無導坑の超近接トンネルの掘削時挙動に関する研究

真下 英人¹・日下 敦²・河田皓介²

¹正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物研究部 (〒305-0804 つくば市旭 1 番地)
(元独立行政法人土木研究所道路技術研究グループ)

E-mail:mashimo-h92ta@nilim.go.jp

²正会員 独立行政法人土木研究所道路技術研究グループ (〒305-8516 つくば市南原 1-6)

併設トンネルの離隔距離をほとんど確保しない超近接トンネルを無導坑で掘削した時の挙動を明らかにするため、これまでに得られている施工時の計測結果の分析を行った。さらに、数値解析により後進坑の切羽通過時における中間地山の応力変化と先進坑の挙動との関係、土被り、離隔距離、地山の変形係数が支保工に作用する荷重に及ぼす影響について検討を行った。その結果、後進坑の掘削による影響は、先進坑の中間地山側の側壁部に大きく現れること、後進坑の切羽通過時には中間地山の応力が急激に変化し、先進坑の断面力が大きく増加すること、中間地山側の支保工に作用する荷重は、土被り、離隔距離、地山の変形係数の影響を大きく受け、支保工に全土被り荷重が作用することが明らかとなった。

Key Words: *closely spaced twin tunnels, support structure, shotcrete method, field measurements, numerical analysis, full face method, early invert closure*

1. 序論

トンネルを2本併設して建設する場合は、相互干渉を避けるため十分な離隔距離をとることが望ましいが、近年、都市部においては用地取得の困難から離隔距離をほとんど確保しないでできるだけ近接させる、いわゆる超近接トンネルが採用されるケースが増えている。これまで、超近接トンネルを掘削するには、中間部に中央導坑を設けて中央ピラーを先行させて造成し、中間部上部地山の荷重を中央ピラーで受けるという方法が採用されてきた。しかし、中央ピラーの施工は工費の増大や工期の長期化を招く上に、中央ピラーには非対称の荷重が作用し、中央ピラーの地耐力が十分でないとピラー部が傾くおそれがあること、中央導坑の掘削により地山を緩める可能性が大きく、また、最終的な断面の閉合が遅れるために地表面沈下が抑制できない場合があることなどが問題となっていた。このため、最近では中央導坑を設けずに、後進坑掘削前に先進坑の断面を閉合させて後進坑を掘削する工法が採用されるようになってきている。

しかし、無導坑で超近接トンネルを掘削した場合には、先進坑については後進坑掘削により作用荷重が大幅に増加した場合や脚部に大きな沈下が生じた場合には、トンネル構造の安定上問題となる変状が生じるおそれがあり、後進坑については先進坑の掘

削の影響を受けて緩みが生じた地山を掘削することになるので、単一のトンネルを掘削する場合よりも大きな荷重が作用するおそれがある。このため、超近接トンネルの設計・施工に際しては、2本のトンネル相互の力学的な影響を十分検討し、掘削時の挙動特性を理解した上で、適切な対策をとることが重要となる。

無導坑の超近接トンネルの挙動に関する研究としては、その導入期には、適用を図った1つのトンネルを対象に事前検討時のFEM解析と施工結果に基づいて本工法の適用性を論じた上村ら¹⁾の研究、施工中のトンネルを対象にFEM解析により支保構造の安定性を検討した本藤ら²⁾の研究があり。その後、施工実績が増えてくるのに伴い、個々の工事毎に施工時の計測結果から挙動特性を分析した報告^{例えば 3)}が行われている。しかし、条件の異なるトンネルの計測結果を全体的に分析した研究はなく、超近接トンネルに共通の普遍的な挙動特性については不明な点が多く残されている。また、土被り、離隔距離、地山の変形係数などの条件が超近接トンネルの挙動に及ぼす影響について把握しておくことは、本工法の適用性を判断する上で極めて重要となるが、十分な知見が得られていない。

本研究では、無導坑で超近接トンネルを掘削したときの挙動特性を明らかにすることを目的として、これまでに得られている複数の超近接トンネルの施

工時の計測結果の分析を行った。さらに、数値解析により中間地山の応力変化と先進坑の挙動との関係について考察を加えるとともに、土被り、離隔距離、地山の变形係数が支保工に作用する荷重に及ぼす影響について検討を行った。

2. 現場計測結果の分析

(1) 計測トンネルの概要

表-1 に分析の対象とした現場計測結果が得られたトンネルの概要を示す。表中のトンネル掘削幅、土被り、離隔距離の定義は図-1 に示すとおりであり、対象トンネルは 7 トンネル、計測断面数は 22 となる。トンネルの掘削幅は 11~14m、トンネルが掘削された地質は、泥岩、砂岩、風化花崗岩、しら

す、緑色岩、礫混じり粘土、地山の变形係数は 20 ~3, 250MPa と多岐にわたっている。また、計測結果が得られた各トンネルの計測断面の支保構造は表-2 に示すとおりである。なお、五ヶ丘トンネルは、離隔距離がゼロであるため、先進坑の安定性の確保

図-1 トンネルの代表寸法の定義

表-1 現場計測結果が得られたトンネルの概要

トンネル	トンネル掘削幅		離隔距離 d(m)	土被り H(m)	地質	変形係数 D (MPa)	計測断面数
	先進坑 D ₁ (m)	後進坑 D ₂ (m)					
豊見城 ³⁾	12.6	12.0	0.6, 1.0, 1.9	12.75, 15.25, 20.50	島尻泥岩	200	3
識名 ⁴⁾	13.7, 14.0	13.7, 14.0	1.1, 1.4, 1.5	14.2, 15.7, 21.0, 36.6, 15.2	島尻泥岩	150	5
新武岡 ⁵⁾	10.9	10.8	3.3, 6.6	80.0	しらす	20, 80	2
北山 ⁶⁾	10.8	13.7	3.0, 4.0	16.7, 17.0	緑色岩メランジュ	36-60	2
北春日 ⁷⁾	10.8, 12.0	11.8, 12.1	4.5, 4.9	4.4, 10.85	粘土質砂礫・礫混じり粘土	100	2
鳥浜 ⁸⁾	11.1, 11.4	11.1, 11.4	1.76, 2.18, 2.19	14.0, 17.0, 28.0, 38.0	砂岩	1010	4
五ヶ丘 ⁹⁾	14.42	13.22	0.00	7.0, 8.0, 15.0, 26.5	花崗岩・風化花崗岩	50, 100, 600, 3250	4

表-2 トンネルの支保構造

トンネル	先進坑				後進坑				中間地山の補強
	吹付けコンクリート		鋼アーチ支保工	ロックボルト	吹付けコンクリート		鋼アーチ支保工	ロックボルト	
	厚さ (cm)	強度 (N/mm ²)	規格	長さ (m)	厚さ (cm)	強度 (N/mm ²)	規格	長さ (m)	
豊見城	30	36	H200	4(側方)	25	18	H200	4(側方)	注入式ロックボルト
識名	25	36	H200	4(側方)	25	18	H200	4(側方)	無
	20	36	H200	4(側方)	20	18	H200	4(側方)	
	20	36	H150	4(側方)	20	18	H150	4(側方)	
新武岡	30	36	H250	4(側方)	30	36	H250	4(側方)	タイロッド, 注入式FRPボルト(4m)
	25	36	H200	4(側方)	25	36	H200	4(側方)	無
北山	25	18	HH200	4(側方)	25	18	HH200	4(側方)	無
	25	36 (SFRC)	HH200	4(側方)	25	18	HH200	4(側方)	
北春日	25	18	H200		25	18	H200		PC鋼棒, モルタル杭
鳥浜	25	36	HH200	4(側方)	25	18	H200	4(側方)	無
	20	36	HH154	4(全周)	20	18	H150	4(全周)	
五ヶ丘	30	36 (SFRC)	HH250	6(側方)	25	18	H200	6(側方)	無
	30	36 (SFRC)	HH250	6(全周)	20	18	H150	6(全周)	

を目的として、先進坑の中間地山側の側壁部に 35～55cm (SL 部) の増し吹付けを行っている。

掘削工法は新武岡トンネルの離隔距離が 6.6m の断面と五ヶ丘トンネルを除いて、補助ベンチ付き全断面工法で切羽に近い位置において一次インバートの施工による早期閉合を採用している。五ヶ丘トンネルでは上半先進工法を採用し、後進坑トンネル掘削前にインバートによる断面閉合を行っている。何れのトンネルも計測項目は、吹付けコンクリートの応力、鋼アーチ支保工の応力、トンネル壁面の変位となっている。

(2) 計測結果

a) 後進坑の切羽進行に伴う先進坑の挙動

図-2 は、後進坑の掘進に伴う先進坑のトンネル壁面の沈下、吹付けコンクリートの軸力 (1m 当たり)、鋼アーチ支保工の軸力、曲げモーメントの変化の 1 例 (離隔距離 0.6m, 土被り 12.75m, 地山の変形係数 200MPa) を示したものである。本例は超近接トンネルの先進坑の特徴的な挙動がほぼ全て現れている例である。なお、本研究では、軸力は圧縮が正、曲げモーメントは内空側に凸となる場合を正としている。トンネルの沈下量は、後進坑の切羽が計測断面の 10～20m 手前まで近づいた時点から増加し始め、切羽通過後、20m 程度進んだ時点まで増加は続く。沈下量は中間地山側の側壁部が大きく増加しているのに対して、天端部および中間地山と反対側の側壁部の沈下量の増加は非常に小さい。吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工の軸力は、ともに後進坑の切羽が概ね 20m 手前まで近づいた時点から断面全体にわたって増加し始め、切羽通過後、概ね 30～50m 程度進んだ時点まで増加する。ただし、天端部から中間地山側の断面の軸力は、後進坑通過直前に一旦減少し、通過後、再度増加し始めるという挙動を示している。鋼アーチ支保工の曲げモーメントは、天端部から中間地山と反対側の位置においては、ほとんど変化が見られないが、中間地山側の肩部および側壁部では後進坑の切羽が概ね 10m 手前まで近づいた時点から増加し始め、切羽通過後は概ね 20m 程度進むと収束する。肩部では切羽通過前に若干負の方向に増加し、切羽通過後に急激に正の方向に増加する。側壁部の上の位置 (M6) では負の方向に、下の位置 (M7) では正の方向にそれぞれ増加する傾向にあるが、切羽通過前に急激に増加し、切羽通過時に一旦減少した後、再度増加するという挙動を示す。他のケースもほぼ同様に切羽の通過に伴って軸力は増加、曲げモーメントは肩部が正の方向に、側壁部は負の方向に増加するのが一般的な傾向である。なお、切羽通過時に軸力が一時的に減少するという現象が現れないケースも幾つか見られ、これらは離隔距離の大きなケースに集中している。

b) 後進坑掘削が先進坑に及ぼす影響

図-3 は、図-2 と同様の計測断面における先進坑の断面力分布に及ぼす後進坑の掘削の影響を示したものである。なお、図中の後進坑掘削前の値は後進

(a) 沈下量

(b) 吹付けコンクリート軸力

(c) 鋼アーチ支保工軸力

(d) 鋼アーチ支保工曲げモーメント

図-2 後進坑の掘削に伴う先進坑の挙動 (現場計測)

坑の切羽が計測断面の手前 40m まで近づいた時点、後進坑掘削後の値は後進坑の切羽が計測断面を通過後、50m 進んだ時点の値を示している。吹付けコンクリートの軸力および鋼アーチ支保工の軸力は、後進坑の掘削に伴い断面全体で増加しているが、特に吹付けコンクリートは中間地山側の側壁部と中間地山と反対側の肩部、鋼アーチ支保工は中間地山側の側壁部の増加量が大きく、これらの箇所で最大値を示している。他のケースにおいても後進坑掘削の影響は中間地山側の側壁部に大きく現れるケースが多いが、肩部については影響が大きく現れるケースとそうでないケースが見られた。一方、鋼アーチ支保工の曲げモーメントは、後進坑の影響が現れるのは天端部から中間地山側であり、最大値は中間地山側の側壁部に発生している。他のケースにおいても後進坑掘削の影響は中間地山側に現れており、最大値はほとんどが側壁部に発生している。なお、後進坑

図-3 先進坑の断面力分布（現場計測）

の掘削に伴う鋼アーチ支保工（H200）の軸力と曲げモーメントの増加量から側壁部の上の位置での応力の増加量を求めると、それぞれ 59N/mm^2 、 19N/mm^2 となっており、軸力による影響はるかに大きいことが分かる。

図-4 は、後進坑の掘削に伴う先進坑の天端部、中間地山側の肩部、側壁部の断面力の変化と後進坑掘削前の断面力との関係を表-1 に示したトンネルについて示したものである。ただし、トンネルによっては、これらの項目の現場計測値が得られていないトンネルもあるため、計測値は得られているトンネルについてのみ示している。また、本研究では、図中の現場計測値は特にことわりがない限り、記号の色で計測値が得られたトンネルの区別を行っている。吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工の軸力は、全体的には側壁部と肩部での増加が大きく、天端部が小さくなる傾向が見られる。また、鋼アー

図-4 後進坑掘削による先進坑の断面力変化量

チ支保工より吹付けコンクリートの増加量が大きく、吹付けコンクリートの増加量は後進坑掘削前の値を大きく上回るもの、すなわち後進坑掘削後の軸力値が後進坑掘削前の2倍以上となっているものが多い。後進坑掘削の影響により増加する先進坑に作用する荷重の分担は、鋼アーチ支保工より吹付けコンクリートの方が大きくなっているものと考えられる。鋼アーチ支保工の曲げモーメントは、大半のケースでは天端部ではほとんど変化は見られず、側壁部では地山側に凸、肩部では内空側に凸となる方向に増加しており、後進坑の掘削により、中間地山側の肩部から土圧が作用したのと考えられる。増加量は、肩部では最大で $20\text{kN}\cdot\text{m}$ 、側壁部では一部のケースを除けば $40\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度に収まっている。

図-5 は、後進坑掘削後の先進坑の中間地山側の肩部、側壁部における鋼アーチ支保工の曲げモーメントと軸力の関係を、鋼アーチ支保工のサイズを区別して示したものである。また、図中には軸力と曲げモーメントが作用した場合に断面内に引張応力が発生するときの境界を鋼アーチ支保工のサイズ別に示している。肩部での計測データは限られているが、軸力は側壁部に発生するものは全体的に大きく、 400kN 以上を示すものが多く、曲げモーメントは肩部に発生するものは全体的に小さく、最大でも $20\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度となっている。側壁部に着目すると、曲げモーメントは負の値となっているケースが多く、後進坑掘削後は側壁部には地山側に凸となる方向の曲げモーメントが発生している。また、一部のケースを除けば、計測値は引張応力が発生するときの境界より上方に位置しており、鋼アーチ支保工は全断面圧縮状態になっていると考えられる。

図-6 は、後進坑掘進による先進坑の脚部沈下の増加量を示したものである。脚部沈下の増加量は、全体的に中間地山側の方が中間地山の反対側よりも大きくなっており、中間地山側では最大で 20mm 近く増加しているケースが見られるのに対して、中間地山と反対側では一部のケースを除いて 5mm 以内に収まっている。

c) 中間地山側の支保工に作用する荷重

図-7 は、中間地山側の側壁部における後進坑の軸力と先進坑の軸力（後進坑の掘削前と掘削後）との関係を示したものである。ここで、軸力は吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の軸力の合計として求めた。後進坑と後進坑掘削前の先進坑の軸力との比較では、後進坑の方が先進坑よりも大きいケースが多く見られる。一部のケースを除いて先進坑と後進坑の断面の大きさがほぼ同じであること考慮すると、後進坑に発生する軸力は単一のトンネルに発生する軸力よりも大きくなることを示しており、この原因として後進坑には先進坑の掘削による応力再配分、あるいは緩みが生じている地山部分を掘削することの影響が現れたものと考えられる。

一方、後進坑掘削後の先進坑の軸力は後進坑掘削の影響により増加して、後進坑の軸力よりも大きくなり、後進坑の約2倍以上の大きさとなっているケ

図-5 鋼アーチ支保工に発生する軸力と曲げモーメント（後進坑掘削後）

図-6 先進坑の脚部の沈下量

(a) 後進坑掘削前

(b) 後進坑掘削後

図-7 側壁部における先進坑と後進坑の軸力

ースも見られる。

図-8 は、後進坑掘削後の先進坑および後進坑の側壁部における鋼アーチ支保工と吹付けコンクリートの軸力の関係を示したものである。先進坑については、吹付けコンクリートの方が鋼アーチ支保工よりも軸力が大きいケースが多い。一方、後進坑については、吹付けコンクリートの方が鋼アーチ支保工よりも軸力が大きいケースが多いものの、先進坑よりはその差が小さいケースが多く見られ、荷重の分担が比較的均等に行われている。吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の荷重の分担には軸剛性が大きく影響するが、吹付けコンクリートの弾性係数は材齢とともに増加し、先進坑の弾性係数が後進坑の弾性係数より大きくなっていることが、先進坑と後進坑で荷重分担に違いが現れたことに影響したものと考えられる。

図-9 は、後進坑掘削後の先進坑の軸力と後進坑の軸力の合計の全土被り荷重に対する比率（支保工荷重分担率）と土被り比、離隔距離との関係を示したものである。なお、全土被り荷重は図-10 に示すような先進坑と後進坑のセンターに挟まれた領域の側壁部より上方の地山の重量としている。また、土被り比は中間地山部のセンターの位置における天端から地表面までの距離 H と 2 本のトンネル幅 B の比としている。土被り比が 0.5 前後以下の場合には、荷重分担率が 1 以上、すなわち支保工に作用する荷重が全土被り荷重、あるいはこれを超えるケースが 2 つ認められる。何れも離隔距離がゼロのケースで、特に荷重分担率が 1 を大きく上回るケースは、地表面が傾斜しており、先進坑が斜面の谷側に位置するため、偏土圧の影響を受けたものと思われる。また、離隔距離がゼロの場合、支保工だけで土荷重を支えることになるが、土被り比が 1 を下回っていても全土被り荷重が作用する場合と全土被り荷重が作用しない場合がある。土被り比が 1 を超えると荷重分担率は大幅に減少しており、0.6 を超えるデータは見られない。なお、同一のトンネルで離隔距離、土被り比がほぼ同じであっても、荷重分担率に差が生じているのは地質条件の違いが現れているものと思われる。

3. 後進坑掘削時の先進坑の挙動に関する数値解析

現場計測結果から明らかになった後進坑掘削時における先進坑の支保工の挙動特性を中間地山の挙動と関連づけて検討し、さらに、後進坑の掘削工法が先進坑の支保工の挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、三次元有限差分法（解析コードは FLAC3D）によるトンネル掘削解析を行った。

（1）解析条件

a) 解析モデル

図-11 に解析に用いたモデルを示す。トンネルの

(a) 先進坑

(b) 後進坑

図-8 側壁部における吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の軸力（後進坑掘削後）

図-9 側壁部における支保工の軸力の全土被り荷重に対する比率

掘削幅 D は 12m とし、土被り比 H/B および離隔距離 d は、現場計測結果が得られたトンネルで多く見られる土被り比 0.5 (土被り $H=12.5\text{m}$)、離隔距離 1m とした。解析領域は、トンネル軸方向に 100m、側方領域および下方領域は $2D$ とし、境界条件は、上面を地表面として自由面、底面を固定境界とし、トンネル軸と直交する 2 側面のトンネル軸方向、平行な 2 側面の水平方向の変位を拘束した。

表-3 に解析に用いた基本物性値を示す。地山は単一土層としてソリッド要素でモデル化し、弾性体または Mohr-Coulomb の破壊基準に基づく完全弾塑性とした。変形係数は現場計測結果が得られたトンネルの平均的な値である 100MPa とした。破壊基準の内部摩擦角および粘着力は、塑性化の影響が比較的大きく現れるように試計算を行い、 $c=30\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=20^\circ$ と設定した。支保工は弾性体とし、現場計測結果が得られたトンネルの中で最も規模が小さい吹付けコンクリート厚さ 20cm、鋼アーチ支保工 H150 (建込間隔 1m) を対象に、式 (1) で示される吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工と等価な軸圧縮剛性を有するシェル要素でモデル化した。なお、ロックボルトは考慮していない。

$$A \cdot E^* = E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s \quad (1)$$

ここで、 E^* はシェル要素の等価弾性係数、 E_c と E_s は吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工の弾性係数、 A_c と A_s はそれぞれ吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工の断面積で $A=A_c+A_s$ により計算される。

初期応力は、側圧係数 k を 0.5 として、各要素に自重を作用させた。解析における掘進は、先進坑、後進坑ともに 1m ずつ掘削を行っては支保構造を設置することにより行った。

b) 解析ケース

解析は弾性解析を基本とし、先進坑は全て全断面工法による早期閉合で行い、後進坑は、全断面工法による早期閉合、ショートベンチ工法 (ベンチ長 20m、本インバート無し) として、後進坑の掘削工法が先進坑の挙動に及ぼす影響について検討を行った。なお、全断面工法のケースについては、地山の塑性化の影響を検討するため、弾塑性解析も行った。

(2) 解析結果

a) 後進坑の切羽進行に伴う先進坑の挙動

図-12 は、後進坑の切羽進行に伴う先進坑の支保工の断面力、中間地山に発生する応力の変化について弾性解析結果を示したものである。また、図-13 は、後進坑の切羽が 30m 前方に進んだ時点における先進坑の支保工の断面力分布を示したものである。なお、中間地山の応力は圧縮を正としている。

支保工の軸力は、何れの掘削工法においても後進坑の切羽が概ね 10m 手前まで近づいた時点から増加し始め、全断面工法の場合は、切羽通過後、概ね 10m 進む時点まで増加し、ショートベンチ工法の場合

は上半切羽通過後も下半切羽通過直前まで増加し、下半切羽通過時に若干減少した後、再度、増加する。後進坑掘削後の断面力の分布は、軸力の増加する範囲は天端部から中間地山側の脚部までの断面に限定されており、側壁部における増加量が最も大きく、軸力も最大となる。工法による違いは、天端部および肩部ではあまり認められないが、中間地山側の側

図-10 中間地山部の力のつり合い

全断面工法

ショートベンチ工法

図-11 三次元解析モデル

表-3 解析に用いた基本物性値

項 目		地 山
要素種別		ソリッド
先進坑掘削幅 D (m)		12
後進坑掘削幅 D (m)		12
離隔距離 d (m)		1.0
土被り H (m)		12.5
変形係数 D (MPa)		100
せん断強度	粘着力 c (kN/m^2)	30
	内部摩擦角 ϕ (degree)	20
ポアソン比 ν		0.38
単位体積重量 γ (kN/m^3)		20
側圧係数 k		0.5
項 目		支 保 工
要素種別		シェル (合成)
厚さ t_c (cm)		20.4
弾性係数 E (MPa)		7810
ポアソン比 ν		0.20

壁部は全断面工法の方がショートベンチ工法よりも増加量は小さい。

支保工の曲げモーメントは、天端部では両工法ともほとんど変化はない。肩部では変化量はわずかであるが、全断面工法の場合は、後進坑の切羽が概ね10m手前まで近づいた時点から切羽通過後数m進んだ時点まで正の方向に増加し、その後負の方向にわずかに増加して収束する。ショートベンチ工法の場合は、上半切羽通過時の挙動は全断面工法とほぼ同様であるが、下半切羽が10m手前まで近づいた時点から再び正の方向に増加し始め、下半切羽通過後収束する。側壁部においては、全断面工法の場合は、後進坑の切羽が概ね10m手前まで近づいた時点から切羽通過後数m進んだ時点まで負の方向に増加し、その後若干正の方向に増加する。ショートベンチ工法の場合は、後進坑の上半切羽が数m手前まで近づいた時点から下半切羽が数m手前に近づく時点まで正の方向に増加し続け、下半切羽通過時に、急激に負の方向に増加する。後進坑掘削後の断面力の分布は、後進坑の影響が現れるのは肩部から脚部にかけて限定的であり、全断面工法の場合は側壁部での増加が最も大きい、ショートベンチ工法では脚部付近の増加が最も大きい。

中間地山の鉛直応力は、全断面工法の場合は切羽通過直後に微少な減少が見られる以外は増加の傾向にある。ショートベンチ工法の場合は上半切羽通過後も増加し続け、後進坑の下半通過直前までは全断面工法よりも大きな応力を示し、下半切羽通過時に急激な減少が生じた後、全断面工法とほぼ同様のレベルで収束する。なお、全断面工法に見られる切羽通過後の微少な減少は先進坑を掘削した場合にも見られた。側壁部の軸力の増加傾向と鉛直応力の増加傾向は比較的似ており、後進坑の掘削に伴う応力の再配分により先進坑周辺の地山応力が増加し、先進坑に作用する荷重も増加したものと考えられる。なお、全断面工法の方がショートベンチ工法よりも側壁部の軸力が小さくなった原因としては、切羽通過後の鉛直応力の差に見られるように、早期閉合の効果により先進坑周辺の地山応力の増加が抑えられたことによるものと考えられる。

中間地山の水平応力は、全断面工法の場合は切羽通過直前に若干増加し、切羽通過に伴い急激に減少した後、数m進んだ時点から緩やかに増加し始め、収束する。ショートベンチ工法の場合は、上半切羽通過時の応力変化は全断面工法と似ているが、減少の程度は小さく、上半切羽通過後の増加の傾向は下半切羽通過直前まで続く。下半切羽通過時には、急激に減少した後、下半切羽が数mに進んだ時点から緩やかに増加し始め、収束する。全断面工法では切羽通過時、ショートベンチ工法では下半切羽通過時に側壁部の曲げモーメントに急激な負の方向への増加が見られたが、このときには中間地山の水平応力は急激に減少しており、また、逆にショートベンチ工法の上半切羽通過後の側壁部の曲げモーメントが正の方向に増加している間は、水平応力の増加が認

図-12 後進坑掘削に伴う先進坑・中間地山の挙動 (三次元弾性解析)

図-13 先進坑の断面力分布 (三次元弾性解析)

められる。したがって、水平応力が減少すると地山反力が減少し、負の方向に曲げモーメントが増加し、水平応力が増加した場合は逆の挙動を示すものと考えられる。なお、切羽が 30m 前方に進んだ時点における水平応力の大きさは、全断面工法は後進坑掘削前より若干増加しているのに対してショートベンチ工法の場合は後進坑掘削前より減少しており、早期閉合の効果により水平方向の応力の解放が抑えられたものと考えられる。

b) 地山の塑性化の影響

図-14 は、後進坑を全断面工法により掘削した場合の後進坑の切羽進行に伴う先進坑の支保工の断面力、中間地山に発生する応力の変化について弾塑性解析と弾性解析の比較を示したものである。また、図-15 は、後進坑の切羽が 30m 前方に進んだ時点における先進坑の支保工の断面力分布について、弾性解析と弾塑性解析の比較を示したものである。

支保工の軸力は、地山が塑性化する場合、後進坑の切羽が概ね 10m 手前まで近づいた時点から増加し始めるが、切羽通過時には、現場計測で見られた一時的な減少が中間地山側の肩部と側壁部で現れている。後進坑掘削後の断面力の分布については、地山が塑性化した場合は、後進坑掘削の影響により増加する範囲は弾性挙動の場合よりも拡大し、中間地山と反対側まで及んでいるが、最大値を示す側壁部の値は、弾性挙動を示す場合と大きな差は認められない。

支保工の曲げモーメントは、地山が塑性化する場合、肩部では切羽が概ね 10m 手前まで近づいた時点から切羽通過後数 m 進むまでは単調に正の方向に増加、側壁部では切羽通過直前まで若干正の方向に増加した後、切羽通過時に負の方向に急激に増加する傾向が見られるが、弾性挙動の場合と同様に天端部での変化はほとんど見られない。後進坑掘削後の断面力の分布は、地山が塑性化する場合は、側壁部に加えて肩部、脚部においても増加が見られ、弾性挙動を示した場合よりも大きな曲げモーメントが発生している。特に、脚部においては、後進坑掘削による増加量が最も大きく、軸応力を大きく上回る曲げ応力が発生することになるので十分な検討が必要となる。

中間地山の鉛直応力は、地山が塑性化する場合、切羽が概ね 5m 手前に近づく時点までは増加し、その後、切羽通過に伴って急激に減少した後、切羽が数 m 前方に進んだ時点から再度増加し始め、収束する。切羽通過時の鉛直応力の急激な減少は弾性解析では見られなかったものであり、現場計測で認められた、切羽通過時における軸力の一時的な減少は地山の塑性化により鉛直応力が減少し、先進坑に作用する荷重が一時的に減少したことが原因になっているものと考えられる。なお、弾塑性解析に用いる粘着力 c を 90kN/m^2 に向上させた解析を行ったところ、切羽通過時の鉛直応力の減少量が減少し、一時的な軸力の減少は微小となった。

中間地山の水平応力は、地山が塑性化する場合、

図-14 後進坑の掘削に伴う先進坑・中間地山の挙動 (弾性解析と弾塑性解析の比較)

図-15 先進坑の断面力分布 (弾性解析と弾塑性解析の比較)

弾性挙動の場合と同様に切羽通過直前までは増加し、その後、切羽通過に伴って急激に減少した後、切羽が数 m 前方に進んだ時点から再度増加し始める。弾性挙動に比較して切羽通過時における減少の程度は大きく、その後の増加の程度は小さいため、切羽通過後の水平応力は弾性挙動時よりも小さくなっており、側壁部において弾性挙動時よりも大きな曲げモーメントが発生する原因になっているものと考えられる。

4. 土被り、離隔距離、地山の変形係数が支保工の挙動に及ぼす影響に関する数値解析

現場計測結果が得られた断面は、土被り、離隔距離、地山の変形係数などが異なるため、現場計測結果からこれらが超近接トンネルの支保工の挙動に及ぼす影響を評価することは難しい。このため、土被り比、離隔距離、変形係数をパラメータとした二

次元解析を行うことにより、これらが超近接トンネルの支保工の挙動に及ぼす影響について検討を行った。

(1) 解析条件

a) 解析モデル

解析には、三次元解析に用いたモデルのトンネル軸方向の長さを 1m としたものをを用いた。なお、トンネル軸方向は 1 要素から構成される。側方および下方の解析領域および境界条件は三次元解析のモデルと同じであり、トンネル軸方向の変位を拘束することにより平面ひずみ状態を再現した。

解析は全断面工法を対象とし、設定した応力解放率で全断面を一度に掘削し、全断面の支保工を一度に設置した後、残りの応力を解放する 2 つのステップにより行った。応力解放率は、土被り比が 0.5、離隔距離が 1m、変形係数が 100MPa のケースを対象に、三次元弾性解析の全断面工法の収束時における変位と断面力の値が最も一致する値を試計算により

(a) 離隔距離の影響 ($H/B=0.5$, $D=100\text{MPa}$)

(b) 土被り比の影響 ($d=1\text{m}$, $D=100\text{MPa}$)

(c) 地山の変形係数の影響 ($d=1\text{m}$, $H/B=0.5$)

図-16. 離隔距離、土被り比、地山の変形係数が先進坑の断面力分布に及ぼす影響

求め、25%と設定した。

b) 解析ケース

解析は弾性解析とし、三次元解析の対象とした土被り比 $H/B=0.5$ 、離隔距離 $d=1\text{m}$ 、地山の変形係数 $D=100\text{MPa}$ の条件を基本として、土被り比を $0.5, 1, 1.5, 2, 2.5$ 、離隔距離を $0, 1, 2, 3, 5\text{m}$ 、変形係数を $10, 100, 1000\text{MPa}$ と変化させた。

(2) 解析結果

a) 先進坑の挙動

図-16 は、離隔距離、土被り比、地山の変形係数を変化させたときの先進坑の支保工の断面力分布を示したものである。

離隔距離が小さくなると後進坑の掘削による軸力の増加量は大きくなるが、軸力が増加する範囲は天端部から中間地山側であり、側壁部での増加量が最も大きく、軸力の最大値も側壁部に現れる。曲げモーメントは、離隔距離が 3m 以上の場合には後進坑掘削の影響が現れないが、離隔距離が 3m より小さくなると、脚部から肩部の曲げモーメントが増加するとともに、側壁部の増加量が最も大きい。特に離隔距離がゼロの場合は、中間地山からの地山反力が確保できなくなるため、側壁部に地山側に凸となる大きな曲げモーメントが発生するとともに、肩部においても内空側に凸となる曲げモーメントが発生する。なお、離隔距離によって後進坑掘削前の断面力に若干の差が認められるのは、一定としている土被り比を2本のトンネルの幅と土被りの比で定義しているため、離隔距離が大きくなるに伴い2本のトンネル幅が増加し、土被りの大きさも若干大きくなることによる。また、後進坑掘削前の曲げモーメント分布が左右で若干異なるのは、後進坑が掘削される側と掘削されない側のメッシュの形状が異なることによる。

土被りが大きくなった場合、変形係数が小さくなった場合の軸力への影響も離隔距離が小さくなった場合と同様である。すなわち、後進坑掘削による軸力の増加量は大きくなるが、軸力が増加する範囲は天端部から中間地山側であり、側壁部での増加量が最も大きく、軸力の最大値も側壁部に現れる。一方、曲げモーメントへの影響は、土被りが大きくなった場合、変形係数が小さくなった場合、後進坑掘削による曲げモーメントの増加量は大きくなるが、後進坑掘削の影響が現れる範囲は脚部から肩部であり、側壁部での増加量が最も大きい。

なお、何れのケースも脚部付近では後進坑の掘削により曲げモーメントは若干減少し、軸力は増加するため、後進坑の掘削段階では曲げ応力は大きな問題にはならないが、変形係数が小さい場合や土被りが大きい場合は、先進坑掘削段階において既に大きな曲げモーメントが発生しているため、この段階での十分な検討が必要となる。

図-17 は、後進坑掘削前後における先進坑の側壁部の曲げモーメントと軸力の関係を示したものである。図中にはシェル要素の断面積と断面二次モーメントから求めた断面内に引張応力が発生するときの境界も示した。前述したように土被りが大きくなると後進坑掘削による軸力と曲げモーメントの増加量はそれぞれ大きくなるが、曲げ応力より軸応力の増加量が大きく、曲げ応力は大きな問題にはならない。一方、地山の変形係数あるいは離隔距離が小さくなると、同様に軸力と曲げモーメントの増加量は大きくなるが、軸応力より曲げ応力の増加量が大きくなるため、曲げ応力に対して十分な検討が必要になってくる。

図-18 は、解析から得られた後進坑掘削後に先進坑と後進坑の中間地山側の側壁部に発生する軸力の合計の全土被り荷重に対する比率（支保工荷重分担率）に関して、土被り比、離隔距離、地山の変形係数の影響を示したものである。図中には参考のために現場計測結果も併せて示した。

b) 中間地山側の支保工に作用する荷重

図-18 は、解析から得られた後進坑掘削後に先進坑と後進坑の中間地山側の側壁部に発生する軸力の合計の全土被り荷重に対する比率（支保工荷重分担率）に関して、土被り比、離隔距離、地山の変形係数の影響を示したものである。図中には参考のために現場計測結果も併せて示した。

土被り比の影響は、解析値は土被り比が小さくなると荷重分担率は増加するが、土被り比が 1.5 程度までは増加の度合いは緩やかである。また、土被り

(a) 土被りの影響 ($d=1\text{m}$, $D=100\text{MPa}$)

(b) 離隔距離の影響 ($H/B=0.5$, $D=100\text{MPa}$)

(c) 変形係数の影響 ($H/B=0.5$, $d=1\text{m}$)

図-17 先進坑の側壁部における軸力と曲げモーメント

比が同一の場合、離隔距離が小さいほど、変形係数が小さいほど、荷重分担率は大きくなる。特に、土被り比が 0.5 で変形係数 $D=10\text{MPa}$ 、離隔距離ゼロの場合、支保工荷重分担率は 1 に近い値を示し、支保工には全土被り荷重が作用することになる。現場計測値との比較では、荷重分担率は変形係数、断面の大きさ・形状、支保構造の影響を大きく受けるため絶対値の比較は難しいが、条件が比較的似ている同一のトンネルで離隔距離がほぼ同じもの（例えば水色、桃色の◆で示されるトンネル）に着目すると、土被り比が小さくなるに伴い荷重分担率は増加する傾向にあり、解析結果と傾向は整合している。なお、土被り比が 1 を超えると離隔距離が小さいにもかかわらず、解析値よりも非常に小さな値を示す計測値が見られるが、解析は連続体を前提としていることの影響が大きいものと思われる。

離隔距離の影響は、離隔距離が小さくなるに伴い、荷重分担率は増加するが、離隔距離が 3m 程度までは増加の程度は緩やかである。3m を切ると増加の度合いは著しくなり、特に、離隔距離がゼロの場合は、中間地山の分担がないのでトンネル上部の土荷重は支保工だけで支えることになるが、変形係数が 100MPa 以上、あるいは土被り比が 1 以上の場合は全土被り荷重は作用しないことがわかる。現場計測値においても、条件が比較的似ている同一トンネル（例えば赤色の◆で示されるトンネル）での比較では離隔距離が小さくなるに伴い荷重分担率は増加する傾向が見られ、解析結果と傾向は整合している。

図-19 は、図-10 に示すような全土被り荷重を支持する側壁部の支保工の軸力（先進坑と後進坑の合計）、トンネル上部地山のせん断抵抗、中間地山の荷重分担率に及ぼす土被り比、離隔距離の影響を示したものである。なお、中間地山が分担する荷重は中間地山の鉛直応力、トンネル上部地山のせん断抵抗は先進坑、後進坑のセンター直上の地山のせん断応力から求めた。土被り比の影響は離隔距離を 1m、離隔距離の影響は土被り比を 0.5 と一定とした。

土被り比の影響は、土被り比が小さくなると中間地山の荷重分担率は大きくなるが、地山のせん断抵抗が減少するため、結果として支保工の荷重分担率が增加する。せん断抵抗は、地山の変形係数によっても大きく異なり、土被り比が 0.5 の場合は、変形係数が 100MPa 以下の場合は地山のせん断抵抗が発生しないため、中間地山と支保工には全土被り荷重が作用することになる。なお、変形係数が 10MPa の場合は負のせん断抵抗、すなわち中間地山上部の土塊を引き下げる力が発生する。また、土被り比が同一であれば、変形係数が小さいほど中間地山の荷重分担率および地山のせん断抵抗の荷重分担率が小さくなり、支保工の荷重分担率は大きくなる。

離隔距離の影響は、離隔距離が小さくなると地山のせん断抵抗が増加するものの、中間地山の荷重分担率が小さくなるため、支保工の荷重分担率が增加する。離隔距離がゼロの場合はトンネル上部の土荷重は全て支保工で支えることになるが、変形係数が

100MPa 以上の場合は地山のせん断抵抗が期待できないため、全土被り荷重は作用しない。また、離隔距離が同一であれば、変形係数が小さいほど中間地山および地山のせん断抵抗の荷重分担率が小さくなり、支保工の荷重分担率は大きくなる。

図-18 支保工軸力の全土被り荷重に対する比率（解析値）

図-19 支保工、地山のせん断抵抗、中間地山の荷重分担率

5. 結論

本研究では、無導坑で超近接トンネルを掘削した場合のトンネルの挙動特性を明らかにするため、現場で得られた計測結果の分析と数値解析を行った。

現場で得られた計測結果の分析からは、以下の知見が得られた。

- 1) 後進坑の掘削により、先進坑の中間地山側の脚部の沈下が増加し、最大で20mm程度増加する場合がある。支保工の軸力は断面全体にわたって増加するが、特に中間地山側の側壁部での増加が著しい。曲げモーメントは、天端部にはほとんど影響は現れず、中間地山側の肩部から側壁部にかけて影響が現れ、肩部では内空側、側壁部では地山側に凸となる方向に増加するが、増加の程度は小さい。
- 2) 先進坑の中間地山側の側壁部では、支保工に発生する応力は軸力によるものに比較して曲げモーメントによるものは小さく、全断面圧縮状態となっているケースがほとんどである。
- 3) 後進坑は、先進坑掘削による応力再配分あるいは緩みが生じた地山部分を掘削することになるため、後進坑に発生する断面力は単一のトンネルを掘削した場合に発生する断面力よりも大きくなるケースが多い。
- 4) 先進坑と後進坑の中間地山側の支保工に作用する荷重は、これまでの施工例では土被り比（土被りと2本のトンネル幅の比）が1を下回る場合でも図-10に示す全土被り荷重が作用しない場合がある。土被り比が1を超えた場合は、支保工に作用する荷重は最大で全土被り荷重の約6割であった。

次に、トンネル掘削幅、土被り、離隔距離、地山の变形係数などの条件に現場計測結果が得られたトンネルの代表的な値を用いた数値解析からは、以下の知見が得られた。

- 1) 後進坑の切羽通過に伴う応力再配分により中間地山の鉛直応力は増加し、先進坑に作用する荷重も増加することにより、先進坑の中間地山側の側壁部において支保工の軸力が増加する。一方、水平応力は切羽通過に伴い急激に減少し、地山反力が減少するため、側壁部において支保工の曲げモーメントは地山側に凸となる方向に増加する。
- 2) 中間地山が塑性化する場合は、後進坑の切羽通過時に鉛直応力が一時的に減少し、先進坑の軸力も一時的に減少する。また、水平応力も減少し、先進坑の中間地山側の肩部、側壁部、脚部の支保工に発生する曲げモーメントが増加し、特に、脚部においては大きな曲げモーメントが発生するため、十分な検討が必要となる。
- 3) 地山の变形係数あるいは離隔距離が小さい場合は、先進坑の中間地山側における側壁部の支保工の軸力と曲げモーメントは、後進坑の掘削により大きく増加し、軸応力より曲げ応力の増加量が大きくなるため、曲げ応力に対して十分な検討が必要となる。
- 4) 先進坑と後進坑の中間地山側の支保工に作用する荷重の全土被り荷重に対する比率は、土被りが小さ

くなると増加する。特に土被り比が1を切った場合で、地山の变形係数が小さく、地山のせん断抵抗が期待できない場合は、支保工と中間地山で全土被り荷重を支持することになり、離隔距離がゼロの場合は支保工に全土被り荷重が作用する。また、離隔距離が小さくなった場合も支保工に作用する荷重の全土被り荷重に対する比率は増加し、特に、離隔距離が3mを切ると増加の程度が著しくなる。ただし、離隔距離がゼロの場合でも、地山の变形係数あるいは土被りが大きく、地山のせん断抵抗が期待できる場合は、支保工には全土被り荷重は作用しない。

本研究では、無導坑で掘削された超近接トンネルの支保工を対象に検討を行ったが、超近接トンネルにおいては、先進坑が閉合されていても、脚部の沈下が著しい場合は、インバート、インバートと下半支保工との接合部における破壊などの問題が生じるおそれがある。今後は、脚部沈下とインバートの構造安定性の評価に関して検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 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, pp. 75-87, 2004.
- 2) 本藤敦，黒木繁盛，櫻井孝臣，高橋明生，金澤明広：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.
- 3) 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.
- 4) 玉城守克，堀内賢二，津中重彦，島田智浩：住宅地直下の無導坑式めがねトンネルの施工，トンネル工学報告集，Vol. 18, pp. 173-178, 2008.
- 5) 多宝徹，日向哲朗，鈴木雅行，北村良介：高応力下における超近接トンネルの挙動に関する一考察，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，Vol. 67, III-102, 2012.
- 6) 佐藤守，高瀬文明，小松敏彦，櫻井孝臣：未固結地山における超近接双設トンネルの施工 国道 455 号北山トンネル，トンネルと地下，Vol. 38, No. 5, pp. 13-23, 2007.
- 7) 滋野勝稔，今中晶紹，佐藤将路：最小土被り 3m・最小離隔 2m で双設トンネルを掘る 京都第二外環状道路 北春日トンネル，トンネルと地下，Vol. 44, No. 6, pp. 17-24, 2013.
- 8) 川北眞嗣，津野康則，矢野一郎，奥野哲夫，淡路勤太：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，トンネル工学報告集，Vol. 22, pp. 143-150, 2012.
- 9) 眞弓英大，鈴木雅行，古川幸則，黒田二郎，星野直則：無導坑式めがねトンネルの設計，施工結果報告，トンネル工学報告集，Vol. 14, pp. 123-130, 2004.

(2014. 5. 26 受付)

STUDY ON BEHAVIOR OF CLOSELY SPACED TWIN TUNNELS WITHOUT CENTER PILLAR DURING EXCAVATION

Hideto MASHIMO, Atsushi KUSAKA, Kosuke KAWATA

In order to clarify the behavior of closely spaced twin tunnels without center pillar during excavation, analysis on the field measurement data obtained at closely spaced twin tunnels construction sites and numerical analysis using 3D and 2D finite different code were carried out. The results show that the influence of the second tunnel excavation on the first tunnel appears mainly as the increase of the sectional forces in support structure at the sidewall on the second tunnel side with the rapid change of the stress in the soil pillar. The load acting on the support structure of both tunnels at the soil pillar side varies depending on the distance between two tunnels, overburden height and deformation modulus of ground, and the support structure may support a load up to full overburden weight in some cases.