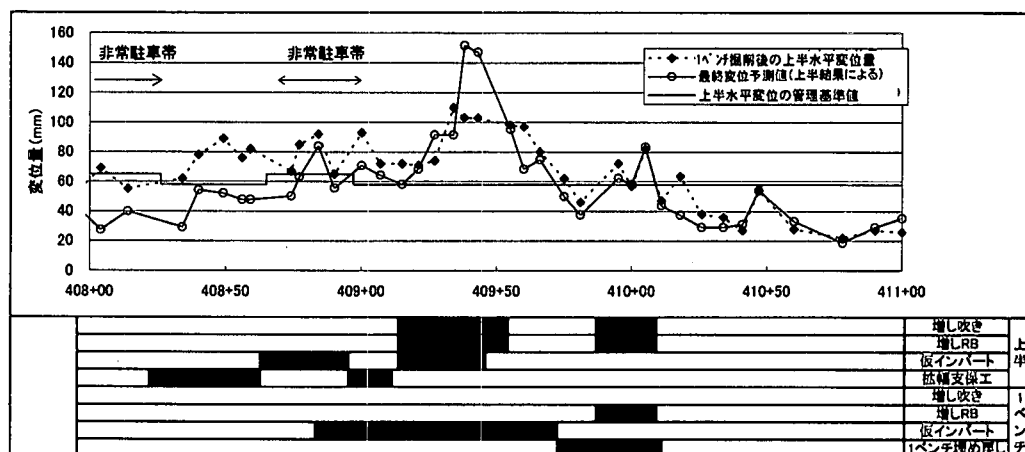


図-5 1ベンチ掘削後の上半水平変位の収束値と2ベンチ掘削後の最終変位予測値

3. 変位抑制対策工の検討

2ベンチの掘削に先立ち、表-1に示すように①2ベンチ仮インバート閉合、②上半ライニング、③グラウンドアンカー工の3種の変位抑制対策工を検討した。表-1は1ベンチの収束変位量が100mmを超えた最も変位量の大きい断面（STA.409+36 近傍区間）について対策工を検討した結果である。

対策工2の上半ライニングは内空量の確保、施工が困難であり、対策工3のアンカー工は変位抑制効果が最も期待できるが、施工費用が膨大である。以上から、最も費用対効果の大きい吹き付けコンクリートによる2ベンチ仮インバートによる早期閉合法を採用した。

表-1 2ベンチ変位抑制対策工の比較（STA.409+36）

工種	内 容	内空変位の抑制効果 [mm]	コスト比較
補強工なし		—	1.0
補強工1	2ベンチ仮インバート閉合	7.5	1.1
補強工2	上半ライニング（ $t=100\text{cm}$ ）	7.5	1.3
補強工3	グラウンドアンカー工（導入力490kN/本）	13.3	2.0

4. 2ベンチ掘削時の変位量と計測管理

(1) 増分変位の予測

STA.409+36の計測断面について、2ベンチ掘削による上半の水平方向の変位量の増分を次に示す2つの方法で予測した。

- ① 施工手順を考慮したFEMによる数値解析
- ② 既施工区間の変位倍率（2ベンチと1ベンチの各掘削後の収束変位量の比）の適用

①については、2ベンチ掘削時に1間毎にインバートの施工を行う場合（表-1に示す補強工1）の解析を行ったものであり、2ベンチ掘削による増分変位は70.9mmとの結果を得た。②については、STA.410+27断面での変位倍率1.49〔57mm（2ベンチ掘削後）/38mm（1ベンチ掘削後）〕を2ベンチ掘削後のSTA.409+36に適用したもので、増分変位は50.5mm（103×1.49－103）となる。同様に、既施工区間のSTA.411+00～STA.410+26における変位倍率の平均値1.68を適用した場合には、70.0mm（103×1.68－103）となる。

①、②より、2ベンチ掘削時に発生する上半の水平方向の変位量の増分は50～70mm程度であると考えた。

(2) 2ベンチ施工時の計測管理

表-2は、2ベンチ仮インバートによる早期閉合法を採用した場合の作業手順を考慮したFEMによる数値解析結果であり、吹付コンクリートに作用する応力についてまとめたものである。1ベンチの施工完了時は、吹付コンクリートは設計基準強度36N/mm²内にあり、2ベンチ掘削時の増分変位が61.6mmを超えない限り発生応力が設計基準強度以下に収まることが確認できた。

また、TBMの移動幅の確保が最も厳しいSTA.409+47断面において、許容変位量が51mmであること、既施工区間の計測結果から変位の増分量が50～70mm程度であること、数値解析による許容変位量が61.6mmであることから、2ベンチ掘削時の上半水平変位の管理基準値を増分変位量で50mmとした。

表-2 吹付けコンクリートに作用する応力（STA.409+36）

施工ステップ	吹付コンクリートに作用する応力
1ベンチ完了時	$\sigma = 23,852 \text{ kN/m}^2$
2ベンチ完了時	$\sigma = 37,828 \text{ kN/m}^2$
2ベンチ掘削による 吹付コンクリートの増分応力	$\sigma = 37,828 - 23,852 = 13,976 \text{ kN/m}^2$ (143kgf/cm ²) (このときの増分内空変位量：70.9mm)
<吹付コンクリートに作用する応力が設計基準強度に達する状態> $\text{増分内空変位} \times = (36,000 - 23,852) / 13,976 \times 70.9 = 61.6 \text{ mm} \Rightarrow 50 \text{ mm}$	

5. 2ベンチ施工

2ベンチの施工は、当初、左右の側壁部を施工後に仮インバート部を掘削してインバート施工を行っていたが、この方法では施工サイクル中の切羽開放時間が長くなっていた。また、片側の側壁施工と同時に仮インバートを半分施工する方法も行っていたが、掘削時間が長くなるため側壁部の無支保状態での開放時間が長くなっていた。最終的には側壁掘削と同時に2m程度脚部に仮インバートを施工し、左右完了後に中央部の掘削をおこないインバートを閉合する方法とした。本施工法がもっとも切羽開放時間が短く施工性も良好であった。

計測管理の結果については、2ベンチ施工後の内空量の確保及び支保の安定性が問題となったSTA.409+36のA計測結果を天端沈下・内空変位の経時変化図として図-6に示す。2ベンチ仮インバート閉合による施工を行った結果、2ベンチ掘削による変位増分を管理値50mmに対し20mmに抑制することができた。図にも示されているが、この計測断面は1ベンチ掘削までに上半の内空変位が103mmとなった箇所である。また、STA.409+36近傍区間において、掘削後の変位倍率については、表-3と表-4に示すように既施工区間（STA.409+36施工前）では1.68、変位抑制対策区間では1.15と変位倍率について約30%の変位抑制効果を得ることができた。

表-3 既施工区間の上半水平変位

区間	計測断面 STA	1ベンチ掘削後 上半水平変位	2ベンチ掘削後 上半水平変位	変位倍率
中央導坑上半拡幅	410+99.6	26	34	1.30
	410+93.6	27	31	1.13
	410+79.2	22	40	1.83
	410+61.2	28	50	1.79
	410+50.0	54	101	1.87
	410+46.0	27	58	2.15
	410+35.0	36	68	1.89
	410+27.0	38	57	1.49
平均値				1.68

表-4 変位抑制対策工実施区間の上半水平変位

区間	計測断面 STA	1ベンチ掘削後 上半水平変位	2ベンチ掘削後 上半水平変位	変位倍率
(中央導坑上半拡幅) 1ベンチ掘削後インバート実施	409+75.0	62	78	1.25
	409+65.0	80	96	1.20
	409+59.0	97	123	1.27
	409+54.0	98	119	1.21
	409+42.0	103	118	1.15
	409+36.0	103	123	1.19
	409+30.0	110	86	0.78
	409+26.0	74	88	1.18
平均値				1.15

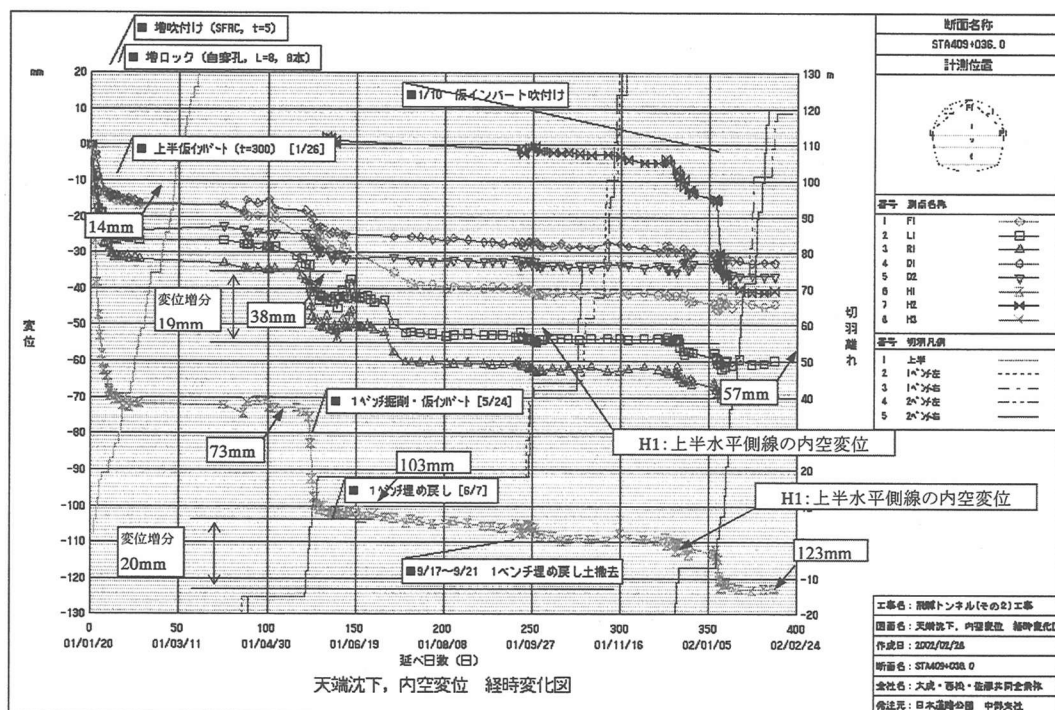


図-6 天端沈下・内空変位の経時変化図 (STA.409+36)

6. まとめ

2ベンチ施工の結果、変位増分50mmの管理値に対し20mmと約40%程度の変位で2ベンチの施工を完了することができたことから、掘削中のサイクル内であっても開放時間を少なくし早期に仮閉合することで高い変位抑制効果が得られることが確認できた。

ベンチ掘削時は上半の支保は完成しており、掘削時の増分変位を抑制して支保の耐力を超えないように管理しなければならず、ベンチ掘削時の施工方法と計測管理が重要であることが分かった。今後、前方に予測される軟弱地山区間で土かぶり400m以上に増え、変位量も増加することから、掘削中の変位量の管理がより重要になっていくと考える。