

完成後の地山変位を想定した無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法

野城 一栄¹・嶋本 敬介²・岡野 法之³

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)
E-mail: yashiro.kazuhde.40@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)
E-mail: shimamoto.keisuke.40@rtri.or.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)
E-mail: okano.noriyuki.41@rtri.or.jp

鉄道システムにおいては、多様な構造物が、それぞれ、同程度の性能を有することが求められる。また、性能も妥当性が確認された手法により、極力定量的に照査されることが求められる。そこで、山岳トンネルの性能照査型への移行の検討の一環として、完成後に地山から変位を受けることが想定される山岳トンネルを設定し、無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法を提案するとともに、その試行を行った。その結果、変位速度から残留変位量を推定し、これに相当する変位を、地山の強度を低下させる数値解析手法により表現して覆工やインバートに与える手法により、応答値の算出や照査が可能であること、ある程度大きな残留変位を設定しても、盤膨れに対応したインバート構造を採用することで要求性能を満足できることを確認した。

Key Words : mountain tunnel, lining, invert, performance verification type design method

1. はじめに

鉄道土木構造物には、コンクリート構造物、鋼・合成構造物、基礎構造物、土留め構造物、土構造物、トンネル等、多くの種類の構造物が存在する。鉄道システムはこれらの土木構造物が直列に連なることにより構成される線状のシステムであることから、その機能を果たすためにはこれらの多様な構造物が、それぞれ、同程度の性能を有することが求められる。また、性能には、安全性、使用性、復旧性等があるが、これらについても、妥当性が確認された手法により、極力定量的に照査されることが求められる。

昨今の性能規定化の流れに合わせ、国の技術基準「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」¹⁾が2001年に改正され、従来の仕様規定から性能規定への移行がなされた。鉄道土木構造物の設計標準は、2004年のコンクリート構造物の移行²⁾を皮切りに、順次、性能照査型への移行が行われ、トンネル以外の設計標準は移行が既に終了している。このような背景を受け、トンネルの設計標準についても、開削トンネルより順次性能照査型への移行のための検討を行っており^{3,4)}、山岳トンネルについても

現在検討を行っているところである。本論文は、山岳トンネルの性能照査型設計法への移行の検討の一環として、完成後に地山から変位を受けることが想定される山岳トンネルを設定し、無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法を提案するとともに、その試行を行った結果について報告するものである。

2. 山岳トンネル覆工およびインバートの性能照査の考え方

図-1に、筆者らが現在検討中の山岳トンネルの覆工およびインバートの性能照査設計法の枠組みにおける、地山条件・地質条件別の、一般的なトンネルの構造、設計法の考え方を示す。ここでは、構造、設計法は大きく分けて、

- ① 自重以外の常時の外力が想定される場合
- ② 完成後に地山から変位を受けることが想定される場合
- ③ 上記以外

の3つの場合に分類している

それぞれの具体例として、

- ① は、坑口部、小土被り部（含 都市部）等
- ② は、膨張性を有する地山 等
- ③ は、山の芯に入って安定した地山 等

が挙げられる。

構造、設計法は、①の場合は、RC 構造として緩み土圧、全土圧等を作用させた骨組解析を行って設計し、③の場合は、無筋コンクリート構造として、自重に対して問題ないことを確認することによれば良いと考えている。②の場合も、実務では、建設時に十分な支保量の支保により地山の変形を確実に収束させた後に施工することとして③として取扱い、覆工およびインバートは無筋コンクリート構造とすることが多いと考えられるが、条件によっては、地山の変形の確実な収束を確認する前に、覆工およびインバートを打設することが必要な場合もあると考えられる。また、建設時に、十分な支保量の支保とし、変形が確実に収束したことを確認した後に施工することとした場合でも、地質がかなり悪いなどの特別な理由により、供用開始後の万一の変状の顕在化に備えることが求められる可能性もないとは言えない。

以下、上記②の場合で、数値的な照査が求められる場合を想定し、完成後の地山変位を考慮して、無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法の検討を行った。

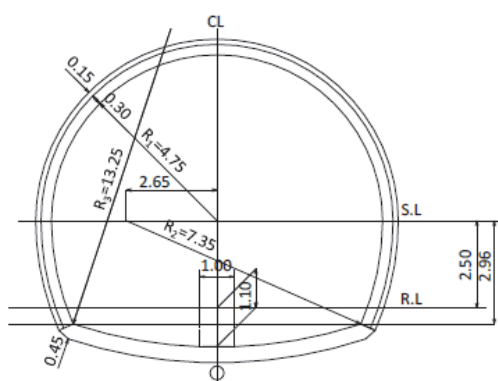
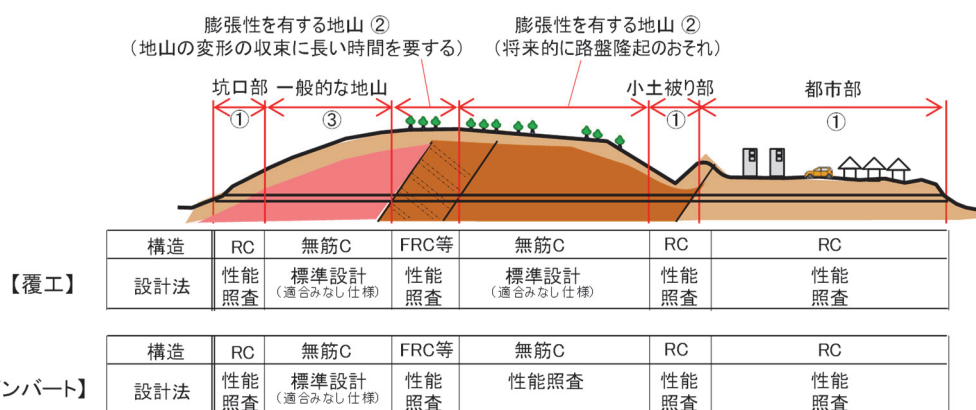


図-2 解析に用いた断面（新幹線標準断面）⁵⁾



※ 地震の影響は別途検討

図-1 地山条件・地質条件別の、一般的なトンネルの構造、設計法の考え方

3. 性能の照査

(1) 照査の条件

a) 構造条件

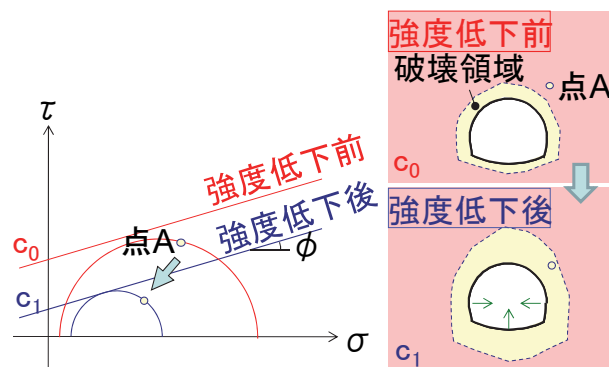
構造には、最近の鉄道トンネルで建設される数量が多く、代表的な構造であると考えられる、新幹線標準断面（図-2）を用いた。覆工は無筋コンクリート製の巻厚 $t=30\text{cm}$ 、インバートは無筋コンクリート製の巻厚 $t=45\text{cm}$ （In インバート⁵⁾と称される）である。

b) 地山条件

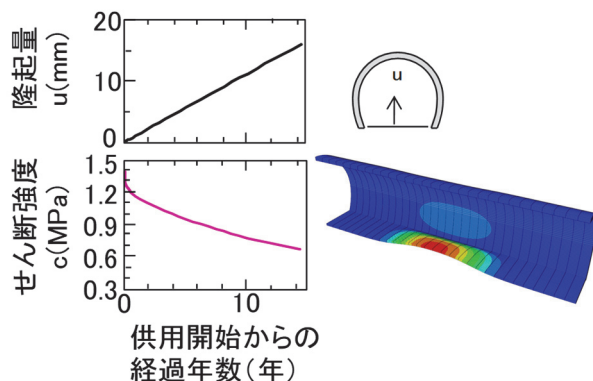
完成後の地山変位を想定した無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法の検討であるため、地山変形の収束に長い時間を要し、僅かな変位速度が残っている状態で、覆工およびインバートを打設したことを想定して照査を行うこととした。上記の状況を表現するために、地山は強度の小さい軟岩とし、山岳トンネル設計施工標準・同解説⁵⁾を参考として、建設時の内空変位として 100mm 程度の水平内空変位が出るように、各種物性値を設定することとした。なお、過去の解析事例⁷⁾より、解析上の地山強度比として、0.5（地山の一軸圧縮強度 2MPa、土被り 200m）程度とすると、建設時に 100mm 程度の水平内空変位が生じることがすでにわかっているため、地山の物性値はこの事例の値を準用した。

c) 要求性能と照査の考え方

鉄道構造物に求められる性能としては、「安全性」「使用性」「復旧性」等がある。ここで、無筋コンクリートの覆工およびインバートが用いられる場合は、鋼材が用いられていないため、十分な耐久性を有していると考えられる。また、使用性についても、性能が実績等により確認された防水工・排水工が用いられる場合は、使用性が満足されることが考えられる。よって、今回は安全性を取り上げることにした。照査においては、安全性において、決定要因となる引張応力について、確認するものとし、これにより復旧性も満足するとできるものと考えられる。



(a) 地山の強度の低下と破壊領域の拡大（模式図）



(b) 地山の強度の低下と発生する変位（模式図）

図-3 地山劣化モデルの概念

表-1 検討に用いた安全係数

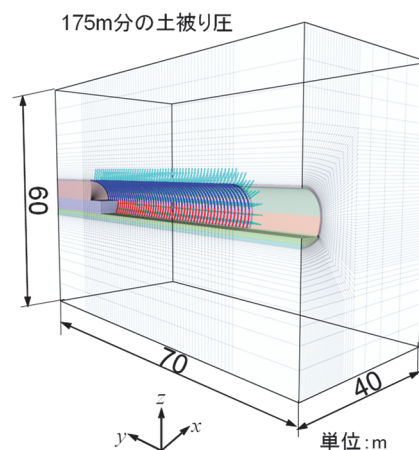
要求性能	作用係数	構造解析係数	材料係数		部材係数	構造物係数
			γ_c	γ_s		
安全性	1.1	1.0	1.3	1.05	1.1	1.2

安全性を想定し、設計にあたり用いる安全係数を表-1に示すように設定した。

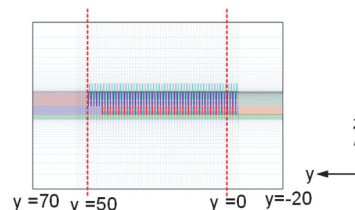
(2) 数値解析モデル

数値解析モデルとして、トンネル掘削から完成後の変状発生までを一貫してモデル化することができる数値解析モデル⁸⁾を用いた。このモデルは、覆工およびインバート完成後の変位の発生・進行は、施工時の地山の緩みを考慮した上で地山の強度を時間の経過とともに低下させる地山劣化モデル（図-3）を用い、掘削から完成後の変形の発生を一連の解析において表現するというものである⁸⁾。

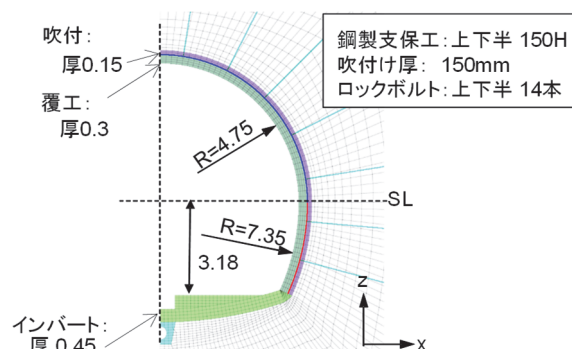
図-4に解析モデルを示す。3次元モデルを構築し、要素の除去により掘削を、また、要素の付加により支保（鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルト）の設置を表現する。掘削、支保は、切羽の進行に合わせて実施し、段階的なトンネルの掘削を精緻に表現した。地山および支保のコンクリートはMohr-Coulombの破壊規準に



(a) 全体



(b) 縦断面図



(c) 横断面図

図-4 解析モデル

従う弾完全塑性体としてモデル化し、支保のコンクリートは引張破壊による軟化についても表現することとした。覆工コンクリート、インバートコンクリートは弾性体としてモデル化した。

(3) 解析入力値

表-2に解析に使用した地山・覆工・インバートの物性値を示す。地山は鉄道山岳トンネルにおける地山等級Is⁹⁾を想定し、一軸圧縮強さは、地山強度比を0.5、単位体積重量200kN/m³、土被り200mとした場合に相当する2.0MPaとしている。その他の物性値についてはアイデンラ⁹⁾、赤木ら¹⁰⁾、蔣ら¹¹⁾が示した軟岩の一軸圧縮強さと各種物性値との相関関係より設定している。

支保（吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工）は、全ケース、地山等級Isにおける標準的な支保パ

表-2 用いた解析入力値

	物性	単位	物性値	備考
地山	土被り	h	m	200
	想定一軸圧縮強さ	q_u	MPa	2.0
	地山強度比	C_f	—	0.5
	単位体積重量	γ	kN/m ³	20
	弾性係数	E	MPa	206※
	ポアソン比	ν	-	0.36
	粘着力	c	kPa	580※ モール・クーロン
	内部摩擦角	ϕ	°	31
	ダイクソン角	λ	°	10
	側圧係数	K_0	—	1.0
覆工・インバート	建設時の内空変位	mm	100 程度	
	弾性係数	E	MPa	22,000 弾性
	ポアソン比	ν	-	0.20
	単位体積重量	γ	kN/m ³	23.5

※ アイデン・蔦関係式^{9)~11)}より算定

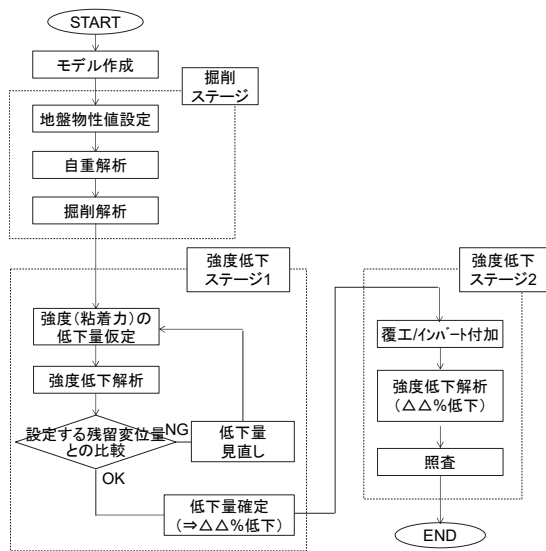


図-5 解析の流れ

ターン⁵⁾とし、これから算出される各種物性値を用いている。

(4) 解析の流れ

解析の流れを図-5に示す。まず、掘削ステージの解析を行う。表-2の地山の物性値を用いて掘削解析を行う。その後、強度低下ステージの解析に移る。まず、強度低下ステージ1として、覆工やインバートを設置しない状態で、地山の強度を低下させることにより強度低下解析を行う。このとき、地山の強度は、後述する所定のトンネルの変位(残留変位)が得られるまで低下させる。次に、強度低下ステージ2として、覆工やインバートを設置した状態で、改めて、上記と同様の低下量だけ地山の強度を低下させて、覆工およびインバートに変形を生じさせる。その後、発生応力の照査を行う。

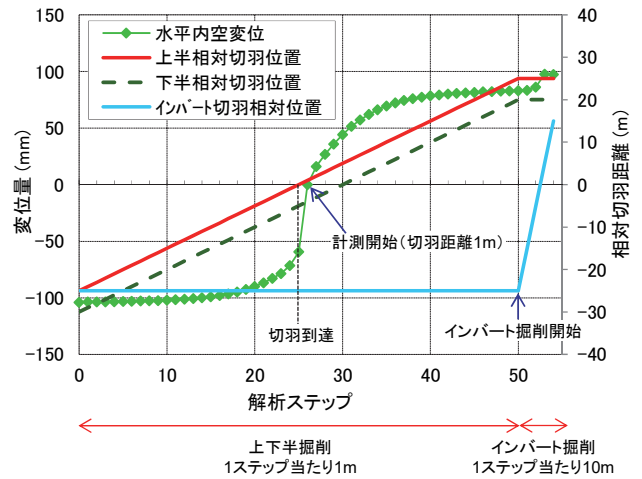


図-6 トンネル掘削解析結果(変形)

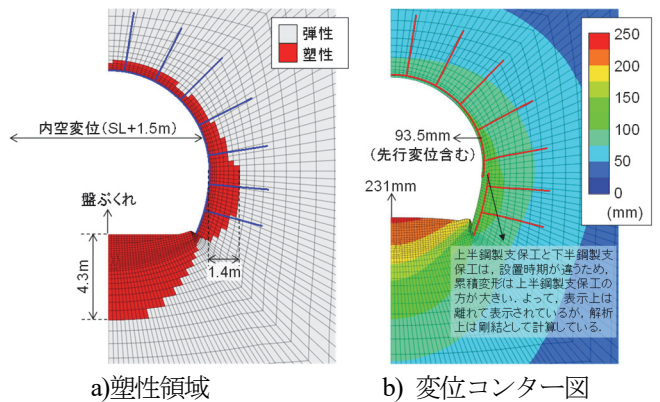


図-7 トンネル掘削解析結果

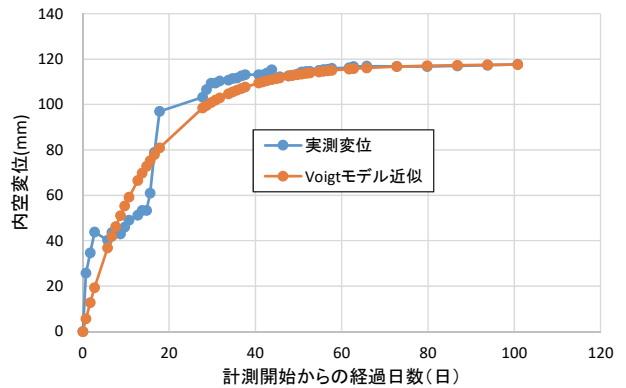


図-8 実測内空変位の Voigt モデル近似

(5) 掘削解析

図-6、図-7に掘削ステージの解析結果を示す。これらより掘削時に水平内空変位が100mm程度発生していることがわかる。ここで、水平内空変位は上半切羽が通過してすぐに計測開始する場所として、SL+1.5m高さでの値としている。これより、表-2で示した地山の解析入力値は、地山等級Is程度の地山を表現するものとして妥当と判断し、地山の強度の低下解析に移行することとした。

(6) 作用の算出

今回の性能の照査においては僅かな変位速度が残っている状態で覆工およびインバートを打設したこと起因する覆工への地圧の作用に対して、限界状態に達しないことを照査する。想定する僅かな変位速度として、1mm/月の変位速度が残っている状態でインバート、覆工が施工される状況を想定する。なお、今回の検討においては変位はいずれ収束するものとし、基準⁵⁾参考資料-8.3.1を参考とし、内空変位が式(1)の Voigt モデルに従い発生するものとした。

$$u = u_0(1 - \exp(-\alpha t)) \quad \dots (1)$$

ここに、

u : 水平内空変位量 (mm)

u_0 : 最終内空変位量 (mm)

α : 収束係数 (1/日)

t : 計測開始からの経過日数 (日)

内空変位速度は式(2)で示される。

$$\frac{du}{dt} = u_0 \cdot \alpha \cdot \exp(-\alpha t) \quad \dots (2)$$

内空変位速度が 1mm/月 (=1/30mm/日) 以下となる時の経過日数 t_1 は、式(3)より式(4)となる。

$$u_0 \cdot \alpha \cdot \exp(-\alpha t_1) \leq \frac{1}{30} \quad \dots (3)$$

$$t_1 \geq \frac{1}{\alpha} \ln(30 \cdot \alpha \cdot u_0) \quad \dots (4)$$

経過日数 t_1 以降に発生する変位 (残留変位) u_{res} は、式(5)により表される。なお、 u_{res} は u_0 によらない。

$$u_{res} = u_0 - u_1 = \frac{1}{30\alpha} \quad \dots (5)$$

ここに、 u_1 : 経過日数 t_1 時点の内空変位

ここで、収束係数 α は過去の事例から設定することとした。図-8 に、過去に、完成後に盤ぶくれを生じた箇所 で建設時に計測された内空変位の実測データを示す。これを式(1)の α をパラメータとして最小二乗法でフィッティングしたところ、この例では、 $u_0=117.7$ 、 $\alpha=0.065$ が得られ、この時の残留変位 u_{res} は 0.51mm となる。なお、表-1 に示すように、作用係数を $\gamma_F=1.1$ としているので、解析上で目標とする残留変位は $0.51 \times 1.1=0.56\text{mm}$ とした。

上記の考え方にに基づき、強度低下ステージ1として、上下半掘削後、インバート未掘削の状態で地山のせん断強さを低下させた。ここで、地山の粘着力 c を初期値から 0.61%低下させたとき、内空変位 (縮小) が 0.56mm に到達した。図-9 に強度低下ステージ1の結果として地山の粘着力を 0.61%低下させたときの塑性領域と変位コンター図を示す。

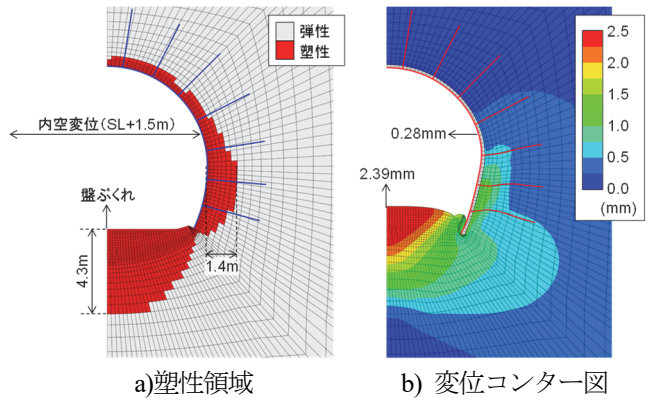


図-9 塑性領域および変位コンター図

(インバートなしモデル・掘削完了時の変位=0 で表示)

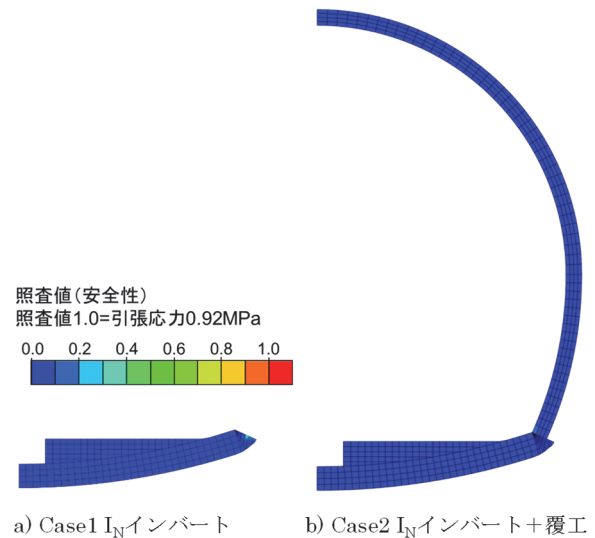


図-10 照査値 (引張応力)

表-3 照査ケース

	インバート	覆工
Case0	なし	なし
Case1	あり	なし
Case2	あり	なし

最後に、強度低下ステージ2の解析を行った。すなわち、インバート部を掘削し覆工やインバートを打設した後に、前述したように地山のせん断強さの低下率である 0.61%だけ地山の粘着力を低下させることにより、覆工やインバートに発生する応力を算出した。

(7) 照査結果

応力に対し、照査を行う。照査ケースを表-3 に示す。インバートのみのケース1と、覆工とインバートの両方があるケース2の2ケースについて応答値の算出と照査を実施した。なお、通常はインバートが施工されてからある程度月日が空いて覆工が施工されるが、ここでは覆

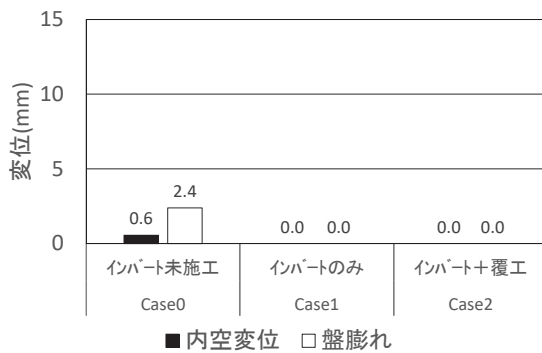


図-11 発生変位量

工がインバートと同時に打設されるとした。

覆工およびインバートの要素毎に、照査値（応答値と限界値との比）を整理した。ここでは、安全性において決定要因となる引張応力について確認した。図-10 に照査値（引張応力）を示す。ここで、照査値は式(6)で求められる。

$$\text{照査値} = (\gamma_1 \cdot \sigma_1) / (f_{tk} / (\gamma_a \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b)) \quad \dots (6)$$

ここに、 $\gamma_a=1.0$, $\gamma_c=1.3$, $\gamma_b=1.1$, $\gamma_r=1.1$

$$f_{tk} = 0.23 f_{ck}^{2/3}$$

図-10 より、照査値（引張応力）は 1 以下であり、要求性能が満足されるという結果であった。

参考として、地山の粘着力が 0.61%低下したときの変位量を図-11 に示す。Case1, 2 いずれも、発生変位量は小さいことが確認できる。

4. 性能の照査（比較的大きな変形を与えた場合）

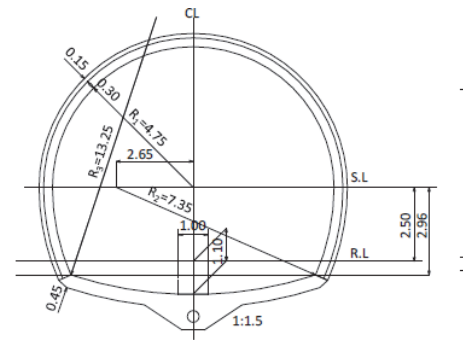
(1) 照査の条件

3. で示した照査結果の例は、図-11 に示したように、地山の変形が比較的小さい場合のものであり、覆工やインバートにひび割れ等は発生しないという結果となった。一方で、地山強度比がこれよりも小さい等地山の条件がさらに悪い場合、残留変位がこれよりも大きくなることも考えられる。

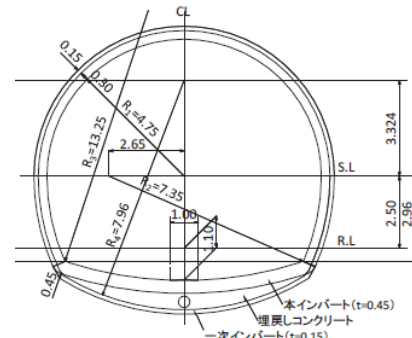
本章では、ある程度大きな残留変位が作用する場合について、同様の手法で照査を試みることにする。ここでは、残留変位を 0.56mm より増加させ、3mm と仮定して性能の照査を行った。

なお、発生する応力が大きくなると考えられるため、盤膨れに対応したインバート構造^{6),7)}として、IN インバートのほか、INaIP インバート、ISiP インバート（図-12）についても比較のために設定した。照査ケースを表-4 に示す。

3. と同様に、照査に当たり設定した要求性能は、安全性である。また、安全係数、数値解析モデル、解析入力

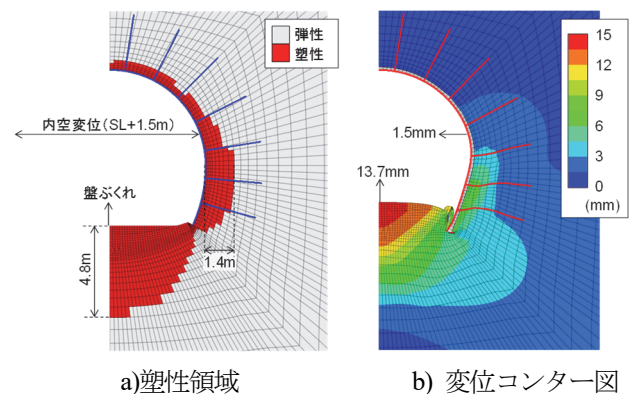


(a) INaIP インバート



(b) ISiP インバート

図-12 盤膨れに対応したインバート構造^{2),4)}



a) 塑性領域

b) 変位コンター図

図-13 塑性領域および変位コンター図（残留変位 3mm 時）
（インバートなしモデル・掘削完了時の変位=0 で表示）

表-4 照査ケース

	インバート	覆工
Case0	なし	なし
Case1	IN インバート	なし
Case2	INaIP インバート	なし
Case3	ISiP インバート	なし
Case4	IN インバート	あり
Case5	INaIP インバート	あり
Case6	ISiP インバート	あり

値、解析の流れ、掘削解析についても同様である。作用の算出についても 3. と同様に実施するが、地山の粘着力の低下率が 0.61% から 3.0% に、残留変位が 0.56mm から 3mm に増加している点が異なる。

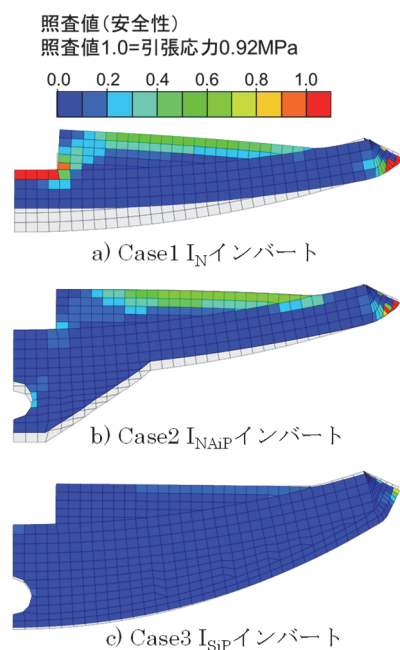


図-14 照査値(引張応力) (Case1～3)
(変形倍率 200 倍表示)

図-13 に強度低下ステージ 1 の結果として地山の粘着力が 3.0%低下したときの塑性領域と変位コンター図を示す。

(2) 照査結果

3. と同様にして、覆工およびインバートの要素ごとに、照査値(応答値と限界値との比)を整理した。ここでは、安全性において決定要因となる引張応力について確認した。インバートのみの Case1～3 について、図-14 に照査値(引張応力)を示す。図-14 より以下のことがわかる。

- Case1 (I_N インバート) の場合、中央通路に照査値が 1 を超える領域(引張ひび割れが発生する領域)が発生した。なお、吹付けコンクリートとインバートの接合部にも照査値が 1 を超える領域が発生している。これは、上記接合部においては、接合部分の面積が小さく、局所的に応力集中が発生することによるものと推察される。
- Case2 (I_{NAIP} インバート) の場合、中央通路の照査値が 1 を超える領域が見られなくなるが、吹付けコンクリートとの接続部においては、Case1 と同様の理由により、照査値が 1 を超える領域が発生した。
- Case3 (I_{SIP} インバート) の場合、中央通路、接続部、いずれも照査を満足した。

インバート+覆工の Case4～6 について、図-15 に照査値(引張応力)を示す。インバートに加えて覆工を施工する場合、照査値は Case1～3 と比較して全体的に小さくなるが、Case4 では、覆工および吹付けコンクリートと

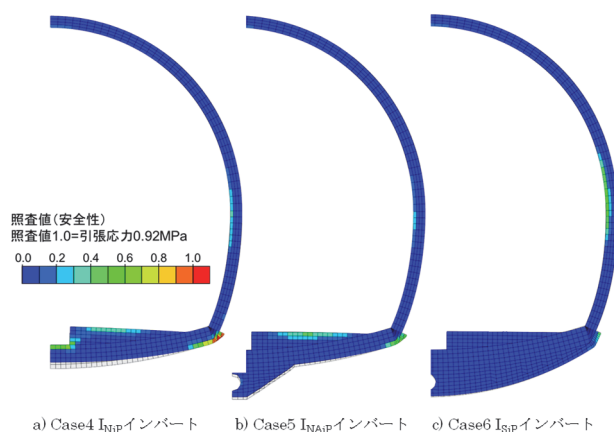


図-15 照査値(引張応力) (Case4～6)
(変形倍率 200 倍表示) インバート+覆工

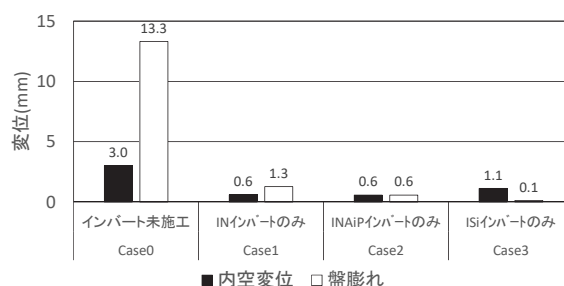


図-16 発生変位量 (Case1～3: インバートのみ)

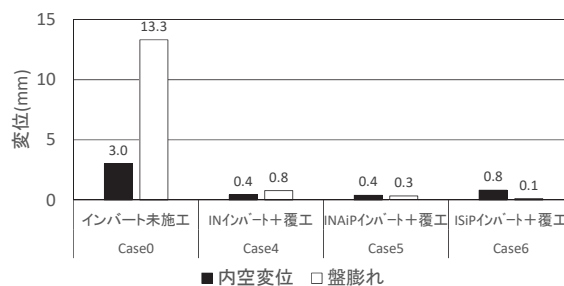


図-17 発生変位量 (Case4～6: インバート+覆工)

インバートの接合部において照査値が照査値が 1 を超える領域が発生している。一方、Case5, 6 では、照査値が 1 を超える領域は発生せず、盤膨れに対応したインバート構造の効果が見て取れる。

参考として、地山の粘着力が 3.0%低下したときの変位量を図-16、図-17 に示す。

図-16 より、地山の粘着力が 3.0%低下した場合、インバートを施工することで、特に盤ぶくれを大きく抑制できていることが確認できる。Case2 (I_{NAIP} インバート)、Case3 (I_{SIP} インバート) を採用することでより盤ぶくれを抑制できることがわかる。ただし、Case3 (I_{SIP} インバート) は、Case1～2 に比べ、建設時に路盤部を大きく掘削することになるので、側壁背面地山の緩みが発生し、

内空変位については、Case2 (In インバート) , Case3 (In_{AI} インバート) よりも大きくなった。

また、図-17 より、インバートに加え、覆工を施工した場合においても、インバートのみ施工した場合と同様の傾向が確認できる。

5. まとめ

山岳トンネルの性能照査型設計法への移行の検討の一環として、完成後に地山から変位を受けることが想定される山岳トンネルを設定し、無筋コンクリートの覆工およびインバートの性能照査法を提案するとともに、その試行を行った。以下に得られた結果をまとめる。

- 1) 変位速度から残留変位量を推定し、これに相当する変位を、地山の強度を低下させる数値解析手法により表現して覆工やインバートに与える手法により、応答値の算出や照査が可能であることがわかった。
- 2) 1mm/月の内空変位速度時に相当する残留変位 0.56mm を設定した場合は、標準的なインバート (In インバート) でも性能を満足することを確認した。
- 3) ある程度大きな残留変位として 3.0mm を設定した場合は、盤膨れに対応したインバート構造 (In_{AI} インバートや I_{SP} インバート) を採用することで要求性能を満足することを確認した。

なお、本研究では、残留変位が残ることを仮定して照査を行っているが、覆工およびインバートは内空変位を十分収束させてから打設することが基本である。

参考文献

- 1) 国土交通省：鉄道に関する技術上の基準を定める省令，平成13 年国土交通省令第 151 号，2001

- 2) 例えば，国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)，丸善，2004.4
- 3) 仲山貴司，岡野法之：鉄道構造物等設計標準 (開削トンネル) の改定の要点，日本鉄道施設協会誌，Vol.57，No.3，2019.3
- 4) 岡野法之，神田政幸：鉄道における開削トンネルの設計技術に関する動向，鉄道総研報告，Vol.33，No.4，2019.4
- 5) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計・施工標準・同解説，2008.4
- 6) 小林寛明，下津達也，上野光，渡辺和之，嶋本敬介，朝倉俊弘：長期的な盤ぶくれに対するインバート構造の抑制効果に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1 (トンネル工学)，Vol.72，No.3 (特集号)，pp.I_96-I_107，2016.
- 7) 小林寛明・井浦智実・上野光・渡辺和之・嶋本敬介・伊藤直樹：山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1 (トンネル工学)，Vol.71，No.3 (特集号)，pp.I_80-I_93，2015.
- 8) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，塚田和彦，朝倉俊弘：建設時の影響を考慮した山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策に関する研究，土木学会論文集 F1 (トンネル工学)，Vol.69，No.2，pp.105-120，2013.
- 9) アイダンオメール，赤木知之，伊藤孝，川本眺万：スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測手法について，土木学会論文集，No.448/III-19，pp.73-82，1992.
- 10) 赤木知之，アイダンオメール，伊藤孝，川本眺万：スクイーピング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計，第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.719-724，1994.
- 11) 蔣宇静，江崎哲郎，横田康行，禿秀和：地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析，第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.767-772，1994.

(2019. 8. 9 受付)

PERFORMANCE VERIFICATION DESIGN METHOD OF PLAIN CONCRETE LINING AND INVERT ASSUMING GROUND DISPLACEMENT AFTER COMPLETION

Kazuhide YASHIRO, Keisuke SHIMAMOTO and Noriyuki OKANO

There are various structures in railway systems. They are required to have the same level of performance and those performance to be verified quantitatively. Therefore, we proposed the performance verification design method for plain concrete lining and invert, and the trial design was conducted assuming a mountain tunnel receiving ground deformation after completion. In the trial design, we estimated the residual displacement from the displacement speed, and imposed the corresponding displacement to the lining and invert using the analysis method reducing the strength of the ground. As a result, it was found that the performance can be verified by the proposed method and that the required performance can be satisfied by adopting the invert structure corresponding to the heaving even when the residual displacement is large.