

# 中央構造線及び大土被り区間における 青崩峠トンネル本坑工事の施工について

安江 柊哉

飯田国道事務所 工務課（〒395-0024 長野県飯田市東栄町3350）

青崩峠トンネル（仮称）は、長野県と静岡県との県境に位置する全長4,998mの山岳トンネルであり、長野県側と静岡県側の両側から施工している。地質の特徴として中央構造線に対して離隔距離約500mで平行に位置し、また最大土かぶりが約610mと大きいため高土圧条件下での施工となった。本稿では、青崩峠トンネル（仮称）の長野工区（L=2,854m）、静岡工区（L=2,144m）での、大土被りかつ中央構造線近傍の脆弱な変成岩類が出現する地山における山岳トンネルの施工について報告する。

キーワード：山岳トンネル，中央構造線，大土被り，二重支保工，超高強度吹付けコンクリート

## 1. はじめに

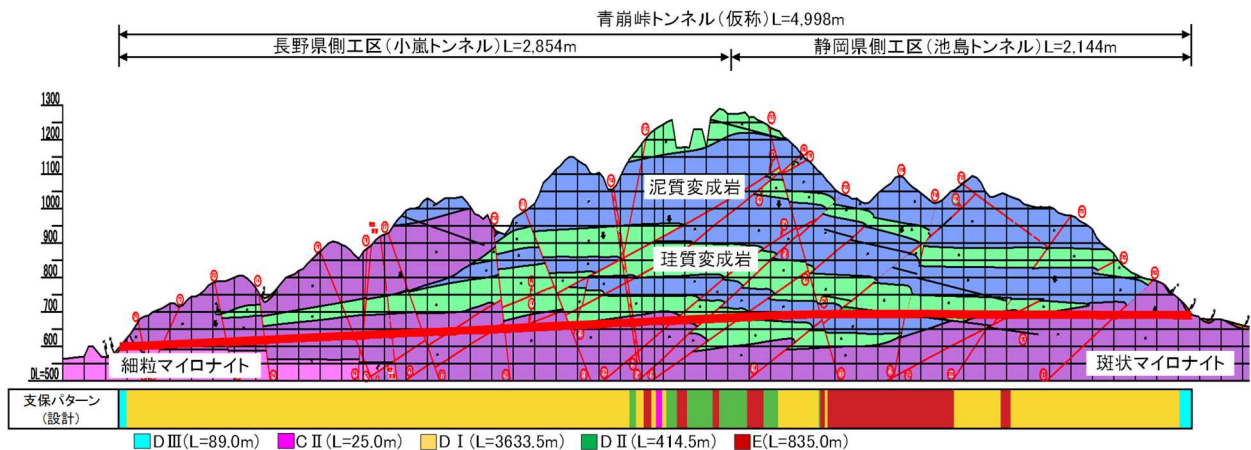
### (1) 青崩峠トンネル（仮称）の概要

三遠南信自動車道は、長野県飯田市山本を起点として、静岡県浜松市北区引佐町に至る延長約100kmの高規格道路である。三遠南信自動車道は、中央自動車道、新東名高速道路と連結し、三遠南信地域の交流促進、連携強化、災害に強い道路機能の確保、地域医療活動の支援を目的とし、これら地域の秩序ある開発、発展に寄与する重要な道路となる。

青崩峠トンネル（仮称）（以下、「本トンネル」という）は、図－1に示すように長野県飯田市南信濃八重河内から静岡県浜松市天竜区水窪町奥領家に至る全長4,998mの片側1車線の道路トンネルであり、長野県側工区L=2,854mと静岡県側工区L=2,144mに分かれて両側から



図－1 位置図



図－2 地質縦断面図

施工している。付近には国内最大の断層である中央構造線が位置するため、断層運動の影響を受けた複雑な地質がトンネル全線にわたって出現することが予測されていた。また脆弱な領家変成岩類が出現するとともに最大土かぶりが約610mと大きく、掘削時に大きな土圧が作用することが想定されており、設計段階から特殊パターンであるEパターンが計画されていた。（図－2）

## 2. 地形・地質概要

### (1) 地形概要

本トンネルが通過する付近は青崩峠を挟んで、長野県側の小嵐川と静岡県側の翁川とはほぼ南北に伸びる直線的なV字谷を形成するが、これは中央構造線による構造谷である。この谷の東側は三波川帯、秩父帯などから構成される外帯地域であり、緩やかな斜面勾配となっている。一方、西側では領家帯の変成岩類や花崗岩類が分布しており、地形は急峻である。本トンネルはこの谷の西側に位置し、中央構造線とは約500mの離隔で並走する。

### (2) 地質概要

長野県側工区では主に領家花崗岩類が分布し、静岡県側工区では、主に領家変成岩類が分布する。

領家変成岩類は主に泥質変成岩、砂質変成岩、珪質変成岩、細粒マイロナイトの4種類に分類される。

領家変成岩類のうち、泥質変成岩は頁岩が変成作用を受けて形成された岩石であり、概ね黒色を呈する。変成時の圧力により形成された片理面が5～10mm間隔で発達し、剥離性に富むため、トンネル掘削時に緩みやすい性質を持つ。写真－1に泥質変成岩の岩片を示す。

泥質変成岩が、脆弱であるのに対し、砂質変成岩は砂岩が変成作用を受けて形成された岩石であり、比較的硬質である。

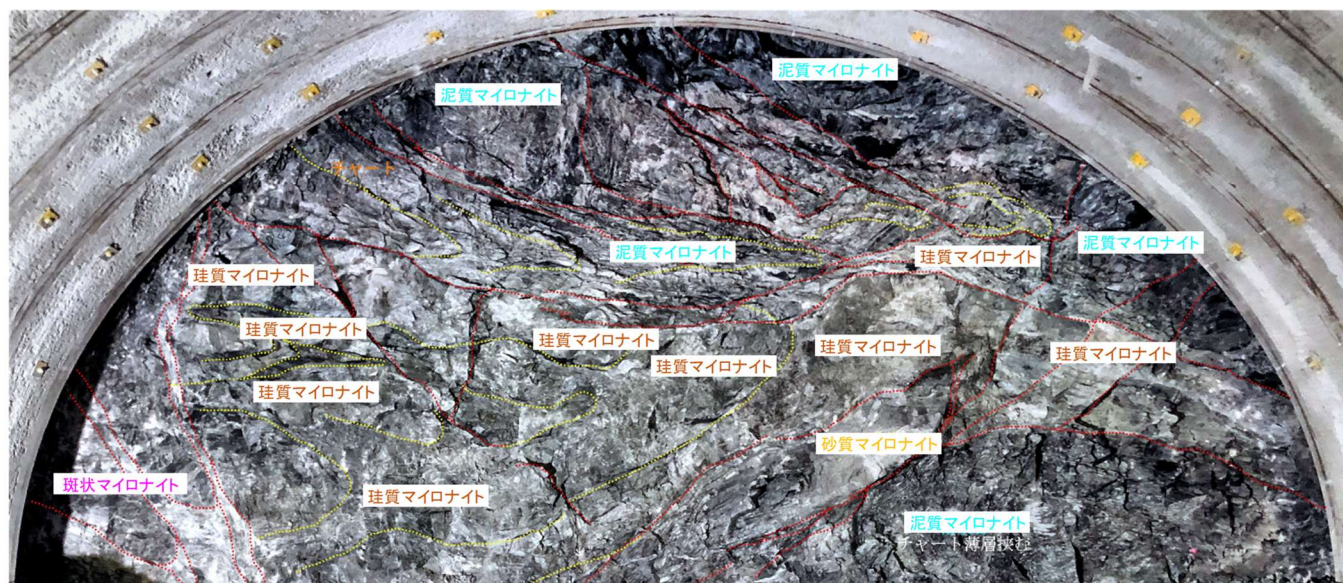


写真－1 泥質変成岩

珪質変成岩は、層状チャートが変成作用を受けて形成された岩石である。主成分がSiO<sub>2</sub>となっており、非常に硬質で、ハンマーでたたくと火花が出るほどである。

細粒マイロナイトは、泥質変成岩と砂質変成岩および珪質変成岩が、深さ15～30 kmの高圧条件下での断層運動により形成された岩石で、石英や黒雲母は溶かされ再結晶化しているため、流動的な組織を示す。数mm間隔のせん断面が発達し、剥離性に富む。

各地層の幅は、厚くても数m程度であり、これらの地質が中央構造線の断層活動などの影響により、もみ込まれているため、切羽では非常に複雑な岩相を呈している（図－3）。これらの地質状況に加え、土被りが約440mを越える区間に入ると一重支保工に変状が発生したことから、二重支保工による施工を行った。



図－3 切羽の地質状況



### 3. 二重支保工

#### (1) 二重支保工の施工

二重支保工の施工では、切羽近傍で二次支保工（二重目の支保工）を設置する方法と、切羽から極力離隔をあけて二次支保工を設置する方法に分かれている。前者は、一次支保工の機能を低下させないことや、極力地山を緩ませないことを主眼としている。最も土荷重が大きくなる切羽近傍で、地山を支えるだけの支保の規模が必要となるものの、変形を抑制できるため、総変位量を小さくできる。これに対し、後者は掘削後、一次支保工の状態を長くとり、変形を許容しながら地山の応力を開放する、いわゆる「いなし」効果を期待する。これにより、総変位量が大きくなるものの、二次支保工への負担を軽減できるという利点がある。

#### (2) 二重支保工の仕様及び施工方法

二重支保工の仕様や施工方法については、調査坑での施工実績やこれまでの計測結果に基づき、本トンネルの地山の性状に合わせて決定することとした。以下に、既施工区間で確認された地山の特徴を示す。

- ①地中変位の計測結果より、側壁部は、掘削外周面に近い領域ほど掘削後に変位が急激に増大する。
- ②掘削外周面から離れた領域の変位の増加は、比較的緩やかであるため、直ちに早期閉合を実施して収束させる必要はない。
- ③割れ目は密着しており、注入材は浸透しにくい。
- ④変位は、掘削することにより生じ、掘削を止めると、変位の増加はほぼない。
- ⑤膨潤性粘土鉱物はなく、時間の経過による変位の増加はほぼない。
- ⑥ロックボルトの破断や吹付けコンクリートのひび割れ等の変状は、切羽後方6m程度から発生しはじめる。
- ⑦調査坑の二重支保工区間でも、1D程度の閉合距離で一次インバートを一次と二次を分けずに一括施工し、インバートストラットは二次側のみに設置する方法がとられている。

以上のことから二重支保工の仕様を次のとおりとした。

##### a) ロックボルトについて

掘削外周面に近い領域での急激な変位に対して、強度の発現が早い速硬膨張型モルタルを使用した後注入型ロックボルトが有効に作用している。

このことから、ロックボルトの長さは4mのままとし、一次支保工側のみに打設することとした。

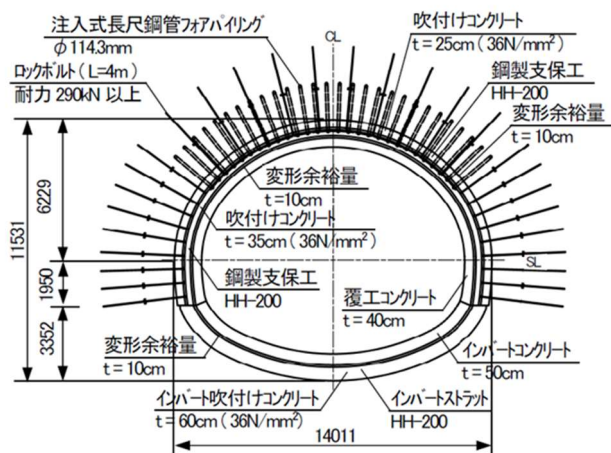
##### b) 一次インバートについて

一次インバートについては、上下半と同じ間隔でインバートストラットを配置し、吹付けコンクリートを施工することにした。本トンネルの地山には注入材が浸透しにくく、注入式の鏡ボルト等による鏡面の安定が確保しにくいため、切羽近傍での早期閉合作業には鏡面の崩落の危険が伴う。また、側壁部の

掘削外周面に近い領域の変位は掘削後急激に増大するため、最短でも5m程度の閉合距離が必要な一次インバートでは変位抑制効果は少ない。このため、掘削外周面に近い領域の急激な変位については、ロックボルトである程度初期変位を低下させておき、一次インバートは、切羽と1D（Dは掘削幅13m）程度の離隔を確保しながら、掘削外周面から離れた領域の変位の抑制を目的とした。

1D程度の閉合距離で一次インバートを施工することにより、インバートストラットの発生応力は、上下半の鋼製支保工と比較すると小さい値になる。

このことから、インバートストラットは二次支保工側だけにのみ設置することとした。また、急激に大きな土圧が作用しないことから、吹付けコンクリートは、一次と二次に分割せず、吹付け厚60cmを一括で施工することとした。



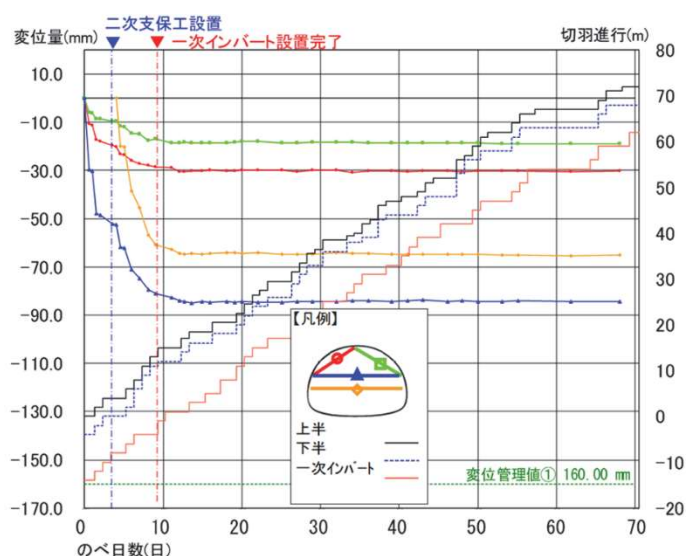
図－4 支保パターン図（Ed I -a, 二重支保工）

#### (3) 二重支保工の施工結果

図－5に静岡県側からTD.1,920m(土被りH=535m)における内空変位の変位計測結果を示す。この断面では、初期変位速度は沈下および内空変位ともに30mm/日となった。二次支保工設置後の変位速度は沈下および変位ともに4mm/日程度まで低下し、一次インバート施工により収束に向かう。

このように、一次支保工では変位を許容し、掘削初期に急激に増加する土圧を「いなす」ことで、二次支保工設置以降に作用する土圧を軽減することができていると考えられる。

とくに変位の大きい箇所では、二次支保工設置までの間に、一次支保工のロックボルトや吹付けコンクリートに変状が生じることがあった。しかし、二次支保工の吹付けコンクリートには変状が生じることはなかった。このことから、本施工方法が有効に機能していたと考えている。



図－5 変位計測結果，内空変位(TD.1,920m)

## 4. 超高強度吹付けコンクリート

### (1) 超高強度吹付けコンクリートの適用

本トンネルでは，脆弱な泥質変成岩が出現すると，大きな土圧が作用し，変位が増大する．しかし，地質構造は複雑で，調査坑での実績とも整合しない箇所も多くみられる．脆弱な地層の出現により変位が増大し，支保工に変状が生じた場合，吹付けコンクリートを厚くする方法が考えられる．しかし，吹付けコンクリートを厚くする場合には，鋼製支保工の形状の変更が伴う．

鋼製支保工の加工には時間を要するため，急激な地山の悪化に対しての対応は難しい．これに対し，吹付けコンクリートは，配合や急結材を変えることで，容易に強度を高めることができる．また，本トンネルのように，土かぶり大きい場合には，クリープ変形により，長期間にわたり土荷重が増加する恐れがあるため，長期強度を確保しておく必要がある．二重支保工の施工は， $36\text{N/mm}^2$ の高強度吹付けコンクリートを採用していた．しかし，工区境付近では土被りが約610mとなり，二重支保工を始めた区間の土被り440mを大幅に上回る．このことから， $36\text{N/mm}^2$ を超える超高強度吹付けコンクリートを開発することとした．

### (2) 超高強度吹付けコンクリートの仕様

単純に荷重が土かぶりに比例すると考えると，最大土かぶり約600mの位置での土荷重は，1.36倍となる．単純に土圧が土かぶりに比例するわけではないが，比例しても耐えることができるよう，開発する吹付けコンクリートの設計基準強度は，これまでの二重支保工Ed I-aパターンの吹付けコンクリートの設計基準強度 $36\text{N/mm}^2$ の1.5倍の $54\text{N/mm}^2$ とした．

本トンネルで適用した二重支保工の施工方法は，一次支保工掘削後，ある程度の「いなし」効果を期待している．このことから，初期強度はあげすぎないほうがよい

と判断し，初期強度については，現行の高強度吹付けコンクリートと同様，1日強度で $10\text{N/mm}^2$ を目標とした．

表－1に超高強度吹付けコンクリートの配合を示す．

表－1 超高強度吹付けコンクリートの配合表

単位セメント量 ( $\text{kg/m}^3$ )	水セメント比 (%)	最大 骨材寸法 (mm)	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )		
			3 時間	1 日	28 日
600 以上	30～35	15	(2.0)	10.0	54.0

### (3) 超高強度吹付けコンクリートの適用結果

超高強度吹付けコンクリートは，二重支保工Ed I-aパターンのうち，吹付けコンクリートの設計基準強度のみを $36\text{N/mm}^2$ から $54\text{N/mm}^2$ に変更したEd I (HH)-aパターンとして適用した．このEd I (HH)-aパターンは，もっとも土かぶりが大きくなる工区境までの186m区間(土かぶり565～610m)で適用した．

掘削後，沈下および内空変位ともに10mm/日程度あった変位速度は，二次支保工を設置することで1mm/日程度まで低減でき，一次インバートを施工することで，変位は収束させることができた．超高強度吹付けコンクリートの初期の強度の立ち上がりを高強度吹付けコンクリートと同等とすることにより，Ed I-aパターンと同様に，掘削初期の土圧を「いなす」ことができたと考えられる．

## 5. おわりに

本報告では，大土被りかつ中央構造線に近接する領家変成岩類を掘削するトンネルにおいて，二重支保工および超高強度吹付けコンクリートを適用し，以下の知見を得た．

- ・領家変成岩類の地山においては，膨張性はなく，掘削による応力解放に伴い土圧の増加が顕著であることから，「いなし」効果を期待した二重支保工の施工が有効であった．
- ・超高強度吹付けコンクリートを採用することにより，一次支保工の吹付けコンクリートの荷重の負担を増やすことができ，二次支保工の負担を軽減することができるため，トンネルの長期耐久性を向上できる．

謝辞：本論文の作成にあたりご協力・ご助言を賜った五洋建設（株）、（株）安藤・間並びに飯田国道事務所職員の皆様に心から感謝申し上げます．

### 参考文献

- 1) 五洋建設（株）：大土被り地山を二重支保工と超高強度吹付けコンクリートで挑む
- 2) （株）安藤・間：中央構造線に近接する大土被りトンネルにおける二重支保工の適用