

脆弱破砕帯のトンネル支保構造と力学特性に関する考察

清水・大本特定建設工事共同企業体 正会員 鎌村 禎英
 清水・大本特定建設工事共同企業体 正会員 高杉 英則
 清水建設(株)土木技術本部地下空間統括部 正会員 楠本 太

1. はじめに

地山強度比が1を下まわる脆弱な破砕帯の上半先進ベンチカット工法によるトンネル掘削では、上半掘削時に、過大な変位が発生しやすく、トンネル支保構造系は不安定になる。このような地質不良部のトンネル掘削では、早期に下半を掘削し、3心円構造のトンネル完成形に近づけ、断面閉合により力学的安定を確保する。しかしながら、トンネル変位速度の速い脆弱地山では、断面閉合までの間に大きく変位し、内空断面確保が困難になるので、新たなトンネル支保構造系を設計し、施工した。その結果、トンネル支保構造系の力学的安定が確保でき、トンネル変位は抑制できたので、トンネル挙動特性とともに報告する。

2. 工事概要と地質

徳島南環状道路法花トンネルは、第1種第3級の4車線双設の道路トンネルであり、本工事は先行施工する下り線工事である。トンネル延長は627mで、この内の227mは、小土かぶり盛土区間のめがねトンネルで、導坑先進ベンチカット工法で施工する。この以奥は、上半先進ベンチカット工法の機械掘削である。

地質は、古生代～中生代の三波川帯に属し、泥質結晶片岩が主体で、トンネル中央付近の約200m間には、大規模な破砕帯が分布する。ここでの土かぶりは55mであり、切羽集中湧水はない。

3. 支保構造体仕様と施工方法

地山等級Dのトンネル支保構造体仕様は、標準パターンとともに、表-1に示す。脆弱な破砕帯の支保パターンは、標準DIIの適用を基本とする。トンネル変位速度が30mm/dayを超える場合は、トンネル肩から側部にかけて、岩盤強度を超えたグラントアーチが形成されるので、この形成域の岩盤強度の保持^{1),2)}が可能な新支保パターンDIVを選択する(図-1)。ここでの掘削方法は、上半先進ベンチカット工法の機械掘削であり、トンネル変位速度に応じて、下半掘削、インバート工による断面閉合の時期を選択する。また、施工を確実にするため、補助工法として、鏡吹付け工と1シフト長を9.0mとする長尺先受け工を採用する。

4. 計測工概要

泥質結晶片岩と脆弱な破砕帯の機械掘削であるので、計測工A断面をトンネル軸方向10m間隔に設け、三次元自動測量・計測システムを用いて、12～24時間毎に、1断面当り5測点のトンネル変位を自動測定する(図-2)。

5. 計測結果と考察

キーワード：破砕帯、変位速度、変位抑制、密配置ロックボルト、変位計測

連絡先：東京都港区芝浦1-2-3シーバンスS館、Tel. 03-5441-0566、Fax. 03-5441-0510

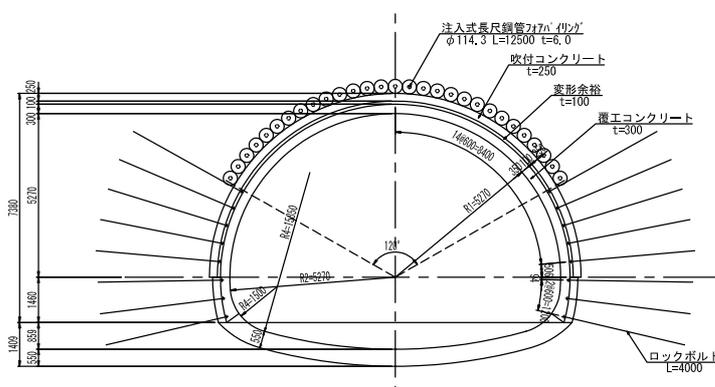


図-1 トンネル支保構造(DIV)概要

表-1 トンネル支保構造体仕様

断面区分	D I (標準)	D II (標準)	DIV (新パターン)
1掘進長	1.00m	1.00m	1.00m
変形余裕量	—	10cm	10cm
吹付け厚	15cm (18N/mm ²)	20cm (18N/mm ²)	25cm (18N/mm ²)
鋼製支保工	H-125	H-150	H-200
ロックボルト周間隔	1.20m (L=4m)	1.20m (L=4m)	0.60m (L=4m)
補助工法	—	注入式FP, L=3m、 シリカレジソ	長尺先受け工, φ114.3, t=6, L=12.5m、シリカレジソ
1シフト長	1.00m	1.00m	9.00m

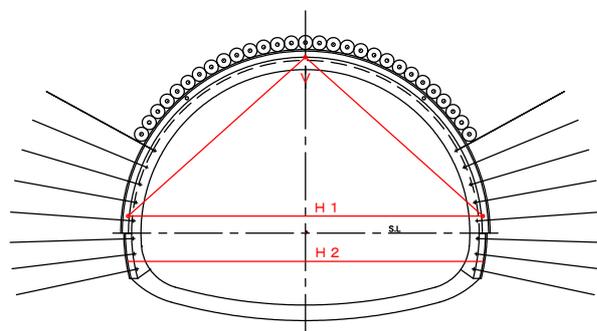


図-2 計測工A測点配置概要

(1)標準 D I・D IIパターンの挙動特性

塩基性片岩と破砕帯の層境を、標準 D I で上半を掘削していたら、計画以上の初期変位量の発生とともに支保構造部材に変状が現れはじめた(図-3)。No. 341+17 では、標準 D II パターンで上半を5m掘削すると、天端は31mm、上半左脚は41mm沈下し、初期変位速度は30mm/2dayと速くなり、過大なトンネル変位の発生が危惧されたので、上半掘削を停止し、インバート閉合した(図-4)。上半掘削を停止すると、天端沈下、上半内空変位ともに、変位速度は5mm/50day以下と遅くなり、微増する程度である。

(2)DIVパターンの挙動特性

脆弱な破砕帯を含む泥質片岩区間は、延長約100m以上におよんだ。この区間では DIV パターンを採用し、上半先進ベンチカット工法で施工した。上半と下半、インバート工の切羽距離は、トンネル変位速度に応じて定めるが、最大40mの交互施工である。この区間の計測データの天端沈下 V とインバート工後に対する上半掘削時比率は図-5に示し、上半内空変位 H とインバート工後に対する上半掘削後比率は図-6に示す。これらから、以下のことがいえる。

①上半掘削後の天端沈下 V は、側部密配置ロックボルトの地山補強効果が発現し、15~30mmの下方沈下となり、標準 D II に比べて小さい。インバート後は、-30~-60mmの沈下となり、上半掘削時に全沈下量の35~85%が発生する。

②上半掘削後の上半内空変位 H は、15~35mm内空側に変位する。インバート後は、40~60mmの内空側の変位となり、上半掘削時に全内空変位量の30~65%が発生する。

(3)トンネル変形モード

上半掘削後の上半内空変位 H に対する天端沈下 V の天端沈下比率は0.7~1.3となり、開支保構造系をなす上半断面は、不均質で大きくばらつく地山物性分布の影響を受けやすく、不規則なトンネル挙動特性が出現する(図-7)。インバート工後では、上半後に比べて0.5~1.1となり、天端沈下と同等かそれ以下の内空変位が発生する。

6. まとめ

トンネル変位速度の速い脆弱な破砕帯の上半掘削に、トンネル側部にロックボルトを密配置した支保パターンを適用すると、過大なトンネル変位発生を抑制できることが示された。今後は、数値解析的手法を用いて、これらの挙動特性を同定する予定である。

参考文献

- 1) 今田 徹、トンネル支保構造物の設計思想、土木学会論文集, No. 672/IV-50, pp. 7, 2001.
- 2) 小林隆幸ほか、脆弱地質での大断面トンネルの挙動特性、第34回岩盤力学に関するシボジウム講演論文集、土木学会、2003.

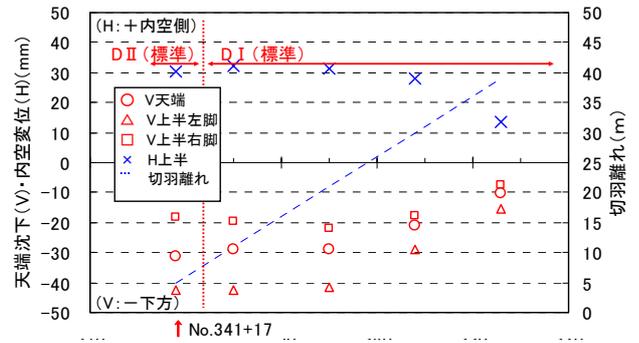


図-3 地表沈下とトンネル変位(本坑掘削後)

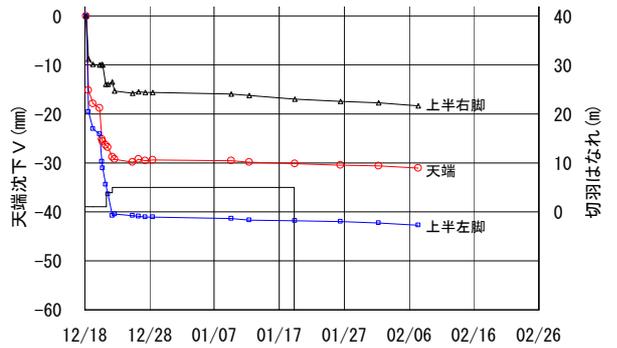


図-4 天端沈下(No.341+17:上半5m進行)

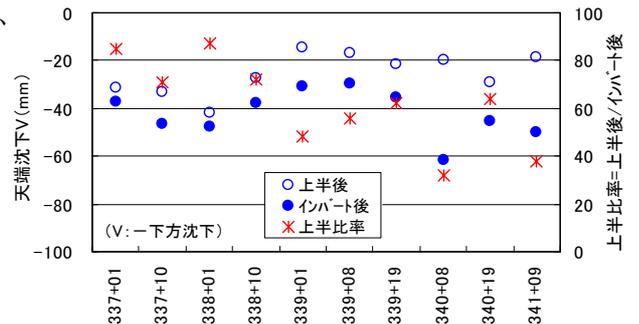


図-5 天端沈下と上半掘削時比率(破砕帯)

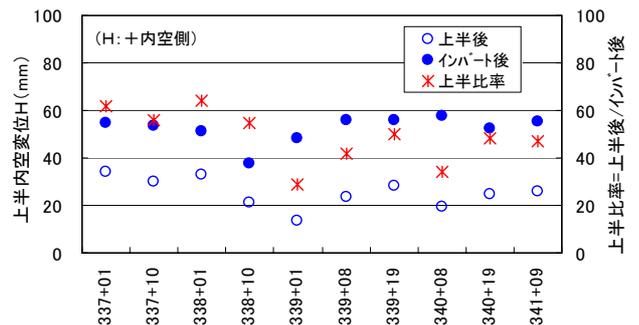


図-6 上半内空変位と上半掘削時比率(破砕帯)

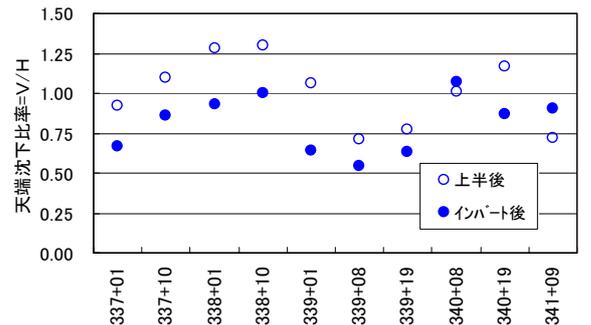


図-7 上半内空変位に対する天端沈下比率