

超近接双設トンネルの先進坑・後進坑掘削によるトンネル挙動メカニズムの考察

清水建設 正会員 ○ 奥野哲夫・牛田和仁
中日本高速道路 正会員 中堀千嘉子・稲垣太浩

1. はじめに

舞鶴若狭自動車道鳥浜トンネル（延長 149m）^{1), 2)} は、両坑口部が超軟弱地盤であり、その対策範囲の軽減を目的に上下線のトンネル中心間距離を約 13m としたことにより、掘削面間離隔が約 2m の超近接双設トンネルである。本トンネルでは、先進坑・後進坑の全線で切羽後方 5～10m で吹付けコンクリートと鋼インバート支保工によるインバートの早期閉合を行うことで、地山の緩みを極力抑制し、センターピラー部の地山改良等の補強工を実施せずに無導坑方式で双設トンネルを掘削した。本報では、前報³⁾に引き続き、早期閉合で施工した超近接双設トンネルの先進坑・後進坑掘削後の壁面変位（壁面沈下）の計測値に関して、トンネルの 3 次元弾塑性解析からそのメカニズムを考察した結果を報告する。

2. 現場概要と解析モデル

図 1 に本トンネルの地質縦断図を、図 2 に断面内の内空・壁面変位の計測位置を示す。本トンネルの地質概要は、参考文献 1)～3)を参照されたい。掘削工法は機械掘削による補助ベンチ付き全断面工法を採用し、先進坑・後進坑の全線で切羽後方 5～10m で吹付けコンクリート、鋼インバート支保工によるインバートの早期閉合を実施した。

現場試験から評価された岩盤物性を表 1 に示す。本検討では早期閉合により施工された超近接双設トンネル掘削時の基本的な変形特性を把握する目的から、3 次元解析モデルを用いた数値解析によりその挙動を評価する。その解析モデルを図 3 に示す。解析領域は高さ 80m×横 100m×奥行き（トンネル軸方向）100m で、土被りはトンネル SL から 50m で一定とし、岩盤物性も表 1 の CL1 級岩盤で均一な弾塑性材料（Mohr-Coulomb 破壊規準に従う弾完全塑性材料）とした。掘削は全線 100m にわたり支保パターン D I でモデル化し、掘進長 1m で先進坑・後進坑とも上半切羽 3m 後方で下半を掘削し、上半切羽 7m 後方で早期閉合を繰り返す掘削過程をモデル化した。実施工に合わせて掘削直後に吹付けコンクリート（設計強度：先進坑 36MPa 後進坑 18MPa、厚さ：20cm）、鋼アーチ支保工および鋼インバート支保工（先進坑 HH-154、後進坑 NH-150）の施工をモデ

表 1 岩盤物性

岩盤	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)
CL1 級岩盤	22.0	101,000	0.35	200	34

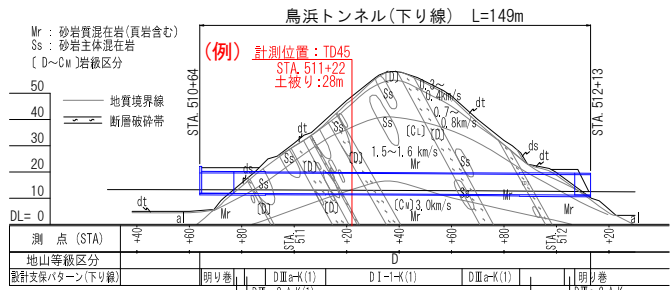


図 1 鳥浜トンネル地質縦断図(下り線:先進坑)

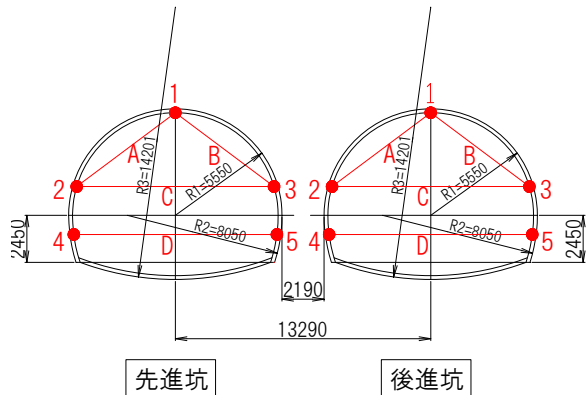


図 2 内空変位計測断面の計測位置

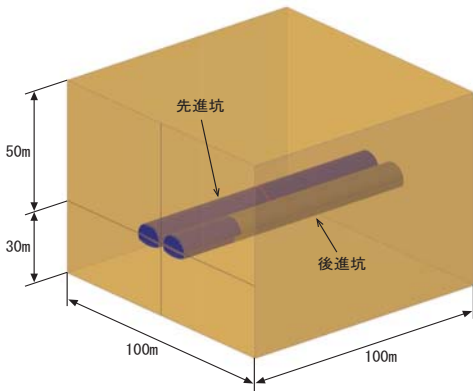


図 3 3次元解析モデル（解析領域）

キーワード 山岳トンネル，双設トンネル，弾塑性解析，三次元解析，インバート早期閉合

連絡先 〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目 4-17 清水建設（株）技術研究所 TEL 03-3820-8356

ル化し、吹付けコンクリートは弾塑性材料（弾完全塑性）、鋼アーチ支保工および鋼インバート支保工は弾性係数、断面諸量を実際の値に一致させた棒要素（弾性材料）でモデル化した。図3のトンネル軸方向 50m 位置（中央断面位置）に図2と同じ計測断面を設け、先進坑・後進坑の切羽進行に伴う各種変位を算出した。後進坑掘削時のモデルと解析結果例を図4に示す。

3. 解析結果と考察

先進坑と後進坑の各掘削後（貫通後）の全線にわたる天端沈下と脚部沈下を図5に示す。また、先進坑掘削後と後進坑掘削後の解析による塑性域分布を図6に示す。

図5の天端沈下と脚部沈下の計測結果は各起点坑口からのトンネル距離毎に計測した値を、一方、解析結果は土被り一定の均質モデルで解析を行っていることから坑口からのトンネル距離に大きな意味はないため、トンネル軸方向距離 50m 位置の各掘削後の同値を一律示している。また解析値は各計測機器設置時を初期値としてその後の増分値を示していることから計測値に対応する値（先行沈下を含まない値）である。この結果から、計測結果および解析結果とも、①先進坑掘削後の先進坑、②後進坑掘削後の後進坑、③後進坑掘削後の先進坑、の順に各沈下量が徐々に大きくなる。この理由は以下のように考察される。まず先進坑は初期応力状態において掘削により緩み域が発生するが、これは単一坑掘削の緩み域に抑えられる。後進坑は先進坑の影響を受けて応力再配分された地山部分を掘削することから、先進坑を単一で掘削した時より大きな変位が生じる。また、後進坑掘削後の先進坑は後進坑の掘削時の影響を受けて後進坑よりもさらに大きな変位が生じる。このような相互作用により各掘削後の沈下量の発生の大きさに違いが生じるものと考えられる。以上の結果は、図6の塑性域の広がりや緩み域と評価すれば、①先進坑の掘削による先進坑の緩み域範囲、②後進坑掘削後の後進坑周辺の緩み域の範囲、③後進坑掘削後の先進坑の緩み域の範囲が、この順番で徐々に大きくなっていることとも対応する。

4. おわりに

図5において先進坑掘削後の先進坑の天端沈下が計測値と解析値を比較的大きく異なる原因は不明である。しかし、その後の後進坑掘削後の後進坑や先進坑の全線にわたる平均的沈下の「差」に着目すると、天端沈下および脚部沈下とも計測値と解析値でほぼ同程度の「差」を示している。このことから後進坑掘削の影響は、解析により実際の影響を再現していると考えられる。

参考文献： 1) 稲垣太浩ほか：早期閉合で施工された超近接双設トンネルの変形挙動，第 47 回地盤工学研究発表会，No. 640，pp. 1273-1274，2012. 2) 中掘千嘉子ほか：超近接トンネルを無導坑方式・早期閉合により施工 一舞鶴若狭自動車道 鳥浜トンネル，トンネルと地下，Vol. 44，No. 1，pp. 15-22，2013. 3) 奥野哲夫ほか：早期閉合で施工した超近接双設トンネル変位挙動の3次元解析，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，III-085，pp169-170，2012.

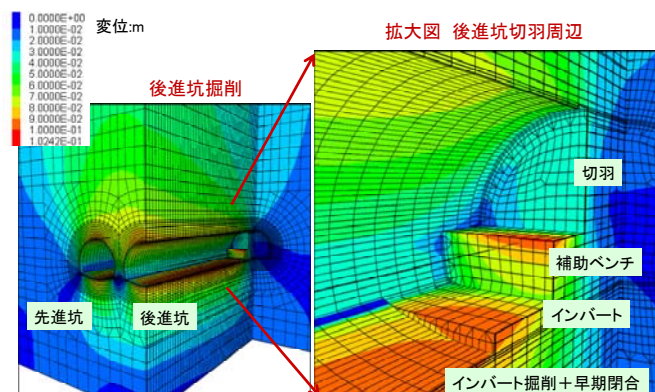


図4 後進坑掘削時のモデルと解析結果例

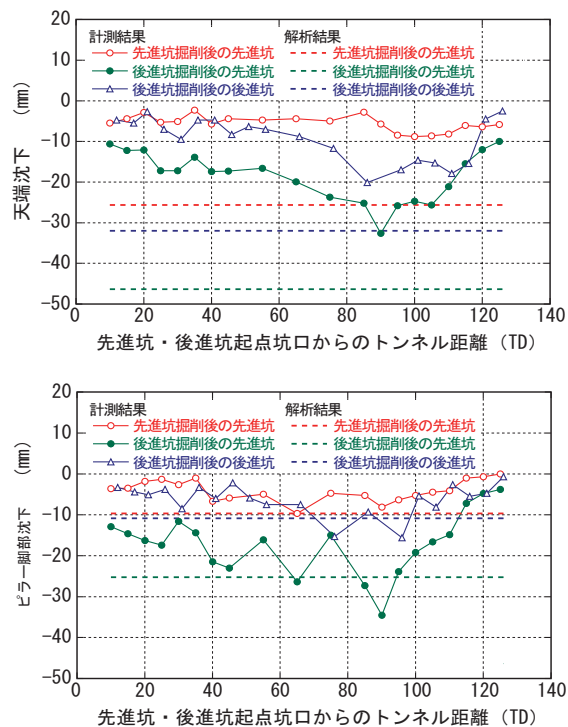


図5 天端沈下と脚部沈下

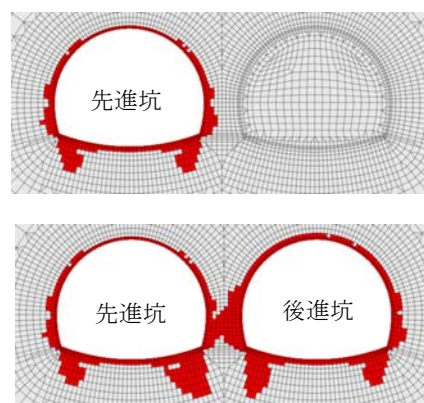


図6 塑性域（解析結果）