

切羽前方地山補強に着目した軟弱地山のトンネル掘削

前田 智之* 伊藤 典彦**
益子 篤史*** 小田原 有作**

要 旨

トンネル掘削に伴う地山変位が大きく、掘削時にも切羽崩落が見られる非常に軟弱な地山を、切羽前方地山の補強と、切羽近傍でのインバートの早期閉合による切羽後方地山の補強で突破した。

これまでも軟弱地山の施工方法として、天端の先受け工や切羽の長尺鏡ボルト工により切羽前方地山の補強を目的とした補助工法と、インバートによる早期閉合を採用してきた。しかし当地山では通常の長尺先受け工と長尺鏡補強工だけでは地山の変位は収まらず、支保部材に生じる応力は許容値を超えた。そのため、さらなる対策が必要であった。そこでトンネルの安定性に寄与する地山変位の抑制を目的に、切羽前方地山の変位の抑制と切羽近傍でのトンネル断面の早期閉合によって、切羽前方地山から後方にかけて連続的に地山変位を制御する方法を検討した。これまでの施工結果をもとに検討した結果、注入式長尺先受け工と長尺鏡補強ボルトでは十分な切羽前方地山の補強効果が現れていないことから、さらに天端部分から切羽斜め前方に向かって長さ 6m の鋼管膨脹型ロックボルトを打設する追加地山補強工を採用し、地山前方のゆるみ拡大を抑制して、切羽後方は引き続きインバートストラットによる早期閉合を行うこととした。

その結果、地山変位は、追加地山補強工採用前の約 1/2 程度まで減少し、支保部材に生じる応力も許容値内に収まった。切羽前方地山の補強と切羽後方での早期閉合による連続的な変位制御を行う掘削方法が、軟弱地山掘削の施工方法として有効であるということを確認した。

1. はじめに

当初設計では、坑口から 800m の地点から施工終点まで、破碎帯はあるものの、トンネル切羽には、大部分が良好な地山の砂岩優勢層が出現すると想定されていた(図-1)。しかし、掘削時には、良好な砂岩優勢層はほとんど見られず、大部分が粘土を挟在した軟弱な粘板岩優勢層が、切羽を占めた。No. 645+15 以降、天端崩落や地山変位の対策工を実施しながら、掘削した。

No. 649+9 掘削時の支保パターンは D II-h-2 で、鋼製支保工は H-200、吹付けコンクリートは高強度(36N/mm²)、ロックボ

ルトは長さ6mを採用し、補助工法としてGFRP管による注入式長尺先受け工(L=12.5m、φ76mm、打設間隔45cm)と長尺鏡補強工(L=13.5m、φ76mm、打設間隔1.2m)およびインバートストラット(H-200)による早期閉合を実施していた。しかし実施後のNo. 649+9の内空変位は天端と左脚部沈下で90mm以上と大きくなった。また、No. 649+9で計測していた支保部材の応力も、管理レベルⅢ以上であった。支保機能の不足がみられ、トンネルの長期耐久性や施工の安全性にも問題が生じるため、地山変位の抑制を目的に、追加の地山補強工の検討を行った。検討にあたり、切羽前方地山を補強して先行変位を制御する、切羽前方地山補強工に着目した。そして、切羽後方で早期に閉合し、切羽前方と後方で連続的に地山変位を制御することで、全体の地山変位を抑制する

方法を検討した。検討の結果、追加地山補強工としてNo. 649+15.6から、地山定着効果が施工直後に得られる鋼管膨脹型ロックボルト(ZAM)を、切羽前方60°の仰角で、上半120°範囲に追加して切羽前方の支保工天端周辺の地山を改良し、注入式長尺先受け工のφ76mmのGFRP管を、剛性の高いφ116mmの鋼管に変更した。また、

地質時代	地質名	記号	岩相・層相
古生代	二畳紀	与奈久層	PnSs 砂岩優勢層
			PnSl 粘板岩優勢層
			PnCh チャート優勢層
その他			破碎帯

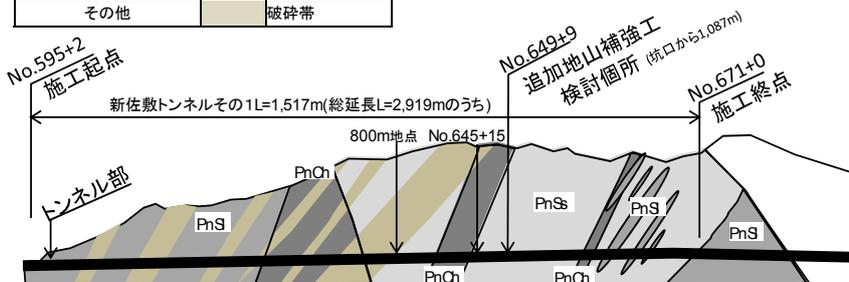


図-1 地質縦断面図(当初設計)

* 土木部門 土木本部 土木設計部
** 九州支店 新佐敷トンネル工事事務所
*** 九州支店 熊野江第2トンネル工事事務所

同じ No. 649+15.6 からひび割れ耐久性向上を目的に、吹付けコンクリートに鋼繊維を添加した。追加地山補強工採用の結果、No. 650+1.0 での内空変位は No. 649+9.0 の 1/2 程度に抑制され、支保部材の応力は、管理レベル I 程度となり、許容応力範囲内で掘削できた。

本稿では、軟弱地山を掘削するにあたり、切羽前方と後方の変位を連続的に制御することに着目した軟弱地山での補助工法の検討方法と施工結果について報告する。

2. 施工概要

2.1 地質概要

本工事は、南九州西回り自動車道の八代と芦北町を結ぶ総延長 2,919m の新佐敷トンネルのうち、八代側から 1,518m 施工するものである。地質は、古生代の砂岩、粘板岩、石灰岩、赤色頁岩、チャート等からなり、岩相変化が著しく、レンズ状に互いに他の地質に挟在する。また、多くの断層や破砕帯が分布しており、地層の連続性や地下水の分布は複雑になっていることが想定され、当初より切羽崩壊や、異常出水に留意して施工する必要があった。

2.2 施工経緯

No. 645+15 付近施工時に上半の吹付けコンクリートにひび割れが発生、No. 646+12 付近では天端が崩落したため、増しボルトによる支保部材の補強や、注入ボルトによる地山改良、注入式長尺先受け工、長尺鏡補強工などの天端・切羽安定対策、インバートストラットによる早期閉合を実施した(表-1、2、図-1)。

表-1、図-2 に示すように、地山の変状に応じて対策工を行いながら掘削を続けた。No.648+18.0 では、天端部で 128mm、左側上半脚部で 96mm と大きく沈下したため、No.649+4.6 から、支保パターンを D II-g-2 から D II-h-2 に変更した。D II-h-2 変更後の No.649+9.0 で A 計測および B 計測(鋼製支保工応力、吹付けコンクリート応力、ロックボルト軸力、地中変位)を実施した。

No.649+9.0 での A 計測および B 計測の結果、支保パター

ンを D II-h-2(図-3)に変更したにもかかわらず、内空変位は管理レベル III を超過し、支保部材の応力も、管理レベル III を超過した。

表-1 対策工の経緯

場所	現象	実施した対策
965m No. 645+14.6	上半外周全体の吹付けコンクリートひび割れ発生	支保: D I -b から D I -b-s に変更 インバートストラット(H-150)、増しボルト(L=4m)
982m 付近 No. 646+12.0	上半外周全体の吹付けコンクリートひび割れ発生と、天端沈下 80mm、左脚部沈下 125mm 発生、天端崩落	支保: D I -b-s のまま 増しボルト(L=4m)、増し注入ボルト(L=4m)、インバートストラット(H-150)
992m 付近 No. 647+1.6	吹付けコンクリートの天端、側壁にひび割れ発生と剥落	支保: D II -f-2 に変更し No. 647+19.6 以降 D II -f-3 に変更 注入式長尺先受け工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、長尺鏡補強工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、インバートストラット(H150)
1019m 付近 No. 648+8.6	吹付けコンクリートの天端、側壁にひび割れ発生と剥落	支保: D II -g-2 に変更 注入式長尺先受け工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、長尺鏡補強工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、インバートストラット(H150)、注入式フォアポーリング(L=4m)
1026m 付近 No. 648+16	吹付けコンクリートの天端、側壁にひび割れ発生と剥落	支保: D II -g-2 のまま 注入式長尺先受け工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、長尺鏡補強工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、インバートストラット(H150)、増しボルト(L=6m)
1035m 付近 No. 649+4.6	No. 648+18 の天端沈下 128mm、左脚部沈下 96mm	支保: D II -h-2 に変更 注入式長尺先受け工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、長尺鏡補強工(GFRP 管、φ 76mm、L=12.5m)、インバートストラット(H150)、増しボルト(L=6m)

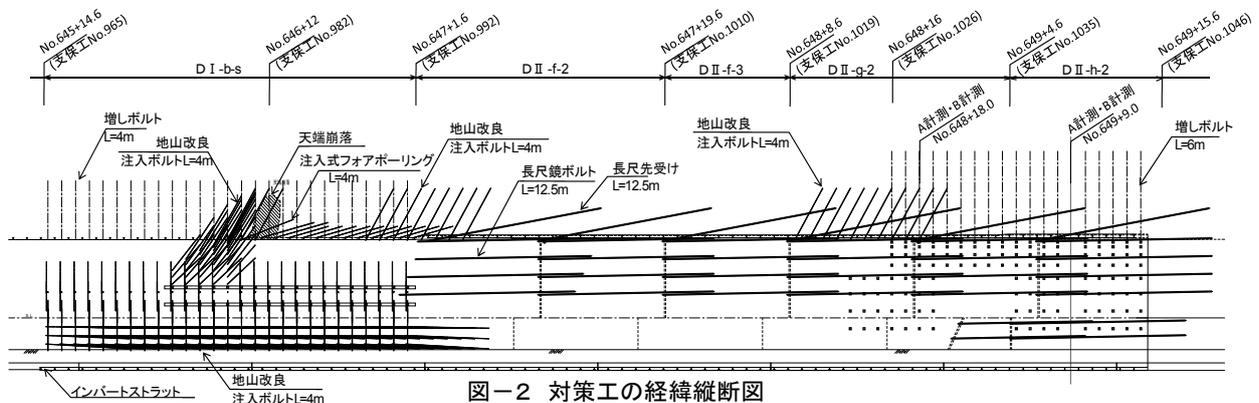


図-2 対策工の経緯縦断面

表-2 支保パターン一覧

	鋼製 支保工	吹付け コン	ロック ボルト	インバート ストラット	変形 余裕
D I -b-s	H-125	15cm	L=4m	あり	なし
D II -f-2	H-150	20cm	L=4m	あり	10cm
D II -f-3	H-150	20cm	L=4m	あり	10cm
D II -g-2	H-150	20cm 高強度	L=4m	あり	10cm
D II -h-2	H-200	20cm 高強度	L=4m	あり	10cm

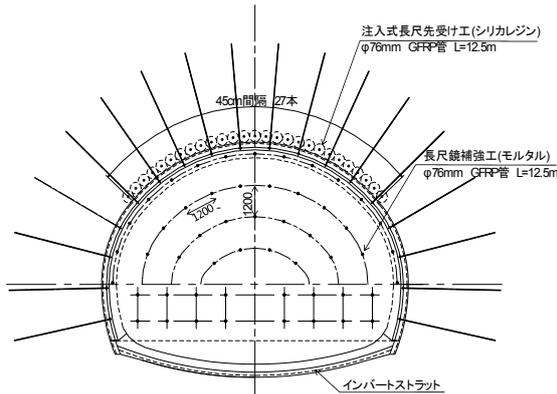


図-3 No.649+9.0 施工パターン図(D II-h-2)

吹付けコンクリートにひび割れが発生していること、内空変位、支保部材の応力の計測値が管理レベルⅢを超過していることから、これ以上地山変位や支保部材応力を許容、地山のゆるみを拡大させることは、トンネルの長期安定性に影響を与えるばかりでなく、施工の安全性を損なうことも懸念される。

そのため、計測結果を利用して、地山変状状況を分析し、追加の地山補強工の検討を行った。

3. これまでの施工結果の分析

トンネル掘削を進めるのに必要な追加地山補強を検討するにあたり、掘削時の地山の状況を分析した。掘削時の地山状況として、No.649+9.6の切羽状況と、No.649+9.0のA計測、B計測の結果を分析した。

3.1 掘削時の切羽状況

No.649+9.6での切羽状況を写真-1に示す。

切羽は、全般的には強風化粘板岩優勢であり、亀裂沿いに粘土を多く挟在している。

左足元から天端、右肩、および中央部は、粘板岩優勢層である。レンズ状に硬質な砂岩やチャートが不規則に挟在するが、粘板岩自体が脆弱で、細粒化しやすく、また亀裂沿いに粘土を多く挟在するために、容易に破碎する。

右足元は、亀裂が発達し、風化したチャート層である。岩塊の強度は高いが、亀裂が開口しており、1300kg級のプレーカ

ーで掘削できる。

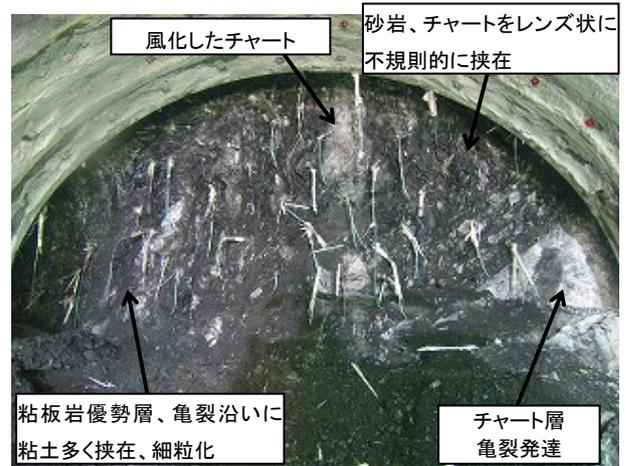


写真-1 切羽状況(No.649+9.6)

3.2 内空変位と支保部材の応力

追加地山補強を検討するため、通常のA計測に加えて、No.649+9.0とNo.650+1.6で鋼製支保工応力、吹付けコンクリート応力、ロックボルト軸力、地中変位を測定するB計測を実施した。計測値を評価するため表-3、図-4に示す管理基準値を設定し、管理した。

表-3 管理基準値一覧

	単位	管理 レベル I	管理 レベル II	管理 レベル III
内空変位	mm	34.2	51.6	80.0
天端・脚部沈下	mm	17.1	25.8	40.0
鋼製支保工応力	N/mm ²	160	235	—
吹付け応力 (1日)	N/mm ²	3	5	9
(3日)	N/mm ²	5	9	14
(28日)	N/mm ²	10	20	30
ロックボルト軸力	kN	85	130	170
地中変位(ひずみ)	%	0.5	0.7	1.0



図-4 管理基準値と管理体制

No. 649+9.0付近の支保工の変状状況と、A、B計測の結果について、以下にまとめる。

(1) 内空変位の経時変化

No. 649+9.0の内空変位経時変化(水平測線、斜め測線の内空変位、天端と脚部の沈下)を図-5に示す。

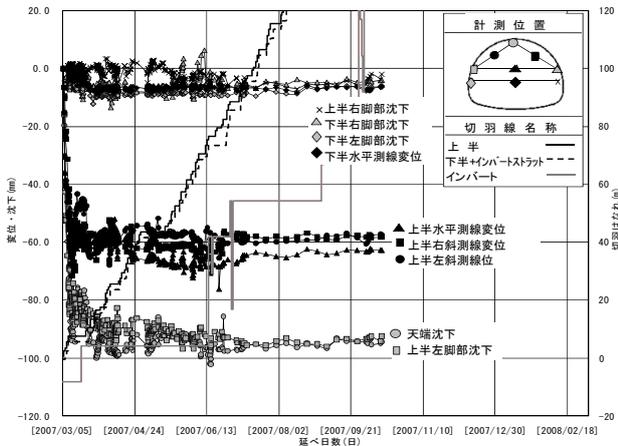


図-5 内空変位(No.649+9 経時変化図)

図-5 の内空変位経時変化図より、天端沈下と上半左脚部の沈下が大きく、特に初期変位速度は 24.5mm/day と非常に大きい。しかしインバートストラット(切羽離れ 0.2~0.3D:D はトンネル直径)施工後、インバートコンクリート(切羽離れ 0.5D)施工後、ともに収束傾向がみられた。インバート施工時点の変位は、天端沈下で 80.5mm、上半左脚部沈下で 85.7mm、と管理レベルⅢ(40.0mm)を大きく超え、上半水平内空変位で 59.4mm と管理レベルⅡ(51.6mm)を超えている。

(3)支保部材の応力等

No. 649+9.0 における、鋼製支保工応力、吹付けコンクリート応力、ロックボルト軸力の測定結果を示す。

・鋼製支保工応力

鋼製支保工の応力は、天端部で、圧縮方向に最大 360N/mm² であり管理レベルⅡ(235N/mm²)を超えている。切羽離れ 1.0D までに増加し、切羽離れ 2.0D にかけて、ほとんど増加がない(図-6)。

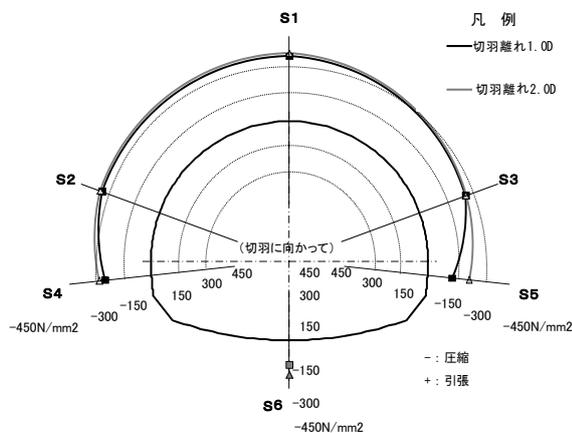


図-6 鋼製支保工応力図(No.649+9)

・吹付けコンクリートの応力と変状状況

いずれの測点においても、切羽離れ 1.0D までに応力が発生し、切羽離れ 2.0D では、ほとんど増加がない。左下半部 T4 の応力は、図に示していないが 3 日で 21.3 N/mm² となり、3 日の管理レベルⅢ(14 N/mm²)を超過している。28 日でも、30.5N/mm² であり、28 日の管理レベルⅢ(30N/mm²)を超過している。また、測点 T2 は、切羽離れ 1.0D、2.0D とも計測不能であった(図-7)。

No. 645+14.6~No. 649+15.6 の吹付けコンクリートでは、おもに天端から左側側壁にかけて、トンネル縦断・横断方向ともひび割れが発生した(写真-2)。

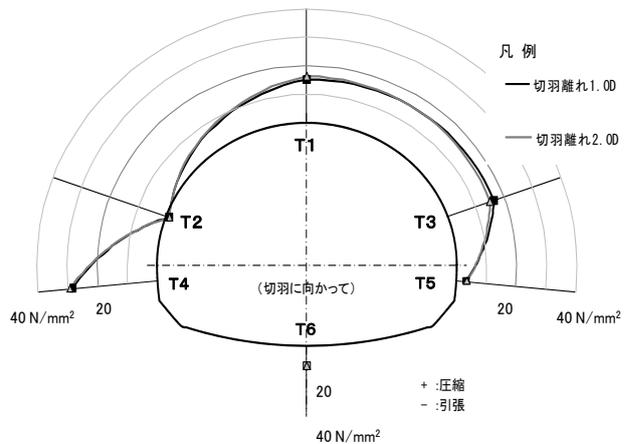


図-7 吹付けコンクリート応力図(No.649+9)



写真-2 吹付けコンクリートひび割れ状況

・ロックボルト軸力

ロックボルト軸力計測は、長さ 4m のボルトを使用した。ロックボルト軸力は、いずれの測点でも、管理レベルⅠ(85kN)の超過はみられない。また、2.5m 以深での、軸力の発生はない(図-8)。

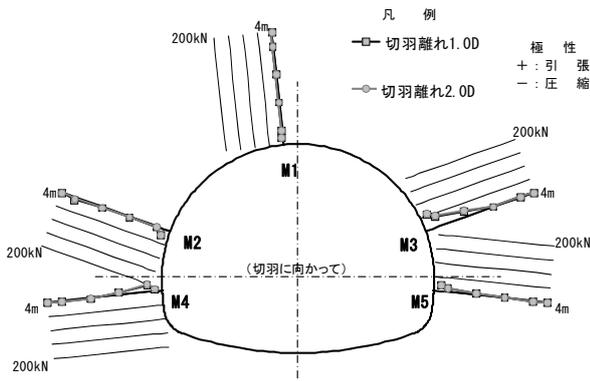


図-8 ロックボルト軸力図(No.649+9)

・地中変位

地中変位計には、長さ 8m のものを使用した。変位は、ほとんどの測点で 6m 付近から発生している。地中區間ひずみは、左下半部 E4 で壁面から 2m の地点において 1% であり、管理レベルⅢ(1%)と等しい。それ以外の測点では最大 0.6% 程度であり管理レベルⅡ(0.7%)以下である。同一測点の天端沈下が 90mm 程度あるのに比べ、地中変位 E1 は 20mm 程度と小さい。上半水平測線変位の 60mm 程度に対して、位置が近い地中変位は、それぞれ 50mm、2mm 程度であり、左側が大きい。上半水平変位と同程度である。また、切羽離れ 1.0D 以降は、ほとんど増加していない(図-9)。

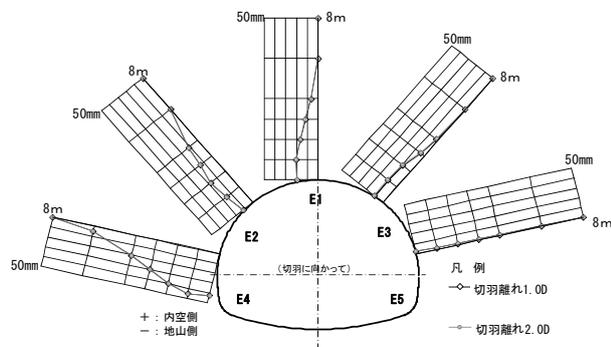


図-9 地中変位図(No.649+9)

3.3 これまでの施工結果の分析

これまでの施工結果を下記にまとめる。

- ①吹付けコンクリートにひび割れがみられる。
- ②内空変位、鋼製支保工応力、吹付けコンクリート応力(3日、28日)は、管理レベルⅢを超える。それ以外のロックボルト軸力、地中変位では、管理レベルⅢは超えていない。
- ③内空変位は、インバートストラット(切羽離れ 0.2~0.3D)とインバート(切羽離れ 0.5D)施工前に発生している。インバート施工後は、ほとんど増加がない。

- ④内空変位、支保部材応力とも、切羽離れ 1.0D までの増加が大きい。(初期変位速度が大きい)
- ⑤ロックボルト軸力は小さく、発生位置はトンネル壁面から 0.5~2.0m 程度である。
- ⑥地中変位計測結果より、地山変位はトンネル掘削壁面 6m 程度の位置から生じている。
- ⑦天端沈下(90mm 程度)に比べ地中変位(20mm 程度)が小さい。
- ⑧上半水平測線変位(60mm 程度)と地中変位(左 50mm と右 2mm)は同程度であるが、左側のほうが大きい。

これらの計測結果より、以下の内容が推測される。

- ①鋼製支保工、吹付けコンクリート応力は管理レベルⅢを超えており、吹付けコンクリートにもひび割れが発生していることから、支保機能の不足がみられる。
- ②天端沈下と地中変位の比較により、天端付近は 8m 以上奥からゆるみが生じていると推測される。
- ③切羽離れ 1.0D 後、内空変位、支保部材の応力の増加がほとんどないことから、インバートの機能は保持されていると推測される。
- ④ロックボルト軸力が小さいことから、ロックボルトの効果は得られていないと思われる。

3.4 施工結果の分析による問題点

地山のゆるみ領域の広がりや、支保応力の増加は、支保剛性の不足だけでなく、地山の先行変位も原因を考えられる。少しでもゆるみ領域を現象させるためには、切羽前方地山の変位を事前に抑える対策工を施すことが必須と考えられる。

4. 追加地山補強工の検討

切羽前方地山は、現時点の支保パターンでは、注入式長尺先受け工(L=12.5m、注入材はシリカレジ、打設間隔 45cm、計 27本)、長尺鏡ボルト(L=13.5m、注入材はモルタル、計 54本)を施工し、補強していた。

しかし、天端部の地山のゆるみは掘削断面より 8m 以上奥まで達していると推測されるため、切羽前方地山の天端部の改良範囲をできるだけ大きくし、補強範囲を広げた。

そのために、切羽掘削面から斜め前上方に補強工を 120° の範囲に打設して、切羽前方のトンネル掘削部周囲の地山を先行改良する。天端部地山補強工は打設直後の効果を得ることと、経済性を考慮して、当現場ではパターンボルトとしても実績のある長さ 6m の鋼管膨張型ロックボルトとした。鋼管膨張型ロックボルトは、高水圧で袋状の鋼管を膨張させ、鋼管と孔壁との摩擦で定着をとるものである(図-10)。

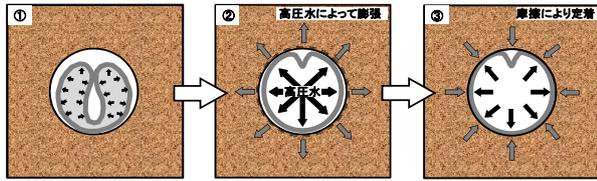


図-10 鋼管膨脹型ボルトの定着概念図

さらに、天端部地山の剛性を高めるため、φ76mm のGFRP管から、φ116mm の鋼管に変更し、注入材はシリカレジンとした。この両者を追加地山補強工と呼ぶ。吹付けコンクリートは、曲げ抵抗性の向上と剥落防止のため、鋼繊維を添加し、4mのロックボルトでは、効果が確認されなかったため、パターンボルト長は6mにした。

また、A計測とB計測(鋼製支保工軸力、吹付けコンクリート応力、ロックボルト応力、地中変位)を実施し、計測結果を利用して追加地山補強工採用の効果の妥当性を評価し、次シフトの支保パターンに設計に反映させた。

以下に追加地山補強工の支保パターンの横断面図と縦断面図を示す(図-11、12)。

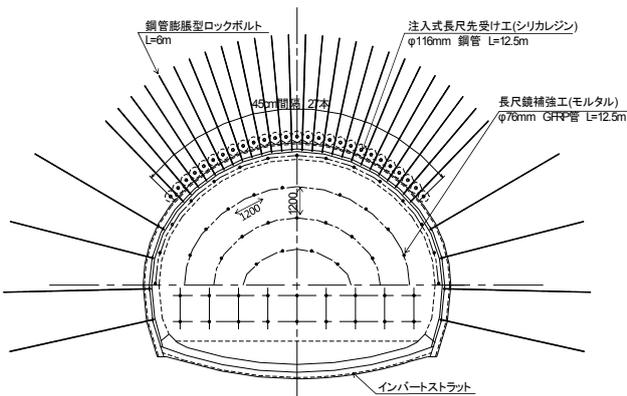


図-11 追加地山補強工を採用した施工パターン図(横断面図)

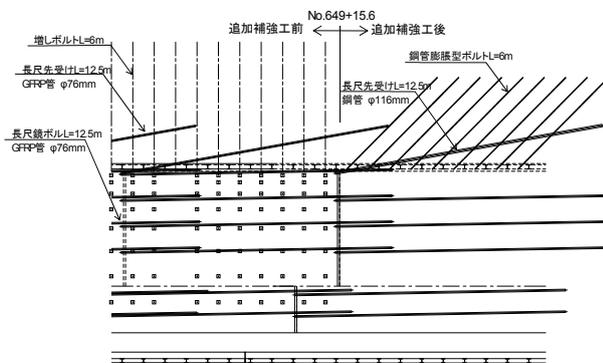


図-12 追加地山補強工を採用した施工パターン図(縦断面図)

5. 追加地山補強工の効果

5.1 追加地山補強工採用後の切羽状況

No.650+1.6 での切羽状況を写真-3に示す。

切羽は、強風化粘板岩優勢層とチャート層に大別できる。天端から右足元部にかけて、粘板岩優勢層がみられ、砂岩、チャートが不規則にレンズ状に挟在し、粘板岩自体も脆弱で細粒化しやすく、亀裂沿いにも多くの粘土を挟在する。左肩から足元にかけて風化したチャート層がみられ、岩塊の強度は高いが、亀裂が発達し、開口している。

No.649+9.6 の切羽状況に比べて、硬質な砂岩、チャートが切羽に占める割合が多く、切羽の状態は良好である。

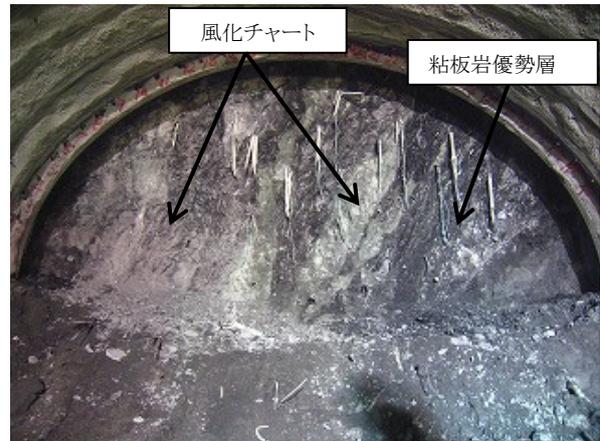


写真-3 切羽状況(No.650+1.6)

5.2 計測結果

追加地山補強工を採用する前のパターンと、採用した後のパターンで掘削した時の計測結果を比較する。

(1) 内空変位の経時変化

追加地山補強工を採用した後に掘削した No. 650+1.0 における内空変位の経時変化(水平測線、斜め測線の変位と天端、脚部の沈下)を図-13に示す。

内空変位経時変化図より、追加地山補強前と追加地山補強後を比較すると、インバート施工前までの天端沈下は管理レベルⅢ(40mm)を超えるが94.4mmから43.7mmに、左脚部沈下は92.5mmから管理レベルⅠ(17.1mm)以下の10.6mm、上半水平内空変位は62.8mmから管理レベルⅠ(34.2mm)以下の9.6mmに低減した。また、切羽距離が2D程度で、インバート施工前に収束している。

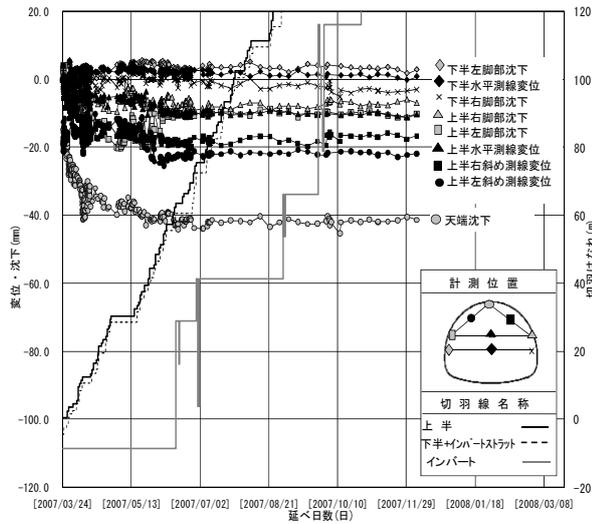


図-13 内空変位(No.650+1 経時変化図)

(2) 支保部材の応力

追加地山補強工を採用後に掘削したNo.650+1.0の支保部材の応力変化を示す。

・鋼製支保工応力

鋼製支保工の応力は、追加地山補強前後で比較すると、切羽離れ 1.0D の、S1 の応力で 360N/mm² から 133N/mm² になった。切羽離れ 2.0D では、185 N/mm² になり、管理レベル II (235N/mm²) 以下になった(図-14)。

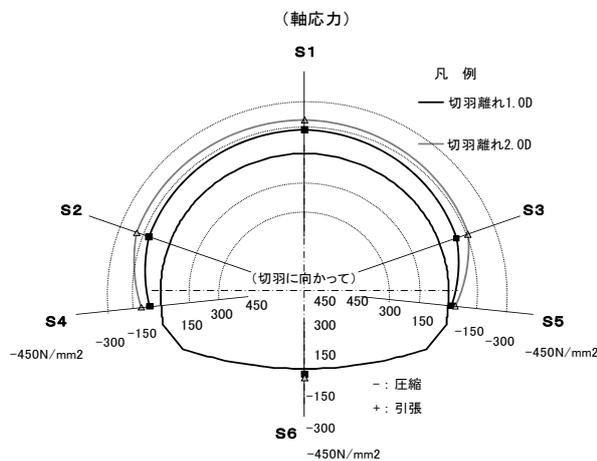


図-14 鋼製支保工応力図(No.650+1)

・吹付けコンクリート応力

図に示していないが、掘削直後(3日)に増加する初期最大応力が、21.3N/mm²(T4 左下半)から 2.6N/mm²(T2 左上)の管理レベル I 以下に減少した。最大応力も 30.5N/mm²(T4 左下半)から 19.7N/mm²(T2 左上)で、管理レベル II (20N/mm²) に減少した。追加地山補強後は、いずれの測点においても管理レベル I ~ II 以下となった(図-15)。

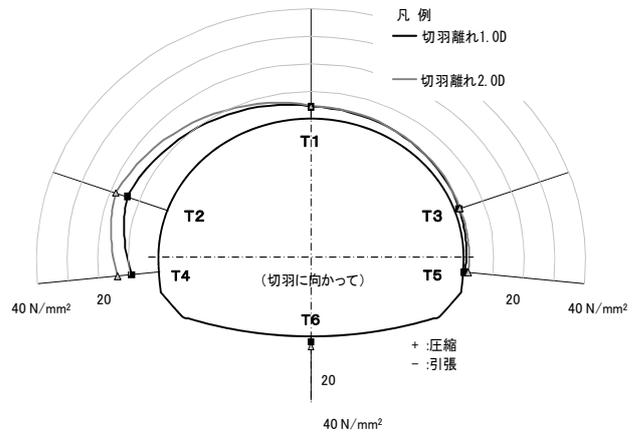


図-15 吹付けコンクリート応力図(No.650+1)

・ロックボルト軸力

追加地山補強後のロックボルトの軸力測定には、長さ6mのボルトを使用した。追加地山補強前後で、ロックボルト軸力に大差はなく、掘削壁面 0.5~2.0m の地点で生じている(図-16)。

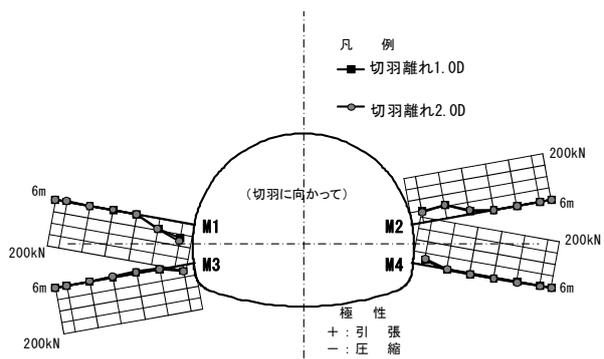


図-16 ロックボルト工軸力図(No.650+1)

・地中変位

地中変位計には長さ10mのものを使用した。左下半部(E2)のトンネル壁面から1mのひずみが0.4%ともっとも大きく、その他の区間については0.2%以下であった。いずれも管理レベル I (0.5%)以下である。また、地中変位は、追加地山補強採用前は、トンネル壁面から6m程度の個所から発生していたが、追加地山補強採用後は、2~4m程度の位置に減少している。しかし、天端沈下が40mm程度であるのに対して、地中変位は10mm程度と小さい(図-17)。

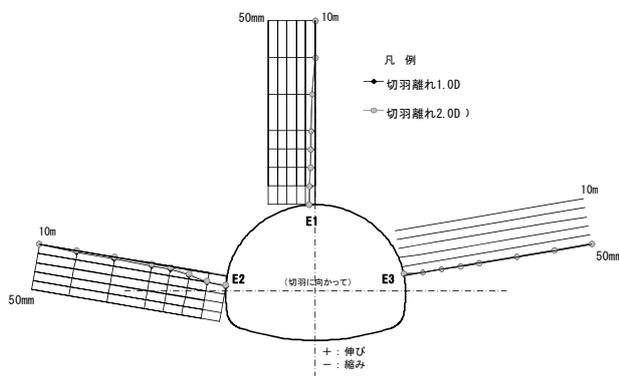


図-17 地中変位図(No.650+1)

5. 2. 追加地山補強工の効果

追加地山補強工採用の結果を以下にまとめる。

- ①追加地山補強工採用後は、内空変位は1/2程度、支保部材に生じる応力は2/3程度に減少した。
- ②ロックボルトの軸力は、追加地山補強工採用前後でほとんど変わらず、発生位置も追加地山補強工採用前後で変わらない。
- ③追加地山補強工採用後も天端沈下(40mm程度)に比べ地中変位(10mm程度)が小さい。発生位置は、追加地山補強工採用前は掘削壁面から6m程度の位置であったが、追加地山補強工採用後は4m程度の位置になった。
- ④吹付けコンクリートのひび割れは、発生しなかった。

以上より、追加地山補強工採用前後での結果を比較すると、内空変位、支保部材の応力ともに、低減しており、追加地山補強実施後はインバート施工前に、内空変位、支保部材に応力ともに収束している。

当該地山において、先受け工の剛性を上げ、切羽前方の上方部の地山を改良することで、トンネル掘削時の内空変位を制御し、支保部材に生じる応力を低減することができた。したがって、切羽前方地山のゆるみ範囲を完全に補強しなくても、地山改良範囲を広げ、補強範囲を大きくすることで、掘削に伴うゆるみの拡大が抑制され、切羽前方と後方の変位を連続的に制御することができたためと考えられる。

これにより、切羽前方地山を補強し、切羽後方と変位を連続的に制御することは、軟弱地山のトンネル掘削方法として、有効であると考えられる。

6. おわりに

粘性土優勢層の軟弱地山区間で、トンネル掘削に伴う内空変位や支保部材の応力の増加を、切羽前方地山と後方で連続的に変位を制御することに着目した追加地山補強工を

実施し、無事突破した。

これにより、内空変位や支保部材の応力が大きい軟弱な地山では、従来の NATM の施工方法のような計測結果を支保パターンに反映させる事後対処の方法に加えて、切羽前方地山に着目して事前対策工を講じることの有効性が確認できた。

本稿では、軟弱地山の対策工の検討方法と施工結果について報告した。今後は、施工データの蓄積や3次元解析により、軟弱地山の施工方法として、切羽前方地山の補強に着目した設計・施工の方法の確立が期待される。