

破碎泥岩不良地山における高剛性、高強度支保構造による

Ⅱ期線近接情報化施工

OBSERVATIONAL CLOSE CONSTRUCTION OF PHASE TWO TUNNEL WITH SUPPORT OF HIGH RIGIDITY AND HIGH STRENGTH FOR FRACTURE ZONE OF MUDSTONE

笹井幸男・上田 亨・鈴木健司・小池真史・沢藤尚文

Yukio SASAI, Toru UEDA, Kenji SUZUKI, Masasi KOIKE, Naofumi SAWAFUJI

In Phase II tunnel construction, it is required in the first place that the safety of Phase I tunnel which is used in public should be secured. Especially, when the influence of Phase II tunnel construction is expected from the result of Phase I tunnel construction, the measure for safety reservation of Phase I tunnel is needed. In the Mt. Taro Phase II tunnel construction, the support immediately invert-closed of high rigidity and high strength was adopted in the fracture zone and the effectiveness of the support for reducing the displacement of Phase I tunnel by Phase II tunnel construction was proved. This report shows the results of measurement and the importance of an observed construction.

Key Words: support of high rigidity, support of high strength, Phase two tunnel, immediate invert-close

1. はじめに

日本道路公団では暫定二車線で供用を開始している区間について順次Ⅱ期線工事を進めている。Ⅱ期線トンネル施工においては、供用されているⅠ期線トンネルの安全性を確保することが第一に要求される。通常、二車線の双設トンネルでは、施工実績から中心間隔で30mを確保すれば掘削による影響は小さいと考えられている。しかし、Ⅰ期線施工の結果からⅡ期線施工の影響が予想される場合には、Ⅰ期線トンネルの安全性確保のための対策が必要となる。対策として、既設トンネルの補強、中間地山の補強、既設トンネルへの影響を抑制したⅡ期線トンネルの施工（支保構造、掘削工法等）がある。Ⅱ期線施工がⅠ期線トンネルに影響することが予想された破碎帯区間に対して、高剛性・高強度支保早期閉合、Ⅰ期線トンネル覆工の内空変位計測、応力測定に基づく情報化施工を行った太郎山トンネルⅡ期線工事での施工結果について報告する。

2. 工事概要

太郎山トンネルは、上信越自動車道坂城IC～上田・菅平IC間に位置し、平成8年11月に暫定二車線で供用が開始された。本工事は、現在供用されているⅠ期線本坑（4,303m）と並行して施工された避難坑（4,264m）の供用線近接掘削

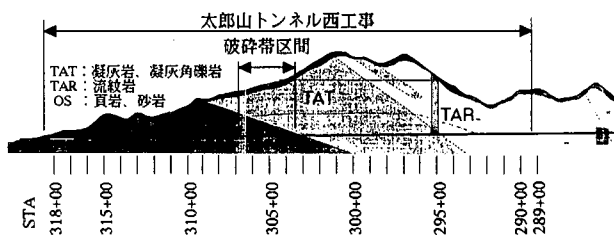


図-1 地質縦断面図

- 1) 日本道路公団 東京建設局佐久工事事務所
- 2) 上信越自動車道太郎山トンネル西工事 大成建設・東亜建設工業・奥村組共同企業体
- 3) 正会員 大成建設（株）土木設計第一部解析技術室

工事である。Ⅰ期線施工時には、西側坑口より約1.2 km付近から400m区間にわたり破砕帯（新第三紀破砕泥岩層）が出現し、避難坑、本坑とも最大500mmを超える大変位（内空変位）、一次支保構造の変状が生じ、縫い返し、支保構造の大幅な変更を余儀なくされた。図-1に地質縦断面図を示す。

3. Ⅱ期線一次支保構造の設計

当該破砕帯区間における、当初設計から支保構造の見直しまでの設計の経緯を図-2に示す。

Ⅰ期線本坑施工時には、破砕帯区間において大変位、一次支保の変状が生じたため、既施工区間では縫い返しを行い、未施工区間については上半掘削時に変位をコントロール（いなし効果期待）しながら下半掘削時に全断面リング閉合を行う上半先進全断面リングショートベンチ工法が採用された。Ⅱ期線は避難坑の切り上げ掘削となるため、当初は避難坑によりⅠ期線施工時にみられた上半先進のいなし効果と同様の効果が得られるものと考え、Ⅰ期線よりも軽い支保構造での対応が可能と判断した。当初設計のⅡ期線一次支保構造を図-3（a）に示す。しかし、Ⅰ期線一次支保、二次覆工に設置され、供用後も定期的に測定が実施されている計測結果の分析から、Ⅰ期線の一次支保、二次覆工は大きな地圧を負担しており、作用土圧も長期にわたり増加傾向を示していることが判明した。そのため、Ⅱ期線施工によるⅠ期線への影響を最小限に抑える必要があると判断し、追加地質調査試験によりトンネル周辺地山の性状を確認した上でⅡ期線支保構造を再検討し、一次支保を高剛性のリング状支保で早期閉合する構造とすることとした。高剛性の支保を早期に閉合する場合には支保部材に大きな荷重が作用することから、支保部材として高規格鋼製支保工、高強度吹付コンクリートを採用した。採用したⅡ期線一次支保構造を図-3（b）に示す。

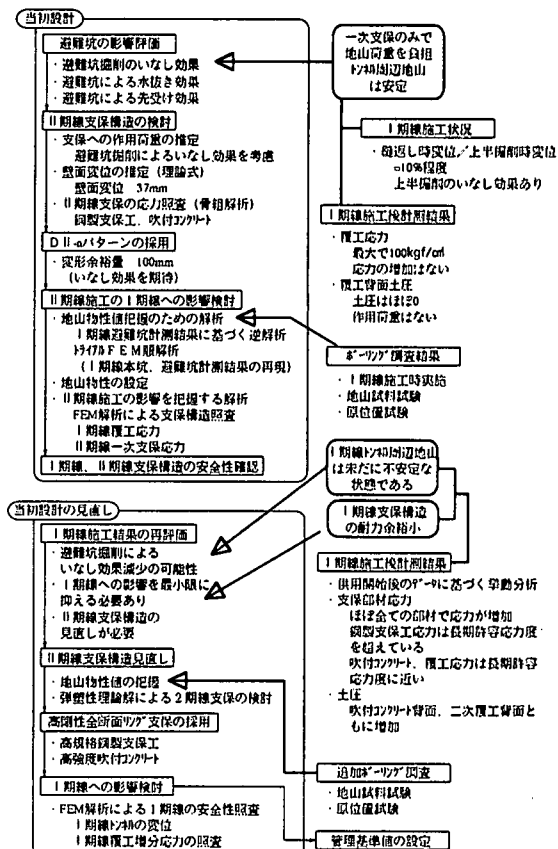


図-2 Ⅱ期線支保の設計

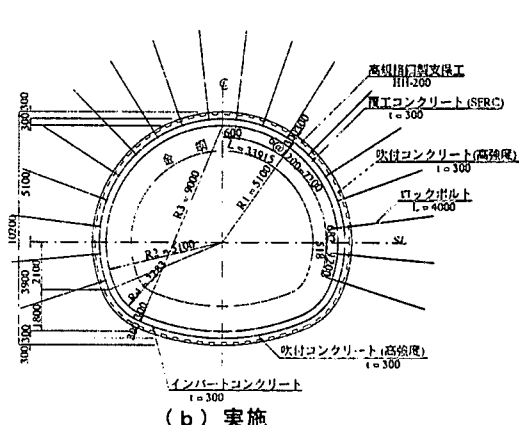
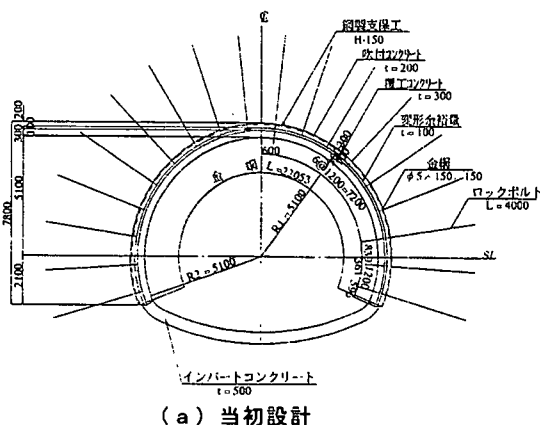


図-3 Ⅱ期線支保パターン

4. 計測管理

計測管理項目を表-1に、管理基準値を表-2に示す。Ⅰ期線トンネルは供用されているため、トンネル構造の安定性、通行車両の安全、建築限界の確保を管理目標とした。Ⅰ期線覆工には大きな応力が発生しているため、Ⅰ期線については覆工の応力に着目した計測管理を行った。Ⅱ期線については、計測項目は通常の変位測定、B計測を実施することとしたが、Ⅱ期線トンネル自体の安定性確保よりもⅠ期線への影響から決まる条件のほうが厳しいことから、事前のFEMによる予測解析結果に基づき管理基準値を設定した。ただし、Ⅱ期線の変位に対する管理基準値は破砕帯区間掘削の初期段階の実績に基づき見直した。

表-1 計測管理項目

対象	管理目標	計測項目
Ⅰ期線	トンネル構造の安定 通行車両の安全 建築限界の確保	坑内観察調査 内空変位 覆工応力
Ⅱ期線	トンネル構造の安定	坑内観察調査 天端沈下 内空変位 地中変位 ロックボルト軸力 吹付コンクリート応力 鋼製支保工応力

表-2 管理基準値

対象	計測項目	単位	管理基準値		
			Ⅱ期線	Ⅱ期線	Ⅱ期線
Ⅰ期線	内空変位	mm	2	3	4
	覆工 圧縮	N/mm ²	10	11	12
	応力 引張	N/mm ²	0.8	1.6	2.4
Ⅱ期線	天端沈下	mm	25	36	46
	内空変位	mm	51	73	93

(1) Ⅰ期線の管理基準値の設定

事前のFEM予測解析では、Ⅱ期線施工によるⅠ期線内空変位の増加量は9mm（内空拡大）、覆工応力の増加量は圧縮で7.1N/mm²、引張で4.8N/mm²であった。Ⅰ期線覆工コンクリートの強度は、抜き取りコアの一軸圧縮強度から設計基準強度 $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 相当と評価されていることから、引張強度2.4N/mm²程度と推定されるが、増加引張応力は引張強度の2倍となっている。したがって、Ⅰ期線内空変位の増加量を解析値の1/2以下に抑えるものとし、管理限界の内空変位増加量を4mmとした。

覆工の応力については、引張応力の管理限界値を引張強度2.4N/mm²とした。圧縮応力については、供用後も継続して計測されている覆工応力が最大で8.0N/mm²程度であり、事前のFEM予測解析結果での増分圧縮応力が7.1N/mm²であることから、 $8+7.1/2=11.6\text{N/mm}^2 \approx 12\text{N/mm}^2$ を管理限界値とした。

(2) Ⅱ期線の管理基準値の設定

事前のFEM予測解析では、Ⅱ期線の天端沈下が21mm、内空変位が75mmであり、Ⅰ期線への影響の制限から解析値の1/2の変位に抑える必要があるため、内空変位の管理限界値を37mmに設定した。しかし、この管理限界値は掘削開始当初の目安とし、破砕帯区間における初期の施工時に得られた変位計測結果、B計測結果に基づき検討し再設定した。表-2の管理基準値は再設定された値である。

5. 計測結果

5.1 Ⅱ期線

(1) 壁面変位

内空変位の収束変位に対する比率と切羽離れの関係を図-4に示す。全断面リング閉合完了時の等価掘削半径（約10m）の2倍（2D）を超えると変位が収束する傾向にある。天端沈下も同様の傾向を示す。後述するロックボルト軸力、地中ひずみの測定結果からは、掘削によるゆるみ領域の深さは2~3mと推定されるが、高剛性支保の設置により、ゆるみ領域の進展

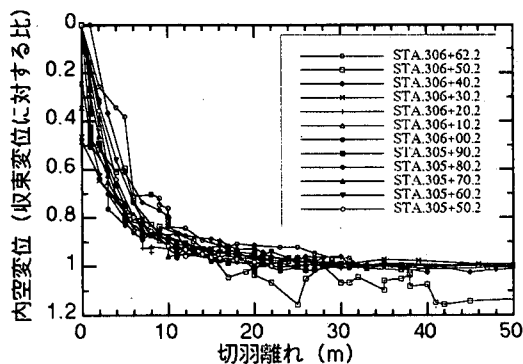


図-4 切羽離れと内空変位

は抑えられ、掘削による影響は、弾性的な挙動をする地山の場合の掘削による影響範囲である切羽から2D以内の範囲で収まったものと考えられる。計測変位の経時変化においてもリング閉合後変位速度が急激に減少し変位は収束していることが確認されている。以上のことから、高剛性リング支保の早期閉合がトンネル周辺地山のゆるみ進行、壁面変位の抑制に効果的に機能したと評価できる。

(2) 鋼製支保工応力

最大の発生応力が測定された STA.305+49.15 のアーチ部測定の応力経時変化を図-5に示す。最大発生応力は、高規格支保工 HT590/SS540 の降伏点 (440N/mm^2) を超過している部分があるが、これは、直近での防災設備箱掘削工における応力の再配分によるものである。(吹付コンクリート応力も同様に増加した。) また、壁面変位測定では確認されないクリープ的な応力増加が見られるが、インバート施工により収束傾向を示す。インバート部の測定の応力も同様の傾向を示している。前述したように、閉合効果により地山の変形を最小限に留めているため、支保構造には大きな応力が主に軸力の作用により発生した。高規格鋼製支保工を採用したことの妥当性が確認できた。

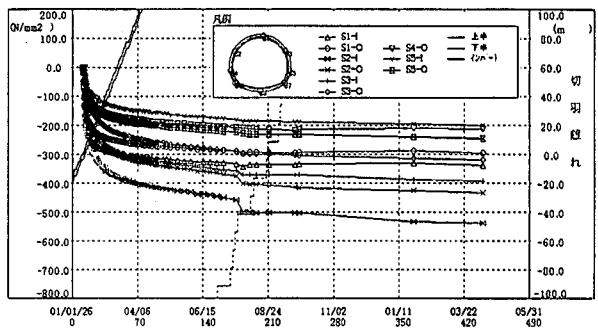


図-5 鋼製支保工応力経時変化図
(STA.305+49.15)

(3) 吹付けコンクリート応力

経時変化は鋼製支保工応力と同傾向を示す。最大発生応力はアーチ部で生じており、 25N/mm^2 程度(圧縮)である。この値は、高強度吹付コンクリートの設計基準強度(36N/mm^2)の 70%程度である。インバート部の最大応力は最大 20N/mm^2 程度(圧縮)であり、アーチ部と同様の経時変化を示している。上下閉合後の応力増分が上下半ともに同様の値であることから、荷重を全断面で均等に分担しており、支保形状をリング状にした効果が確認できた。

(4) ロックボルト軸力および地中変位測定

地中変位から算定した地中ひずみとロックボルト軸力の分布図を図-6に示す。ともに坑壁から2~3mの範囲で変化率大きい。これより、掘削によるゆるみ領域の深さは2~3mと推定される。地中ひずみは坑壁近傍(壁面から1.5m程度)で引張ひずみが減少に転じ、坑壁面においては圧縮になっており、高剛性支保による内圧効果が認められる。ロックボルトの軸力は坑壁から2m付近で100~150kNの最大引張力が生じており、ゆるみ領域内での地山拘束に寄与している。坑壁面においては軸力は0あるいは若干の圧縮となっており、地山ひずみと同様の傾向を示している。

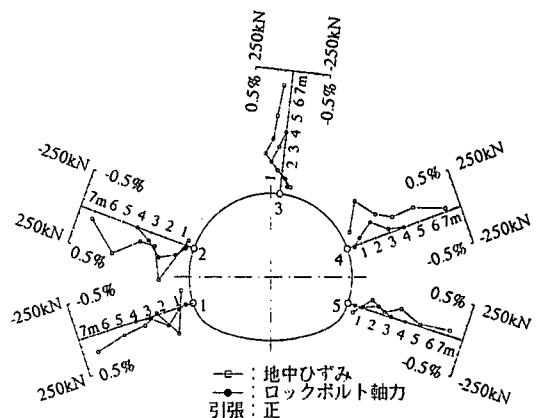


図-6 ロックボルト軸力及び
地中ひずみ分布 (STA.305+49.1)

以上の計測結果より、今回採用した高規格鋼製支保工、高強度吹付コンクリートによる早期閉合リング支保構造は、その特性を有効に発揮した合理的な構造であったと評価できる。

5. 2 I期線

(1) 覆工内空変位

ノンプリズムレーザー変位計により測定した、II期線本坑施工時のI期線覆工内空変位の変化の最大値、最小値とI期線施工時のI期線内空変位、II期線施工時のII期線内空変位を図-7に示す。この図には、代表的な変動モードを示している測点、特徴的な変動モードを示している測点におけるII期線本坑施工時のI

期線覆工内空変位の変化とⅡ期線本坑切羽離れの関係も示している。

Ⅰ期線覆工内空変位に影響する要因としては、Ⅰ期線本坑の支保パターンと地山条件が考えられる。

破砕帯区間でのⅠ期線支保パターンは以下の2つの区間に分けられる。

○区間1：全断面リング支保区間

上半先進ベンチカット工法、支保パターンDⅡにより施工を行った結果、上半掘削時に補強対策を行ったにもかかわらず、内空変位が最大 500mm 生じ、支保部材が座屈・破断した。そのため、上半部の縫い返しと下半部掘削を同時に行う全断面工法に変更し、リング状支保構造による早期断面閉合を行った区間。

○区間2：上半導坑先進全断面リング支保区間

区間1の後に施工された区間で、区間1での施工結果に基づき、上半導坑によるいなし効果による支保構造の軽減を目的として、上半導坑先進全断面リング支保工法による施工が行われた区間。上半支保を比較的軽い支保構造とし、下半掘削時にはその上半支保の内側に全断面リング状支保が設置された。上半掘削時及び下半掘削時ともに区間1と同程度の変位が生じた。

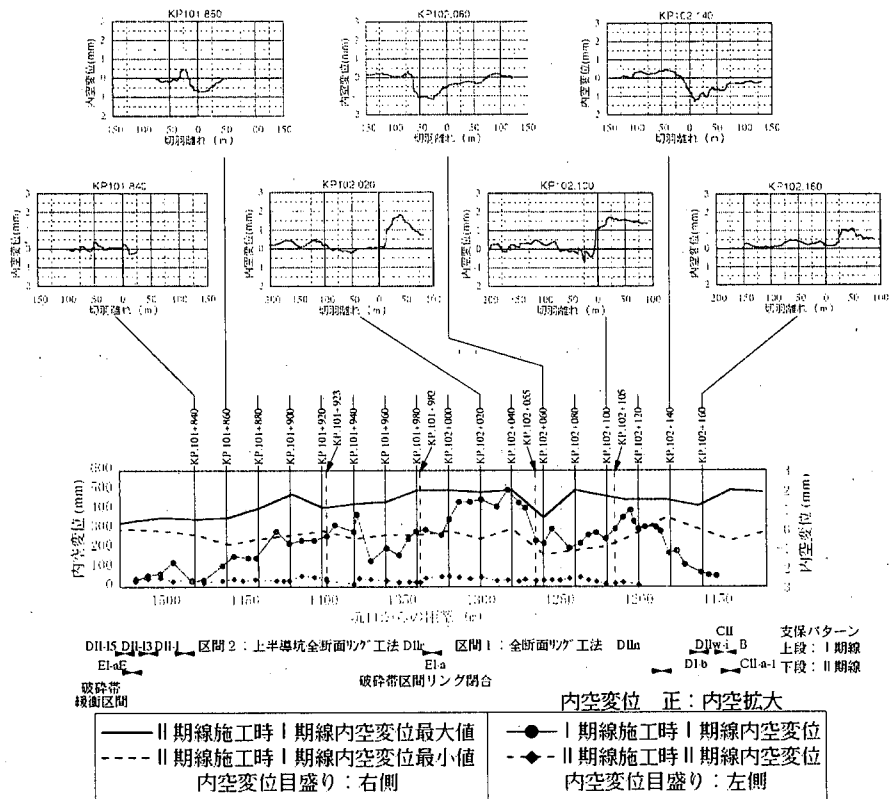


図-7 Ⅰ期線、Ⅱ期線施工時内空変位とⅡ期線施工時Ⅰ期線覆工内空変位の変化

Ⅱ期線本坑施工時のⅠ期線覆工内空変位の変化について、以下のことがいえる。

- ・ 大部分の測点では、覆工内空はⅡ期線切羽接近に伴い若干縮小し、切羽通過直前に拡大に転じ、切羽通過から通過後 20m までの間に最大値を示し、以後は徐々に縮小している。
- ・ 覆工内空変位の最大値、最小値とⅠ期線施工時のⅠ期線内空変位との間の相関は明確ではないが、Ⅰ期線内空変位が大きいカ所では最大値は大きく、最小値は小さい、すなわち変動幅が大きい傾向が見られる。Ⅱ期線内空変位とも同様な相関傾向が見られる。
- ・ 変動幅は地山条件の悪い区間（区間1、区間2）で 1.5～2.5mm 程度の値であり、ばらつきは小さい。

- ・各測点での内空変位の最大値、最小値の平均値は区間1で1.4mm、-0.7mm、区間2で1.2mm、-0.4mmであり、区間1のほうが伸び量、縮み量ともにやや大きい値を示している。また、変動幅は区間1で2.2mm、区間2で1.6mmと区間1の方が大きい。区間2で内空変位及びその変動幅が区間1よりも小さい傾向を示した原因の一つとして、両区間での一次支保の剛性の違いが考えられる。すなわち、区間1では縫い返しにより上半部支保を撤去した後にリング支保を設定しているのに対し、区間2では上半部の支保の内側にリング支保を設置している。
- ・測点 KP.102+140、KP.102+060、KP.101+860 においては、他の測点の動きとは異なり、Ⅱ期線切羽接近に伴い内空は若干拡大し、切羽通過前後で縮小に転じ、以後は拡大し初期値に戻っている。KP.102+140は破碎帯区間の開始地点、KP.101+860は破碎帯区間の終了地点近傍に位置しており、KP.102+060の前後の破碎帯区間における覆工内空変位の変動モードに違いがみられる。すなわち、KP.102+060～KP.102+120の測点ではピーク変位後の変位減少が緩やかであるのに対し、KP.102+020～KP.102+880の測点ではピーク後変位の減少は早い。以上のことから、3測点での特異的な挙動は地山条件の急変に起因するものと考えられる。

(2) 覆工コンクリート応力

Ⅰ期線施工方法の違い、地山条件の違いによるものと思われるが、各測点での応力値の変化傾向は4つの計測断面(KP.101+923、KP.101+982、KP.102+055、KP.102+105：図-7中の矢印で示される位置)で

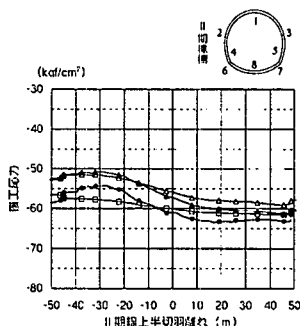


図-8 Ⅰ期線覆工コンクリート応力 (KP.102+105：上半部)

異なっている。Ⅱ期線切羽通過時には、最大で 1N/mm^2 程度の応力値の増減が見られたが、1測点を除いて全て圧縮状態であった。最大応力値は圧縮が 8.6N/mm^2 、引張が 0.3N/mm^2 であり、レベル1の管理基準値(圧縮 10N/mm^2 、引張 0.8N/mm^2)内に収まった。KP.102+105の計測結果を図-8に示す。Ⅱ期線切羽通過後から現在までの応力値を見ると、最大で 1N/mm^2 程度の変動が生じている。図-8には坑内温度も示しているが、温度が高くなると圧縮応力が増加し、温度が低くなると圧縮応力が減少する傾向が認められる。Ⅱ期線切羽通過後の覆工背面土圧の変動が小さいことから、この変動は温度変化によるものと考えられる。

(3) 吹付コンクリート応力、吹付背面土圧、二次覆工背面土圧

吹付コンクリート応力、吹付背面土圧、覆工背面土圧いずれも、供用開始からⅡ期線施工開始前までの期間で比較的大きな変動が見られるが、Ⅱ期線切羽通過時の変動は小さく、また、現時点ではほぼ収束している。

6. まとめ

高剛性・高強度支保早期閉合によるⅡ期線施工は、Ⅰ期線への影響が懸念される場合の対策として有効であること、また、Ⅰ期線トンネルは支保構造、地山条件の影響を受け複雑な挙動を示すためその挙動を事前に精度良く予測することは難しく、Ⅰ期線トンネルの内空変位測定、覆工応力測定に基づく情報化施工が不可欠であることが判明した。

今後、今回得られた施工結果に基づき、複雑な地山条件における近接施工の影響を評価し、合理的な設計が可能となる解析手法について検討していきたい。