

早期閉合で施工した無導坑式 超近接双設トンネルの挙動特性

川北 眞嗣¹・津野 康則²・矢野 一郎³・奥野 哲夫⁴・淡路 動太⁵

¹正会員 中日本高速道路㈱ 名古屋支社敦賀工事事務所 (〒914-0121 福井県敦賀市野神12-60)

²中日本高速道路㈱ 名古屋支社敦賀工事事務所 (〒914-0121 福井県敦賀市野神12-60)

³清水建設㈱ 北陸支店土木部 (〒920-0863 石川県金沢市玉川町5-15)

⁴正会員 清水建設㈱ 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

E-mail: okuno@shimz.co.jp

⁵正会員 清水建設㈱ 土木技術本部地下空間統括部 (〒104-8370 東京都中央区京橋2-16-1)

鳥浜トンネル(延長149m)は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、中間地山部の地山改良等を実施せずに無導坑方式で掘削面間隔約2mとなる超近接双設トンネルを掘削した。小土被りの坑口部DⅢ区間(土被りh=14m)および土被りのある一般部DⅠ区間(土被りh=28m)における各種の計測結果から、後進坑通過時の支保工発生応力の変化、推定作用荷重等のトンネル挙動特性の違いについて検討した。土被りによって支保工断面力の発生様式に大きな違いが認められたが、早期閉合によって剛なトンネル支保構造体を早期に構築することで、中間地山側で卓越する脚部沈下、荷重集中などの双設トンネル特有の相互作用に対して、トンネルの安定性を確保することができた。

Key Words : *extremely close twin tunnel, early invert closure, overburden*

1. はじめに

双設トンネルでは、両者の離隔が極端に小さい場合、中間地山部の応力状態が一軸状態となって破壊に至る懸念がある。このため、双設トンネルの安定性を図るために、中央導坑、側壁導坑を施工してセンターピラーや側壁コンクリートを構築したり、中間地山部を注入改良によって補強することが一般的であった。しかし、センターピラーの施工は工費の増大や工程の長期化だけでなく、狭い導坑内での作業性の悪さが問題点として挙げられていた。近年これらを解決するために、無導坑方式で双設トンネルを計画する事例が増えてきている。地山を剛なセンターピラーで置き換えると上部からの荷重がセンターピラーに集中することが知られているが、中間地山が残された無導坑方式の近接双設トンネルの挙動については実施例が少なく、不明な点が多い。

舞鶴若狭自動車道鳥浜トンネル(図-1)は、掘削面間隔約2mとなる無導坑方式の超近接双設トンネルである。当初は中間地山部を地山改良工法により補強する計画であったが、先進坑・後進坑の両者において、トンネル断面の早期インバート閉合を切羽後方5~10mにて実施することにより、地山の緩みを極力抑制し、トンネ

ル構造体および中間地山部の安定性を確保する計画となった。本報告は、鳥浜トンネルにおいて、小土被りの坑口部DⅢ区間と土被りのある一般部DⅠ区間の計測結果を比較し、中間地山を残した無導坑式で掘削された超近接双設トンネルの挙動特性について考察を行った。

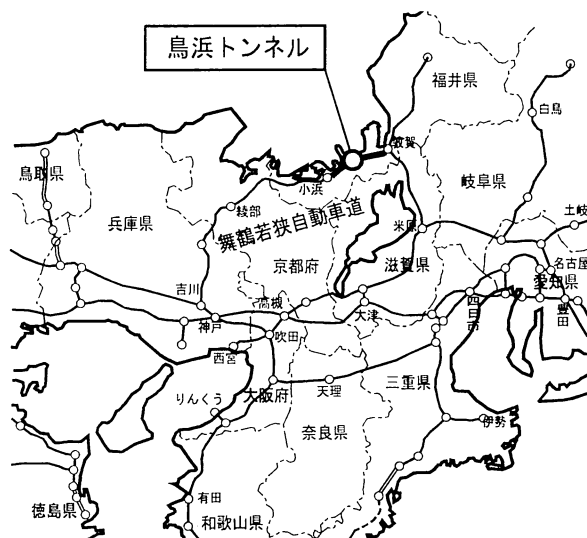


図-1 鳥浜トンネル位置図

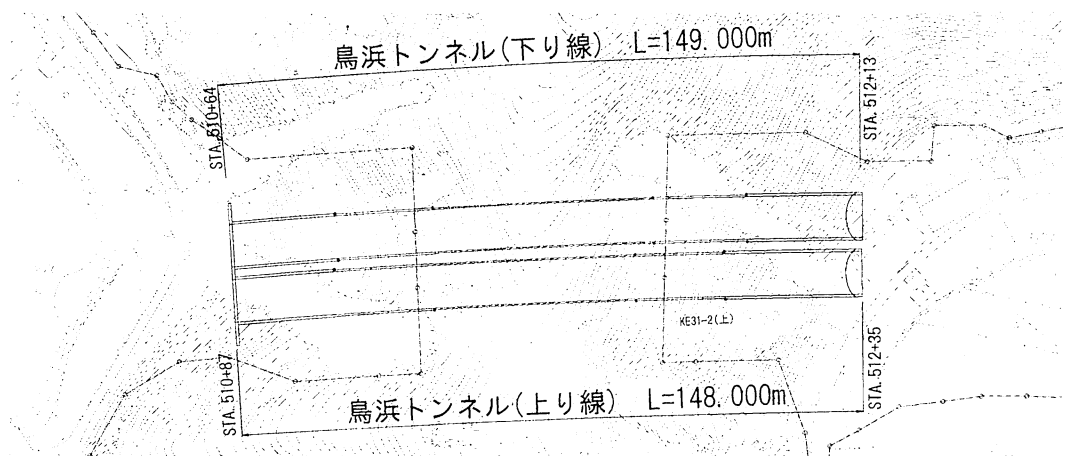


図-2 鳥浜トンネル平面図

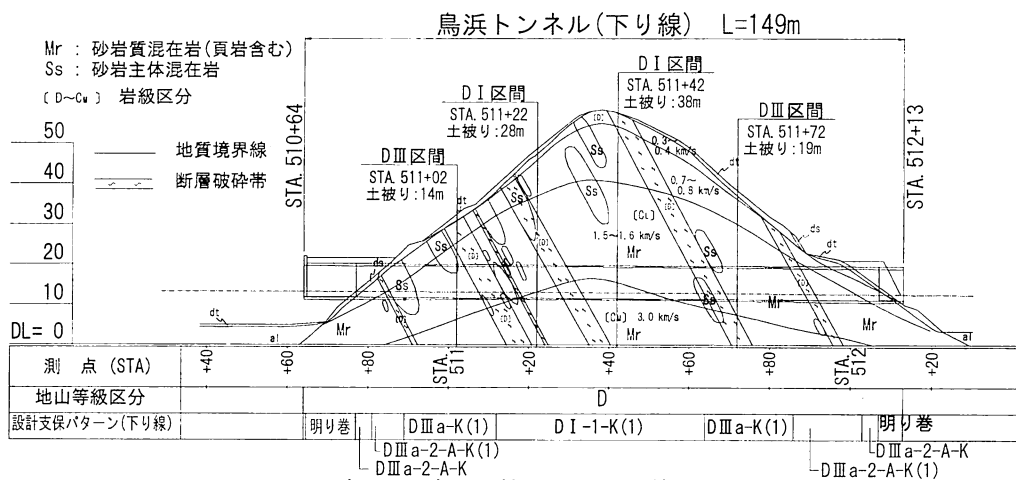


図-3 鳥浜トンネル地質縦断面図 (下り線：先進坑)

2. 工事概要

福井県三方上中郡若狭町に位置する舞鶴若狭自動車道鳥浜トンネル(図-1)は、両坑口部に超軟弱地盤の盛土区間があるため、その対策範囲を軽減すべく、上下線のトンネル中心間距離を約13mとしたため、掘削面間距離が約2mとなる超近接双設トンネルとなった。トンネルの全長は149m、各トンネルの掘削幅は約11mの2車線高速道路トンネルである(図-2)。平成23年6月に下り線起点側より掘削を開始し、平成24年2月には、上下線共に貫通している。

3. 地形・地質概要

鳥浜トンネルは、標高55～59mのやせ尾根に対して計画高13m付近を通過している。両坑口部の山腹斜面は35～40°前後の急傾斜を呈し、一部に崩落跡が認められる(図-2、図-3)。トンネルを構成する基盤岩は中生代・前期～中期ジュラ紀の丹波テレーンに属する混在岩である。砂岩を主体とするが、砂岩基質中に頁岩がレンズ状に混入し、層理面は褶曲に伴って不規則に変化に富み、

部分的に破碎帯を介在する。トンネル中間部の地山等級はD Iに相当し、点載荷試験による岩片の一軸圧縮強度は20～60 N/mm²であった。

4. 計測工概要

土被りの違いによる超近接トンネルの挙動特性を把握するために、小土被りの坑口部D III区間(土被り=14m、STA. 511+02)、土被りのあるトンネル一般部D I区間(土被り=28m、STA. 511+22)の2つに着目した(図-3)。各断面には、トンネル壁面の3次元変位計測に加え、吹付けコンクリート応力計、鋼アーチ支保工応力計、層別沈下計(D III区間、STA.511+02)による計測を実施した。

5. 施工方法

表-1に各断面における支保部材の比較表を示す。また、各計測断面における支保パターン図を図-4、図-5に示す。先進坑側では、双設影響を考慮して、より耐力の高い高強度吹付けコンクリート($\sigma_c=36\text{N/mm}^2$)、高耐力鋼アーチ支保工(HH-154、HH-201)を採用した。

掘削工法は機械掘削による補助ベンチ付き全断面工法

を採用した。坑口部DⅢ区間 (STA. 511+02) では、先進坑・後進坑の両者で上半切羽から7～8m後方、一般部DⅠ区間 (STA. 511+22) では、先進坑で上半切羽から7m、後進坑で上半切羽から5m後方において、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早期閉合を実施している。

表-1 坑口部 (DⅢ) と一般部 (DⅠ) の主要支保部材比較

支保部材	先進坑	後進坑
吹付けコンクリート	DⅠ $\sigma_c=36\text{N/mm}^2$, $t=200$ DⅢ $\sigma_c=36\text{N/mm}^2$, $t=250$	$\sigma_c=18\text{N/mm}^2$, $t=200$ $\sigma_c=18\text{N/mm}^2$, $t=250$
鋼アーチ支保工	DⅠ HH154×151 DⅢ HH201×200	NH150×150 NH200×200

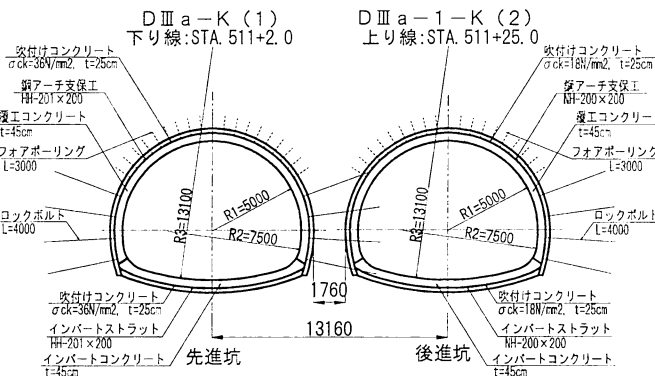


図-4 坑口部 (DⅢ) 支保パターン図
DⅢ a-K (1) DⅢ a-1-K (2)

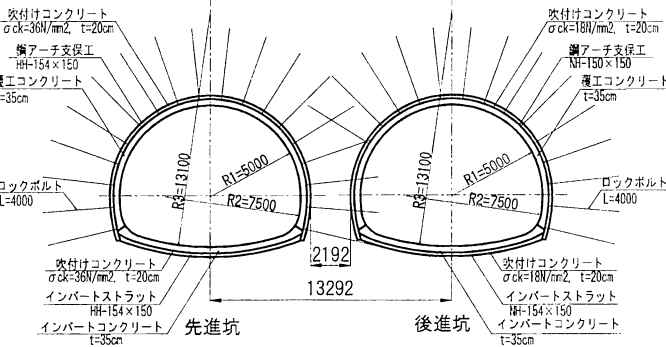


図-5 一般部 (DⅠ) 支保パターン図

6. 坑口部DⅢ区間 (STA. 511+02) の計測結果

(1) トンネル壁面変位

壁面変位のベクトル図を図-6に示す。先進坑掘削時の先進坑の内空側変位は微小な値であるが、後進坑掘削時には、先進坑、後進坑で共に天端～中間地山側で卓越した沈下が認められた。後進坑通過後の先進坑天端沈下の値は脚部沈下より大きくなっている。壁面水平変位は、他の早期閉合双設トンネル⁹⁾でも認められているように、後進坑掘削時に先進坑の天端～中間地山側で、後進坑側に引っ張られる挙動が認められた。しかし、7～15mm程度で収束しており、トンネルの安定性は確保されている。

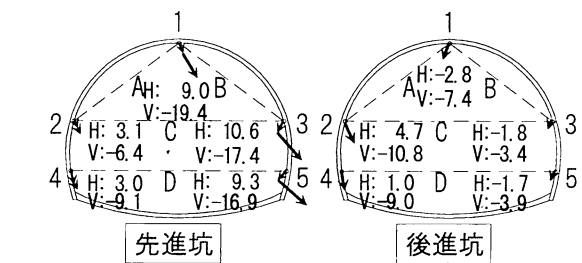


図-6 トンネル変位ベクトル分布図 (DⅢ, STA.511+02)

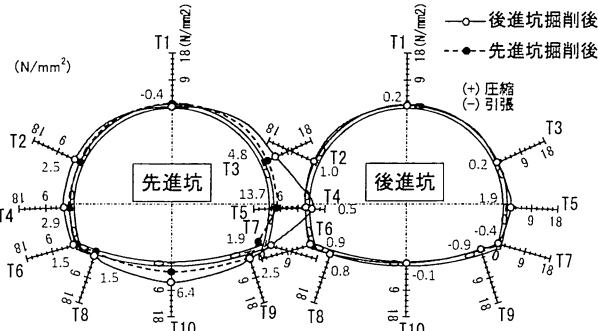


図-7 吹付けコンクリート応力分布図 (DⅢ, STA.511+02)

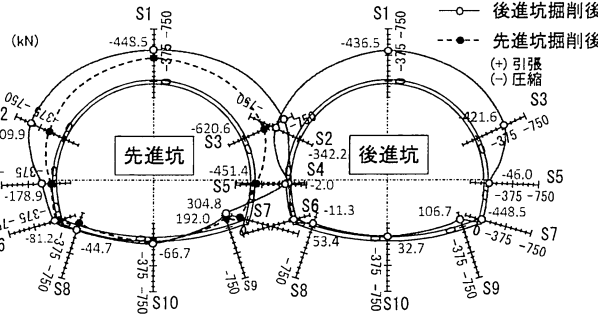


図-8 鋼アーチ支保工軸力分布図 (DⅢ, STA.511+02)

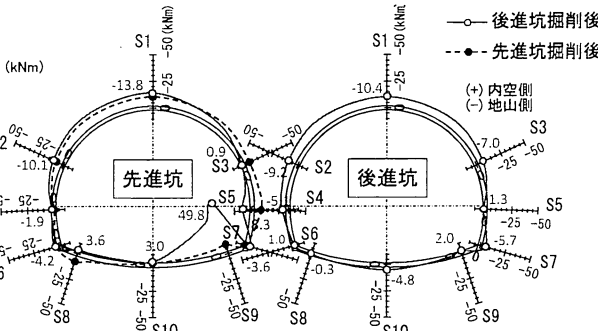


図-9 鋼アーチ支保工曲げモーメント分布図 (DⅢ, STA.511+02)

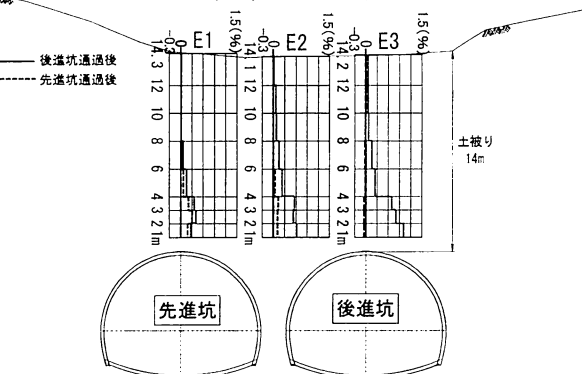


図-10 層別沈下計区間ひずみ分布図 (DⅢ, STA.511+02)

(2) 吹付けコンクリート応力計

吹付けコンクリート応力分布図を図-7に示す。先進坑では後進坑掘削時に天端部を除く側壁部で圧縮応力が増加し、中間地山側SL部では 13.7N/mm^2 と顕著な応力集中を示した。後進坑の吹付けコンクリート応力は概ね 2N/mm^2 未満で、後進坑掘削前の先進坑と同程度で、後進坑掘削後の最終値は、先進坑>後進坑の関係になる。

(3) 鋼アーチ支保工応力計

鋼アーチ支保工応力計により計測された軸力および曲げモーメント分布図を図-8、図-9に示す。先進坑では後進坑掘削時に中間地山側のSL部周辺で高い軸力が発生している。また、後進坑の上半部では先進坑と同程度の軸力が発生している。インバート部では大きな軸力は発生していないが、隅角部周辺の中間地山側で内空側へ大きな曲げモーメントが発生している。

(4) 層別沈下計

層別沈下計における区間ひずみ分布図を図-10に示す。先進坑掘削時には先進坑(E1)と中間地山直上(E2)のみに引張ひずみが発生するが、後進坑掘削時にはE1～E3のすべてで引張ひずみが発生し、後進坑直上(E3)では引張ひずみが地表面にまで発生している。

7. 一般部D I 区間 (STA. 511+22) の計測結果

(1) トンネル壁面変位

壁面変位のベクトル図を図-11に示す。先進坑掘削時、先進坑の水平変位は内空側に 5mm 以下、沈下は最大 10mm 程度であった。後進坑掘削時の先進坑では、天端～中間地山側で約 23mm と沈下が卓越しているが、天端沈下の値は脚部沈下より小さい。後進坑でも、中間地山側壁面で約 8mm と沈下が卓越している。後進坑掘削時の先進坑の水平変位では天端～中間地山側で、 $6\sim 9\text{mm}$ 程度の後進坑側に引っ張られる挙動が認められたが、中間地山の反対側壁では微少な値である。

(2) 吹付けコンクリート応力計

吹付けコンクリート応力分布図を図-12に示す。先進坑では後進坑掘削時に、天端～中間地山の反対側(T1, T2, T4)で $2\sim 3\text{N/mm}^2$ の増加が認められるが、中間地山側の肩部(T3)とSL部(T5)では圧縮応力の増加は顕著ではない。後進坑上半部の吹付けコンクリート応力は、 $1\sim 6\text{N/mm}^2$ であり、後進坑掘削後の最終値は、先進坑と後進坑の両者で同程度の圧縮応力となっている。

(3) 鋼アーチ支保工応力計

鋼アーチ支保工応力計により計測された軸力および曲

げモーメント分布図を図-13、図-14に示す。後進坑掘削時には、天端～SL部(S1～S5)までの上半アーチ部で圧縮性の軸力がほぼ均等に増加している。また、後進坑の上半部でも先進坑と同程度の軸力が発生している。インバート部では大きな軸力は発生していないが、隅角部周辺、特に中間地山側で内空側へ大きな曲げモーメントが発生している。

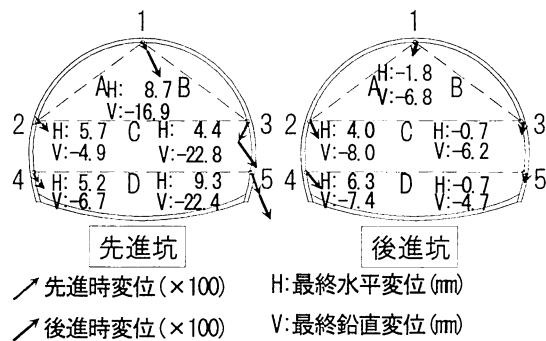


図-11 トンネル変位ベクトル分布図 (D I, STA.511+22)

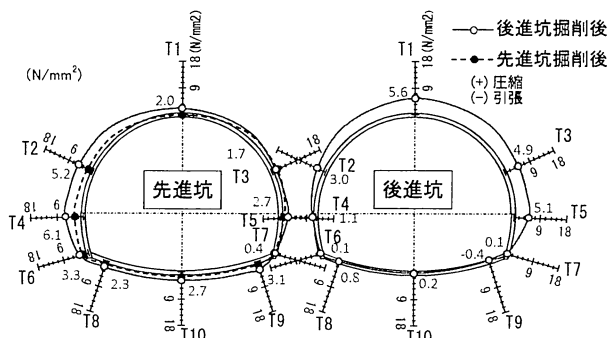


図-12 吹付けコンクリート応力分布図 (D I, STA.511+22)

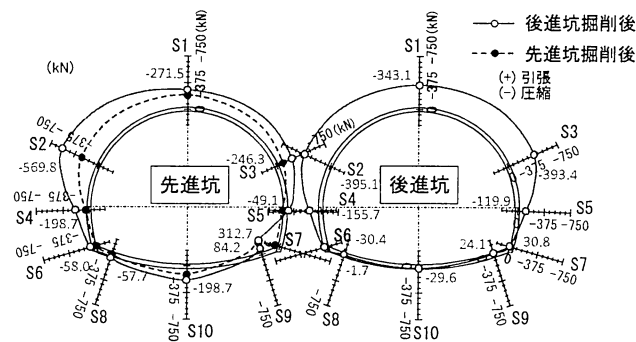


図-13 鋼アーチ支保工軸力分布図 (D I, STA.511+22)

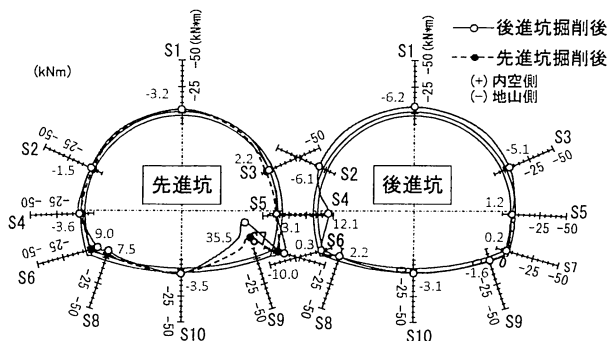


図-14 鋼アーチ支保工曲げモーメント分布図 (D I, STA.511+22)

8. 土被りの違いによる双設影響の比較

(1) 後進坑通過時の中間地山側支保工発生応力挙動

小土被りの坑口部DⅢ区間（STA. 511+02）と、土被りのある一般部DⅠ区間（STA. 511+22）における中間地山側支保工の軸力発生状況を比較するため、後進坑切羽距離と先進坑の天端～中間地山側SL部における吹付けコンクリート応力、鋼アーチ支保工軸力、鋼アーチ支保工曲げモーメントの関係を図-15、図-16に示す。

小土被りの坑口部DⅢ区間（STA. 511+02）では、先進坑中間地山側SL部において、後進坑掘削時に吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の圧縮力が卓越している（図-7、図-8）。先進坑中間地山側支保工の後進坑通過時の挙動を詳しく見てみると、後進坑切羽約10m手前から徐々に圧縮力が高まり、後進坑到達前後で急激に圧縮力が高くなり、後進坑のインバート閉合と共に収束する傾向が認められる（図-15）。この軸方向の圧縮力の増加に伴い鋼アーチ支保工の曲げモーメントは内空側に大きく変化し、地山側からの荷重が高まっていたことを示している（図-15）。これは、後進坑掘削時の中間地山部の荷重が分散されず、先進坑の支保工で集中荷重が発生したことを示している。坑口部DⅢ区間（STA. 511+02）の層別沈下計では、後進坑掘削後に引張ひずみの発生域が地表面にまで到達しており（図-10）、グラウンドアーチ形成域が不足していたことを示している。これらのことから、坑口部DⅢ区間（STA. 511+02）では、後進坑掘削時の中間地山部の荷重が、上半支保工のアーチアクションによって支保全体で均等に荷重分担するこ

とが出来ていないと考えられる。

一方、土被りのある一般部DⅠ区間（STA. 511+22）では、先進坑の中間地山側SL部で、後進坑掘削時に吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工に局所的な応力集中は生じておらず、先進坑、後進坑の上半アーチ部で均等に圧縮力が増加している（図-12、図-13）。また、先進坑中間地山側の吹付けコンクリート応力、鋼アーチ支保工軸力では、後進坑到達の約20m手前から圧縮応力の高まりが認められるものの、後進坑通過時に圧縮力が一時的に減少する挙動が認められた（図-16）。この中間地山側支保工における圧縮力の緩和現象は、鳥浜トンネル一般部の他の断面や、他の無導坑めがねトンネル²⁾でも報告されている。また、中間地山側支保工の圧縮力の緩和に伴い、鋼アーチ支保工の曲げモーメントは内空側から地山側に変化しており、地山側から支保工にかかる荷重が一時的に緩和されていたことを示している。これは、後進坑掘削時における中間地山側の荷重が先進坑の中間地山側支保工に集中することなく、上半アーチ部で均等に荷重を分担していることを示している。

鳥浜トンネルでは後進坑の閉合後に、沈下挙動は緩やかに収束に向かうが、トンネル内空変位とトンネル上部地山の引張ひずみは、後進坑閉合と同時に速やかに収束し安定化に向かうことが報告されている³⁾。また、後進坑掘削後には、先進坑と後進坑の支保工には、ほぼ同等の軸力が発生している。つまり、早期閉合による地山への内圧効果の早期発現によって、地山内の応力再配分が積極的に促進され、地山の安定性を高めていることを示している。このように、土被りのある一般部DⅠ区間では、早期閉合による地山への内圧効果の早期発現によっ

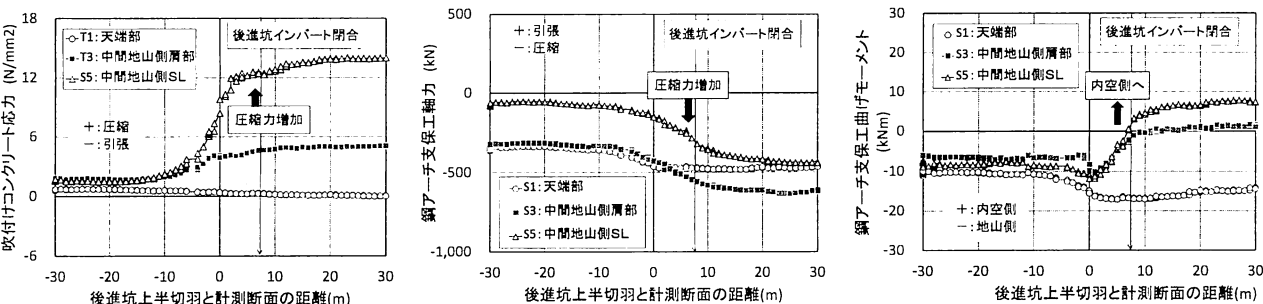


図-15 先進坑中間地山側支保工断面力の後進坑通過時の挙動（DⅢ，STA.511+02）

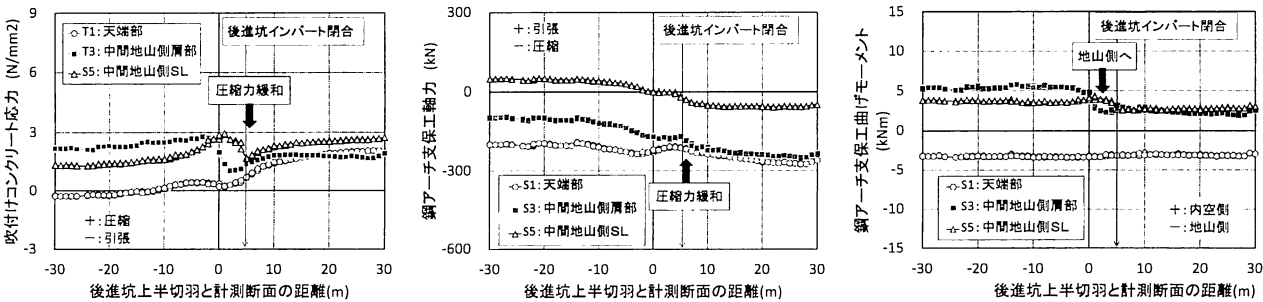


図-16 先進坑中間地山側支保工断面力の後進坑通過時の挙動（DⅠ，STA.511+22）

て周辺地山のゆるみが抑制されることで、双設トンネルを包含するようにグラウンドアーチが形成されていると考えられる。これにより、双設トンネル全体で発生荷重を分担することが可能となっていると考えられる。一方、坑口部DⅢ区間では、土被りが小さいために双設トンネルを包含するようなグラウンドアーチ形成域が不足し、支保工全体で荷重分担を行うことができず、先進坑中間地山側支保工に荷重集中が生じたと考えられる。しかし、早期閉合によって剛なトンネル支保構造体が早期に構築したことにより、坑口部DⅢ区間と一般部DⅠ区間の両者で、支保工発生断面力は十分に耐力内に収まっており、双設トンネルの安定性は十分に確保されている。

(2) 想定荷重と支保工作用荷重の関係

過去の施工実績等から双設トンネルの中間部には、図-17に示す想定荷重 (P_0) が作用するモデルが提案されている⁴⁾。このモデルでは、双設トンネル中間部に、双設としてのトンネル掘削幅 (D) が土被り高さ (H) よりも大きい場合 ($D > H$) には作用荷重高さ (H_0) が土被り高さ H 相当となり、土被り高さ (H) がトンネル掘削幅 (D) よりも大きい場合には、作用荷重高さ (H_0) は $1D$ 相当となるとされており、様々な双設トンネルの設計・施工で適用されている^{5)~7)}。このモデルでは、想定荷重 (P_0) を、先進坑、後進坑の支保工と中間地山（センターピラー）で分担すると考えている。ここでは、先進坑と後進坑の中間地山側SL部の支保工発生合計軸力を支保工作用荷重 (P_s) として、想定荷重 (P_0) に対する支保工分担分の荷重比 (P_s / P_0) を求めた。支保工作用荷重 (P_s) を図-17にしたがって換算したものを支保工作用高さ (H_s) とする。

本報告では、土被りに応じた4断面（図-3）の計測結果に対して換算を行った（表-2）。各計測断面における支保工分担荷重比 (P_s / P_0) と土被り比 (H / D) の関係を図-18に示す。図-18によれば、支保工分担荷重比は土被り比1未満のDⅢ区間では0.5～1.0の値を示し、想定荷重の多くが支保工に発生している。一方、土被り比1以上のDⅠ区間では、支保工分担荷重比が0.1～0.3の値を示し、想定荷重に対する支保工の作用荷重は小さい。これは、小土被りのDⅢ区間では、中間地山で分担できる荷重が小さくなるが、DⅠ区間では、土被りの高まりに伴って、グラウンドアーチが形成されることにより、地山内で多くの荷重が分担されていることを示す。

中間地山を残した無導坑方式の双設トンネルでは、中間地山の变形係数が増加すれば、支保工に発生する作用荷重も小さくなることが指摘されている⁸⁾。鳥浜トンネルでも、土被り比が小さく中間地山がトンネル一般部に比べて脆弱となる坑口部DⅢ区間では想定荷重に近い荷重が支保工に発生する傾向が認められた。

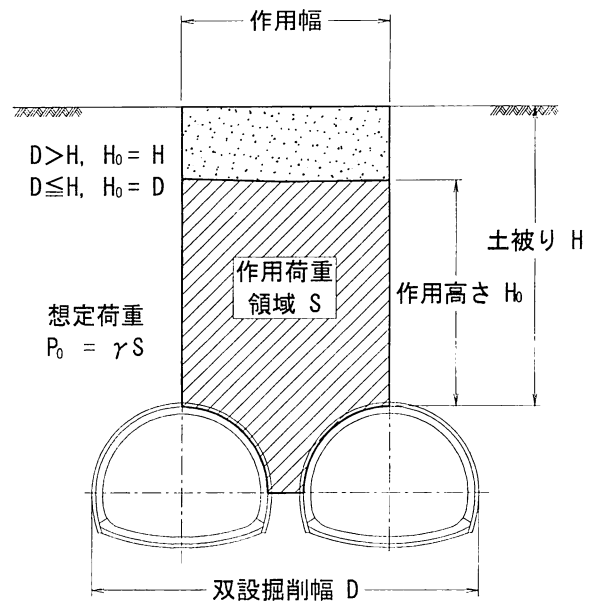


図-17 想定荷重と作用高さの概念図

表-2 坑口部（DⅢ）と一般部（DⅠ）の主要支保部材比較

断面名	DⅢ TD25	DⅠ TD45	DⅠ TD65	DⅢ TD95
下り線距離	STA.511+2	STA.511+22	STA.511+42	STA.511+72
平均土被り H (m)	14	28	38	17
中間地山幅 (m)	1.76	2.19	2.19	1.76
双設掘削幅 D (m)	24.56	24.39	24.39	24.56
土被り比 H/D	0.58	1.18	1.48	0.69
支保工作用荷重 P_s (kN)	4,003	965	1,951	3,609
支保工作用高さ H_s (m)	13.8	3.3	6.7	12.5
想定荷重 P_0 (kN)	4,719	7,708	7,708	5,430
支保工分担荷重比 P_s/P_0	0.85	0.13	0.25	0.66

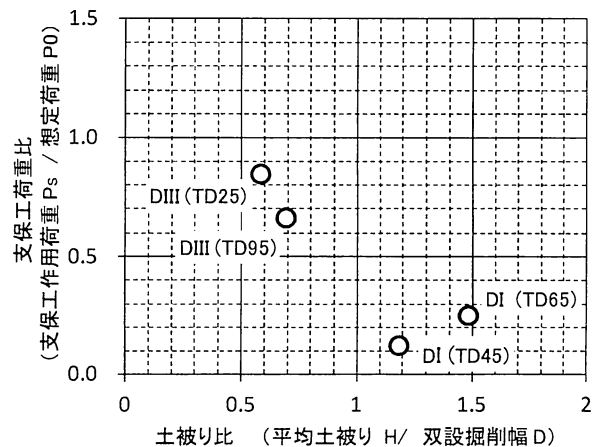


図-18 土被り比と支保工荷重比の関係

3) 鋼インバート支保工の挙動特性

先進坑中間地山側の脚部沈下、および中間地山側の脚部とインバート部における後進坑通過時の曲げモーメント発生状況を図-19、図-20に示す。後進坑通過後の先進坑では中間地山側の鋼インバート支保工（S-9）で、内空側に凸となる大きな曲げモーメントが発生している（図-9、図-14）。図-19、図-20から、坑口部DⅢ区間と一般部DⅠ区間の両者で、この大きな曲げモーメントは、天端から中間地山側で卓越した脚部沈下に伴って発生していることが分かる（図-6、図-11）。また、インバート部の吹付けコンクリートには圧縮応力が発生している。つまり、吹付けコンクリートは圧縮部材として機能しているが、鋼インバート支保工は中間地山側で卓越する沈下に対して、曲げ部材として機能していることが分かる。したがって、超近接双設トンネルでは、中間地山側と外周側で不均等な脚部沈下が発生する可能性が高いために、早期閉合部材としては曲げ耐力を有する鋼インバート支保工を採用することが有効である。また、インバート部に発生する曲げモーメントを低減させるためには、トンネル構造を円に近付けるために、インバート半径を小さくすることも視野に入れることが重要であろう。

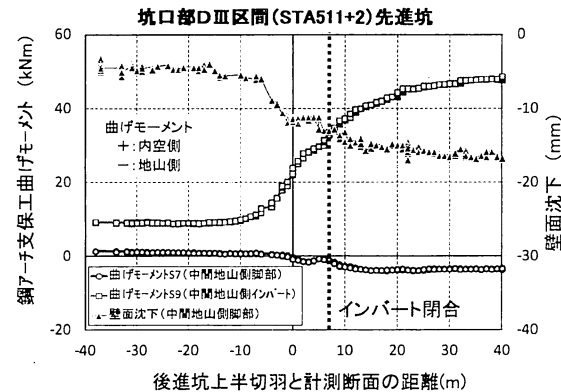


図-19 後進坑掘削時における中間地山側隅角部の鋼アーチ支保工曲げモーメントと脚部沈下の関係（DⅢ）

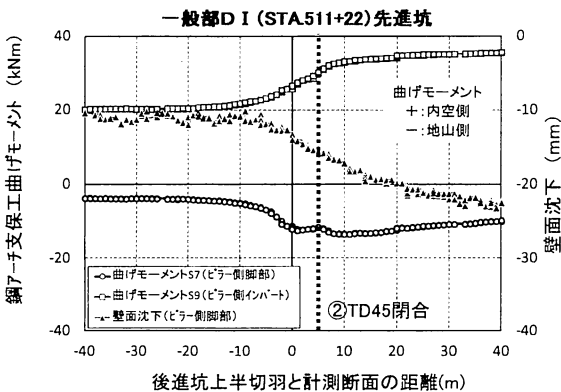


図-20 後進坑掘削時における中間地山側隅角部の鋼アーチ支保工曲げモーメントと脚部沈下の関係（DⅠ）

9. まとめ

以下に、本報告で得られた知見を示す。

- ・小土被りの坑口部DⅢ区間では、後進坑掘削時に先進坑中間地山側支保工に高い応力が集中したが、早期閉合による剛なトンネル支保構造体により、トンネルの安定性は確保されていた。
- ・土被りのある一般部DⅠ区間では、早期閉合により、先進坑・後進坑を包括するようなグラウンドアーチが形成されることで、支保工全体で荷重を分担する軸力構造となり、トンネルの安定性は確保されていた。
- ・小土被りの坑口部などでグラウンドアーチ形成が期待できない時には、後進坑掘削時に土被り高さ相当の想定荷重が先進坑の中間地山側支保工に局所的に作用する危険性があるため注意が必要である。
- ・超近接双設トンネルの早期閉合部材には、中間地山側で不均等に発生する脚部沈下に対して曲げ耐力が必要となるため、鋼インバート支保工の採用が有効である。

以上のように、中間地山を残した無導坑方式の超近接トンネルとして計画された鳥浜トンネルでは、早期閉合による剛なトンネル支保構造体を早期に構築することによって、中間地山側で卓越する脚部沈下、荷重集中などの双設影響に対して、地山改良や補助工法等による中間地山部の補強を行うことなく、トンネルの安定性を確保することができた。今後は、3次元解析等の実施により、中間地山を残した超近接双設トンネルにおける双設影響のメカニズムの理解を進め、より合理的な設計、施工に寄与できるように研究を進めて行く所存である。

謝辞 鳥浜トンネルの施工に際しては、「鳥浜トンネル施工検討委員会」（委員長：首都大学東京 西村和夫教授）をはじめとする関係各位に多大なるご指導とご協力を頂いた。ここに、深く感謝の意を称する次第である。

参考文献

- 1) 森崎泰隆，新城喜弘，川崎正和，原守哉，小田原秀明：早期閉合による超近接トンネル施工の地表面沈下抑制効果，トンネル工学報告集，Vol.16，pp.135-140，2006。
- 2) 新城実，玉城守克，津中重彦，島田智浩：小土被りの住宅直下における無導坑めがねトンネルー真地久茂地線織名トンネル，トンネルと地下，Vol.40，No.5，pp.489-497，2009。
- 3) 稲垣太浩，川北真嗣，津野康則，矢野一郎，牛田和仁，奥野哲夫，淡路動太：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，2012。

- 4) 松田哲夫, 豊里栄吉, 五十嵐瑞穂, 梨本裕, 梶山孝司: 一本導坑センターピラー共有型メガネトンネルの設計法と検証, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.7, pp.1-6, 1997.
- 5) 青木宏一, 若狭紘也, 上村正人, 進士正人, 中川浩二: 現場計測データに基づくめがねトンネルへの作用荷重と周辺地山挙動の評価, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.12, pp.371-376, 2002.
- 6) 本藤敦, 黒木繁盛, 櫻井孝臣, 高橋明生, 金沢明広: 無導坑方式めがねトンネルの設計, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.13, pp.495-500, 2003.
- 7) 上村正人, 梨本裕, 梶山孝司, 青木宏一, 進士正人, 中川浩二: センターピラーを構築しないめがねトンネル工法の実用化と検証, 土木学会論文集, No.756 VI-62, 75-87, 2004.
- 8) K. Nakagawa, M. Kamimura, S. Tsunaka, M. Nakata : Recent development of the policy on the design and construction of tunnels with a binocular cross section, *ITA-AITES World Tunnel Congress*, P-12-06, 2009.

(2012. 9. 3 受付)

BEHAVIORAL CHARACTERISTIC OF EXTREMELY CLOSE TWIN TUNNELS WITHOUT A PRE-ADVANCED TUNNEL CONSTRUCTED BY EARLY INVERT CLOSURE

Masatsugu KAWAKITA, Yasunori TSUNO, Ichiro YANO,
Tetsuo OKUNO and Dohta AWAJI

Torihama tunnels, extremely close twin tunnels which have no center pillar and no pre-advanced tunnel, were constructed by early invert closure. From the measurement results, we examined differences in the behavioral characteristic of small overburden section (DIII), and general section (DI). Due to the difference of the overburden, significant differences were found in the behavior of the cross-section force of support at the intermediate ground side. However, in both cases, it has been shown that the construction by early invert closure is effective method for the stability of extremely close twin tunnels.