

地山の初期応力状態が施工時および完成後の山岳トンネルの変形に与える影響

嶋本 敬介¹・野城 一栄²・小島芳之³・井浦 智実⁴・上野 光⁵

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: shimamoto.keisuke.00@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: yashiro.kazuhide.40@rtri.or.jp

³ フェロー会員 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: kojima.yoshiyuki.11@rtri.or.jp

⁴ 正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 九州新幹線建設局 (〒812-8622 福岡市博多区祇園町 2-1)
E-mail: t.iura@jrtr.go.jp

⁵ (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)
E-mail: hik.ueno@jrtr.go.jp

山岳トンネルにおいて、施工時あるいは完成後何年か経過してから側壁の押し出しや盤ぶくれといった変状が発生することがある。この現象は地山の変形係数や強度といった力学的物性値とともに、トンネル掘削前の地山の初期応力状態にも大きな影響を受けると考えられる。一方で初期応力状態がトンネル変状に与える影響は十分に整理されていない。そこで本研究では、数値解析により、トンネルの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により、施工時および完成後のそれぞれについて、地山の初期応力状態がトンネルの変形や地山の塑性領域等に与える影響を整理した。その結果、初期側圧係数が大きいほど、施工時の水平内空縮小は大きく完成後の盤ぶくれも大きくなること等がわかった。

Key Words: mountain tunnel, initial stress, numerical analysis

1. はじめに

一般的に、土被りが比較的大きな軟岩地山中に山岳工法でトンネルを掘削すると、内空変位、天端沈下、盤ぶくれといった、トンネルが縮小する変形が発生する。また、トンネルが完成して何年か経過した供用中に内空変位や盤ぶくれが問題となることがある。このようなトンネルの変形は、地山の変形係数や強度といった力学的物性値とともに、トンネル掘削前の地山の初期応力状態にも大きな影響を受けると考えられる。

地山の初期地圧を計測する手法としては、大きく分けて原位置試験法と室内試験法がある。原位置試験法としてはオーバーコアリング時に発生する解放ひずみから岩盤の応力状態を求める応力解放法が一般的であり、多くの計測事例が存在する¹⁾。室内試験では先行荷重値を超えるまでほとんどAEの発生がないというカイザー効果を利用したAE法²⁾等が取り組まれている。

文献3)では、地山の初期側圧係数(初期応力状態における鉛直方向応力と水平方向応力の比)は、おおよそ0.4~2.0の範囲で分布し、土被りが大きくなると1.0前後であることを示している。

初期地圧の計測は、ダムや地下発電所等の大規模地下空洞では事前調査として行われる事例も多い。一方、トンネルではトンネル掘削前の事前調査で初期地圧を測定することはまれである。これはトンネルが線状構造物であること、施工時や完成後の変状は計測結果等を元に対応可能であることも理由のひとつではあるが、変状に対する初期地圧の影響が十分に検討や検証されていないことにも起因するとも考えられる。

そこで本研究では、数値解析により、トンネルの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により、施工時および完成後のそれぞれについて、地山の初期応力状態がトンネルの変形や地山の塑性領域等に与える影響を整理した。

2. 解析手法

解析モデル図を図-1 に示す。土被りを 200m とし、トンネル延長 70m をモデル化して掘削解析（補助ベンチ付き全断面工法，ベンチ長 3m）を実施した。トンネル断面は新幹線トンネル複線断面とし，対称性を考慮して半断面の解析としている。支保工としては，鋼製支保工 150H，吹付けコンクリート 150mm，ロックボルト 3m×14 本を，それぞれ Beam 要素，Solid 要素，Cable 要素でモデル化している。

解析ケースは，地山の初期応力状態をパラメータとして表-1 のように設定した。ここで，自重解析では 1.0 を超える側圧は自由に設定できないため，あらかじめ所定の初期応力を全要素に与えた後，上面，底面，側面をローラー支持とし，重力加速度を与えることで初期応力状態を完成させた。

鉛直方向応力 σ_z は地表からの深度に比例して大きくなるように変化させ， $\sigma_z=1.0$ の場合でトンネル天端の深度において鉛直方向応力が 200m 分の土被り圧となるような応力を設定している。Case6 については， σ_z が大きい場合について検討するために，土被り自体を 1.2 倍の 240m とすることで表現している。トンネル断面方向の側圧 σ_{xx} ，軸方向の側圧 σ_{yy} については，その深度の σ_z に対して表-1 の比となるように設定している。Case6 の σ_{xx} ， σ_{yy} は天端の深度で 200m 分の土被り圧としている。

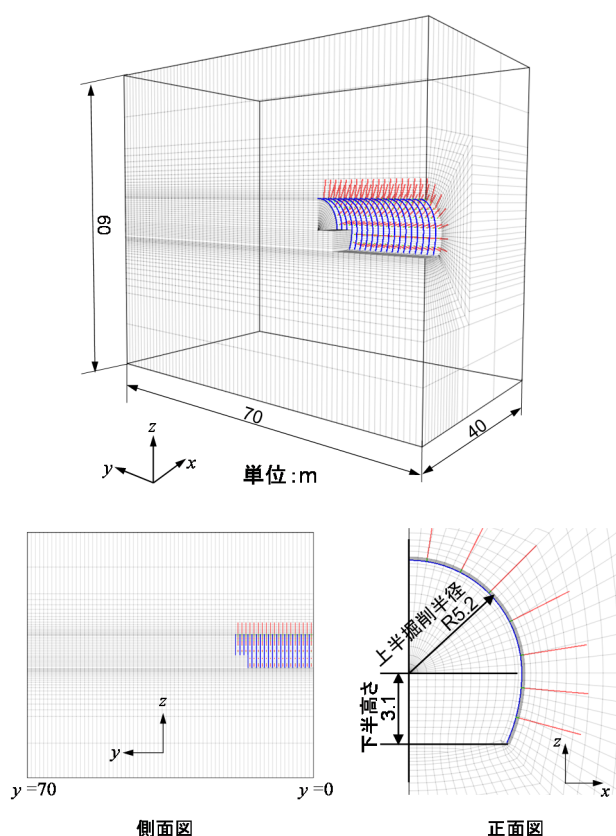


図-1 解析モデル図

地山は Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体とし，表-2 に示す物性値（地山強度比は 1）を使用した。

本検討では，トンネル施工時の掘削解析を実施したモデルを用いて完成後の強度劣化解析を行っており，施工時および完成後の双方を検討対象とする⁴⁾。トンネルの施工は NATM を想定して，1m ずつ掘削と支保を繰り返す 3次元逐次掘削解析により表現する。トンネル完成後のトンネル変形メカニズムは，十分には明らかになっていないが，トンネル周辺地山の強度低下に伴い地圧が発生している場合が多いと考えられるため，本検討においても，トンネル周辺地山の強度低下により表現する。具体的には，施工時の解析結果における各要素の緩みの程度に応じて，要素ごとにせん断強度 c を指数関数で低下させる。その際，強度低下の程度とトンネル完成後の時間経過を関連付けることで，経年に伴うトンネル変状を表現した⁵⁾⁶⁾。

すなわち塑性状態に近い地山要素ほど，せん断強度 c の低下も大きいということになる。完成直後から塑性化していた要素のせん断強度 c と完成からの経過時間の関係を図-2 に示す。

表-1 解析ケース

	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_z
Case 1	0.8	0.8	1.0
Case 2	1.0	1.0	1.0
Case 3	1.2	1.2	1.0
Case 4	1.2	1.0	1.0
Case 5	1.0	1.2	1.0
Case 6	1.0	1.0	1.2

表-2 解析に使用した地山の物性値

物性	単位	物性値
一軸圧縮強度	f_c	MPa 4.0
単位体積重量	γ	kN/m ³ 20
弾性係数	E	MPa 479
ポアソン比	ν	- 0.33
せん断強度	c	MPa 1.08
内部摩擦角	ϕ	° 33.2
ダイレイタンシー角	ψ	° 10

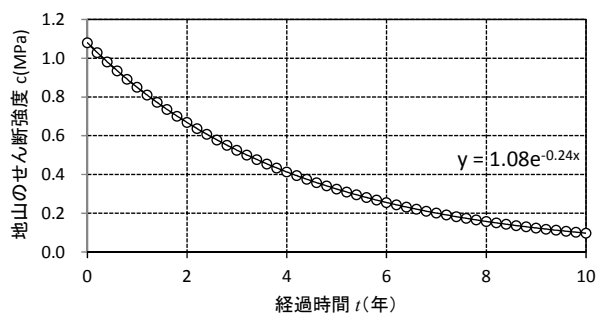
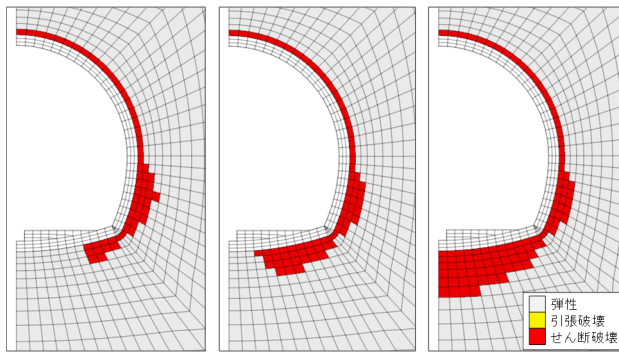
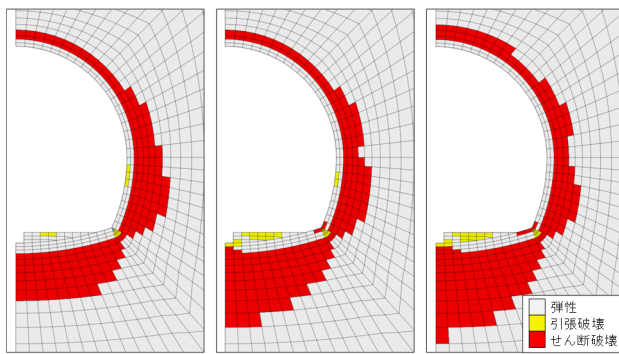


図-2 仮定した地山強度の低下曲線（塑性状態の要素）



(a) Case 1 ($K_0=0.8$) (b) Case 2 ($K_0=1.0$) (c) Case 3 ($K_0=1.2$)

図-3 トンネル完成時点の塑性領域図



(a) Case 1 ($K_0=0.8$) (b) Case 2 ($K_0=1.0$) (c) Case 3 ($K_0=1.2$)

図-4 完成後 10 年経過時の塑性領域図

3. 側圧係数の影響の検討

本章では、特に側圧係数の影響を検討するため Case1～Case3 について、塑性領域、せん断ひずみ、変位といった解析結果を示し、結果を考察する。なお、鉛直圧と側方圧の比を側圧係数 K_0 とすると、Case1 は $K_0=0.8$ 、Case2 は $K_0=1.0$ 、Case3 は $K_0=1.2$ となる。

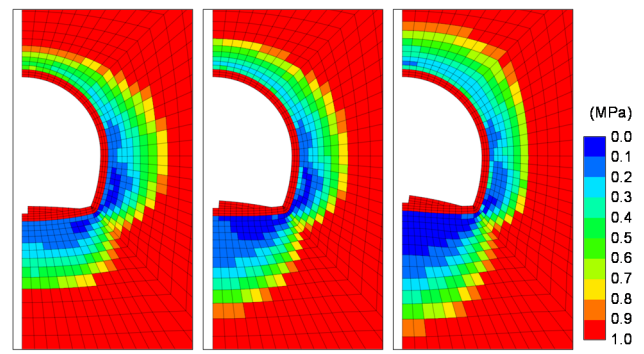
(1) 塑性領域

図-3 にトンネル完成時の塑性領域を示す。これより、側圧係数 $K_0=0.8$ の場合にはインバート下に塑性領域は発生していないが、 $K_0=1.2$ の場合ではインバート下では 2m 程度の塑性領域が発生していることがわかる。

図-4 に完成後 10 年経過時の塑性領域図を示す。これより、トンネル施工時よりも塑性領域は広がっており、側圧係数が小さい場合は側方に、側圧係数が大きい場合は下方に塑性領域が広がっていることがわかる。インバート下ではトンネルの法線方向である鉛直方向応力は掘削により小さくなるが、側圧係数が大きい場合は、水平方向応力は大きくなるため、インバート下で軸差応力が大きくなり、塑性領域が広がりやすいと考えられる。

(2) せん断強度

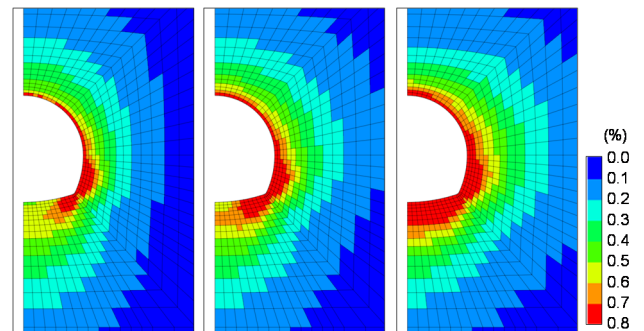
図-5 に完成後 10 年経過時の地山のせん断強度分布を示す。地山要素ごとに、破壊に近いほど強度低下率が



(a) Case 1 ($K_0=0.8$) (b) Case 2 ($K_0=1.0$) (c) Case 3 ($K_0=1.2$)

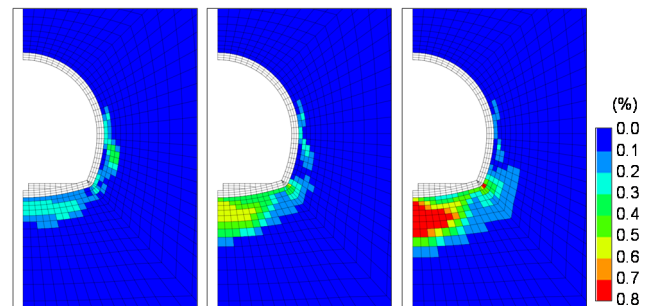
(完成後 10 年経過時、変形倍率 30 倍)

図-5 地山のせん断強度分布



(a) Case 1 ($K_0=0.8$) (b) Case 2 ($K_0=1.0$) (c) Case 3 ($K_0=1.2$)

図-6 トンネル完成までに発生した地山のせん断ひずみ



(a) Case 1 ($K_0=0.8$) (b) Case 2 ($K_0=1.0$) (c) Case 3 ($K_0=1.2$)

図-7 完成後から 10 年間で発生した地山のせん断ひずみ

きくなるモデルであるため、トンネル近傍の緩んだ地山要素ほど強度が低下している。塑性領域と同じく、側圧係数が大きいほどインバート下地山の強度が低下していることが確認できる。また、この強度低下に伴う塑性化、応力再配分によってインバートが押し上げられている様子も確認できる。

(3) せん断ひずみ

図-6 にトンネル完成までに発生した地山のせん断ひずみ（掘削により発生した地山のせん断ひずみ）を示す。側圧係数が大きいほど、発生する地山のせん断ひずみも大きいことが分かる。

図-7 にトンネル完成後から 10 年間で発生した地山の

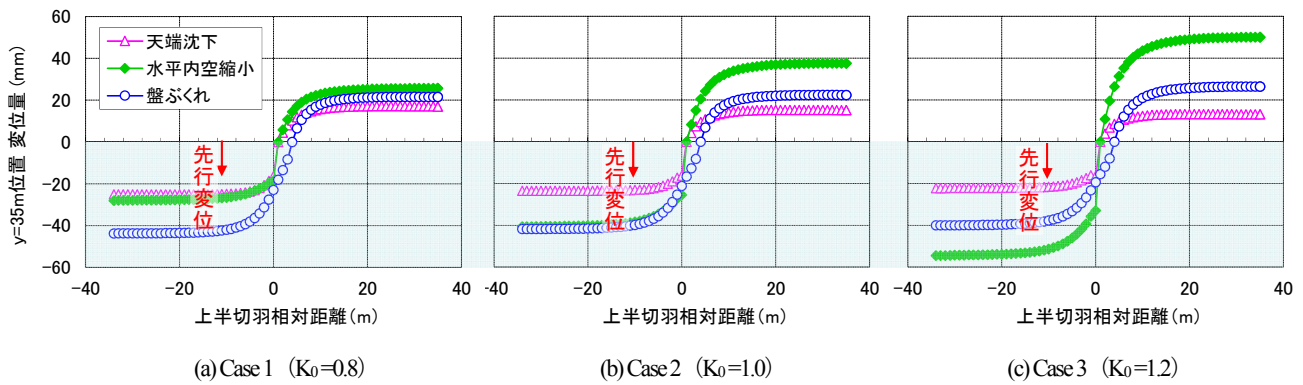


図-8 施工時の変位

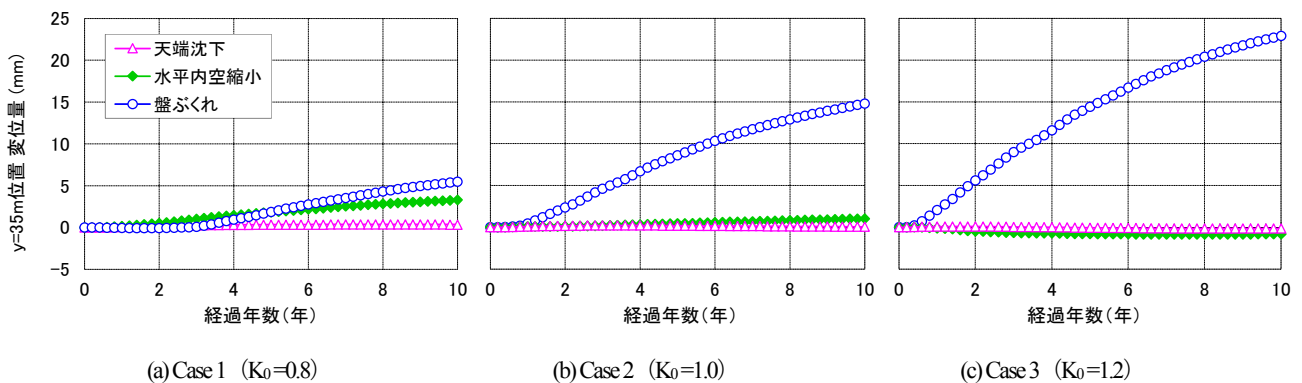


図-9 完成後の変位

せん断ひずみの増分を示す。掘削からトンネル完成までに発生したせん断ひずみは除いている。これより、側圧係数が大きいほど、インバート下でひずみが発生していることがわかる。また、図-6と比較すると、完成後のひずみの発生範囲は掘削時と比べると限定的であることがわかる。これは、掘削時は、掘削による応力解放により、弾性領域も内空に押し出すように変形するが、完成後の変状では、あくまで塑性領域内で発生する応力再配分で変形しているためである。

(4) 変位

施工時の上半切羽進行と計測対象断面 ($y=35\text{m}$ 断面) における発生変位量の関係を図-8に示す。天端沈下と水平内空縮小 (SL+1.5m 位置) は、上半相対切羽距離 (上半切羽と $y=35\text{m}$ の距離) が 1m の時点をゼロ、盤ぶくれは上半相対切羽位置が 4m (下半相対切羽位置 1m) 時点をゼロとして、それ以前に発生した変位は計測を開始する前に発生した先行変位として整理している。図-8より、天端沈下、盤ぶくれは側圧係数の影響は小さいが、水平内空縮小は側圧係数が大きいほど大きくなっていることがわかる。

完成後の経過年数と発生変位量の関係を図-9に示す。なお、水平内空縮小の評価位置は、施工時については、一般的な下半掘削前に上半部に設置する A 計測のターゲットの位置に合わせて SL+1.5m 位置としたが、完成後

については、最も大きな縮小が発生する SL 位置としている。図-9より、側圧係数が大きい程、水平内空縮小は小さい一方で、盤ぶくれが大きく発生していることがわかる。一般的にトンネル完成後の路盤部の応力状態は、掘削により鉛直方向応力が小さく、水平方向応力は大きくなる。側圧係数が大きい場合は、路盤部の水平方向応力がさらに大きいため、軸差応力が大きくなり、路盤部が塑性化し、それに伴い盤ぶくれが発生しやすいものと考えられる。劣化しやすい泥岩を使用した模型実験⁷⁾においても、側圧が大きい状況で地山が劣化することにより盤ぶくれが発生することが確認されている。

なお、等方等圧応力状態で円形トンネルであれば、天端沈下+盤ぶくれと水平内空縮小の値は同じになるが、本解析では、深度とともに応力が大きくなる点を除いて等方等圧応力状態の条件に近い Case2 でも盤ぶくれが水平内空縮小と比較して大きく発生している。これはすなわち、一般的なトンネルは、形状や支保構造の影響により、盤ぶくれの変状が水平内空縮小の変状よりも発生しやすいことを示唆している。

図-8、図-9より、側圧係数が大きい場合には、施工時の内空変位が大きく、完成後の盤ぶくれが大きくなるという結果が得られた。文献 8)では、448 断面の実トンネルの施工時の計測データを整理した結果、内空変位が天端沈下に対して大きい場合に、供用後に盤ぶくれが発生

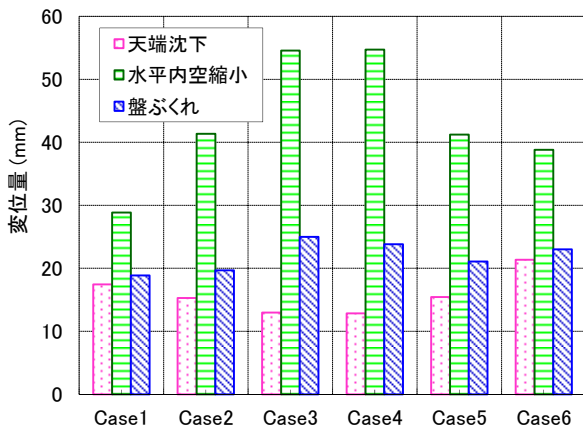


図-10 各ケースの施工時の最終変位

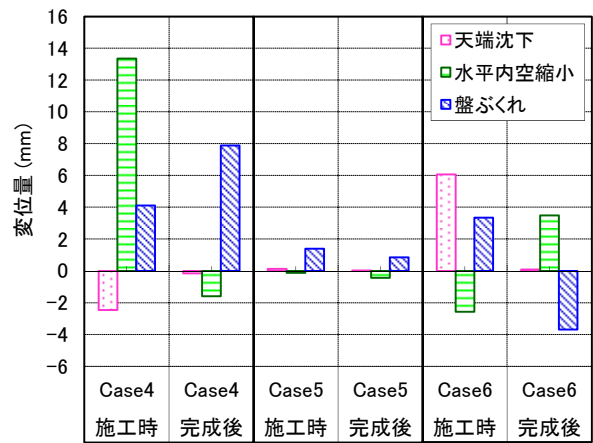


図-12 Case2と比較した施工時および完成後の変位

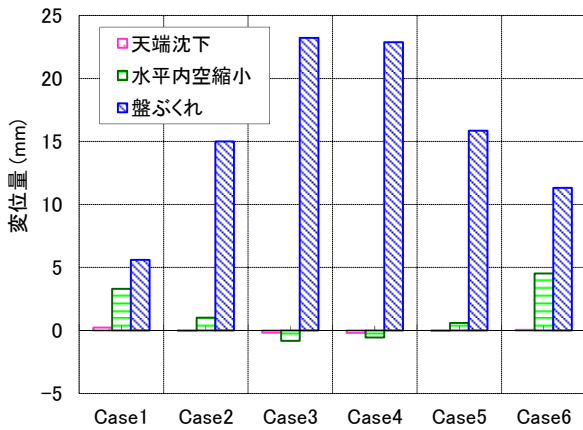


図-11 各ケースの完成後の最終変位

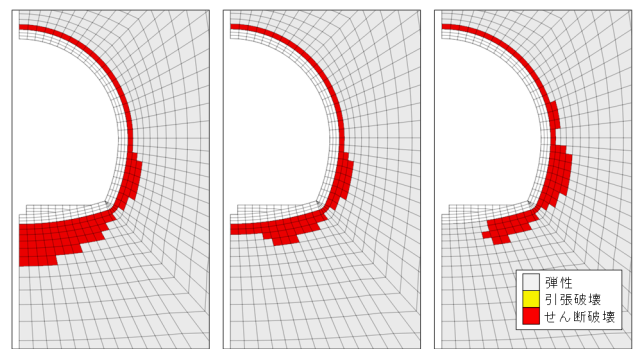
しやすいことが示されている。本解析は、そのことを数値解析からも裏付けたものと考えられる。

ただし、別の研究⁹⁾では、施工時の内空変位と完成後の盤ぶくれとの間にはそれほど明瞭な傾向は見られなかった。

4. その他のケースの解析結果および対比検討

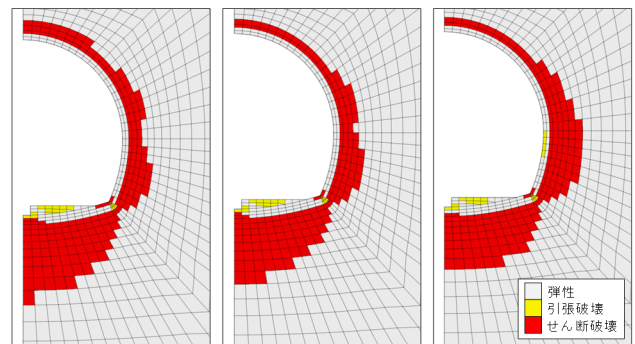
Case1～Case6の、施工時の最終変位を図-10に、完成後の最終変位を図-11に示す。これよりCase4 ($\sigma_{xx} : \sigma_{yy} : \sigma_{zz} = 1.2 : 1.0 : 1.0$)はCase3 ($\sigma_{xx} : \sigma_{yy} : \sigma_{zz} = 1.2 : 1.2 : 1.0$)と、Case5 ($\sigma_{xx} : \sigma_{yy} : \sigma_{zz} = 1.0 : 1.2 : 1.0$)はCase2 ($\sigma_{xx} : \sigma_{yy} : \sigma_{zz} = 1.0 : 1.0 : 1.0$)とほとんど変わらない結果となっていることがわかる。すなわち、トンネル断面方向の側圧 σ_{xx} が大きい場合は施工時の水平内空縮小、完成後の盤ぶくれが問題となる可能性が上がるが、トンネル延長方向応力 σ_{yy} が大きくてもトンネル変形にそれ程影響がないと言える。

Case6 ($\sigma_{xx} : \sigma_{yy} : \sigma_{zz} = 1.0 : 1.0 : 1.2$)は、側圧係数としては、 $1.0 / 1.2 = 0.83$ であり、Case1 ($\sigma_{xx} : \sigma_{yy} : \sigma_{zz} = 0.8 : 0.8 : 1.0$)と相似に近くCase1よりも大きな変形となって



(a) Case4 ($\sigma_{xx}=1.2$) (b) Case5 ($\sigma_{yy}=1.2$) (c) Case6 ($\sigma_{zz}=1.2$)

図-13 トンネル完成時点の塑性領域図 (Case4～Case6)



(a) Case4 ($\sigma_{xx}=1.2$) (b) Case5 ($\sigma_{yy}=1.2$) (c) Case6 ($\sigma_{zz}=1.2$)

図-14 完成後10年経過時の塑性領域図 (Case4～Case6)

いることがわかる。

図-12にCase2とCase4～Case6の変位の差を、施工時および完成後それぞれについて示す。これにより、 σ_{xx} 、 σ_{yy} 、 σ_{zz} がそれぞれ大きくなった時のトンネル変形の影響が確認できる。 σ_{xx} が大きい時に施工時の水平内空縮小、完成後の盤ぶくれが、 σ_{zz} が大きい時に施工時の天端沈下、完成後の水平内空縮小が大きくなるのが改めて確認できる。また、トンネル変形が影響を受けやすい地山の初期応力状態の主応力方向としては、トンネル断面方向(x方向)>鉛直方向(z方向)>トンネル軸方向(y方向)であることも確認できる。

図-13 に Case4～Case6 のトンネル完成時の塑性領域を示す。また、図-14 に Case4～Case6 の完成後 10 年経過時の塑性領域図を示す。これらより、 σ_{xx} が大きい Case4 では下方に、 σ_z が大きい Case6 では側方に塑性領域が広がっていることがわかる。図-13、図-14 を図-3、図-4 と比較すると図-10、図-11 の傾向と同じく、Case4 は Case3 と、Case5 は Case2 と塑性領域はほとんど変わらないことがわかる。ただし、Case5 はトンネル延長方向の応力が大きいことで、Case2 よりも少しトンネル完成時点の塑性領域が広がっていることも確認できる。

Case6 については、Case1 よりも一回り塑性領域が大きい結果となっていることがわかる。

5. おわりに

本研究では、地山の初期応力状態が山岳トンネル施工時および完成後のトンネルの変形に与える影響を検討整理した。得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 初期側圧係数が大きいほど、施工時の水平内空縮小は大きい。
- 2) 初期側圧係数が大きいほど、完成後の水平内空縮小は小さく、盤ぶくれは大きい。
- 3) トンネル延長方向の初期応力がトンネルの施工時および完成後のトンネル変形に与える影響は小さい。
- 4) 地山の初期応力状態で鉛直方向応力が 1.2 倍の場合と水平方向応力が 1.2 倍の場合とでは、後者の方が影響は大きい。

なお、これらの結果は、今回の解析条件で得られたあくまでも解析結果であることに注意を要する。今後、実測データの収集、整理するとともに、複雑な地山の初期

応力状態での解析的検討等を実施し、検討を深度化したと考えている。

参考文献

- 1) 長秋雄, 国松直, 金川忠, 藤井真希, 横山幸也, 小川浩司, 田仲正弘: 我が国における地下岩盤内の初期地圧状態—応力解放法による実測データに基づく—, 地質調査研究報告, Vol.60, No.7/8, pp.413-447, 2009.
- 2) 畑浩二, 道廣一利, 吉岡尚也, 杉原弘造: AE 法を利用した初期地圧測定とその適用例, 材料, Vol.44, No.502, pp.885-890, 1995.
- 3) 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, pp.311-314, 2008.
- 4) 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, Vol.69, No.2, pp.105-120, 2013.
- 5) 里優, 竹田直樹, 亀村勝美: 強度の時間依存性に着目した岩盤の解析, 第 18 回土質工学研究発表会, pp.817-820, 1983.
- 6) 松長剛, 熊坂博夫, 小島芳之, 朝倉俊弘: 地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究, 土木学会論文集, No.799/III-72, pp.75-88, 2005.
- 7) 渡辺和之, 水谷哲也, 野城一栄, 井浦智実, 伊藤直樹: インバート部の変状発生に関する基礎的実験, 土木学会年次学術講演会, III-118, 2015.
- 8) 大嶋健二, 城間博通, 伊藤哲男, 村地栄次, 久保田龍郎: 変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.329-334, 2002.
- 9) 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 F1 特集号 (投稿中), 2015.

(2015.8.7 受付)

RELATIONSHIP BETWEEN INITIAL STRESS AND DEFORMATION OF MOUNTAIN TUNNELS DURING CONSTRUCTION AND AFTER COMPLETION

Keisuke SHIMAMOTO, Kazuhide YASHIRO, Yoshiyuki KOJIMA,
Tomomi IURA and Hikaru UENO

Some mountain tunnels suffered from sidewall displacement or ground heaving during construction or some years passed from the completion. This phenomenon has relations with not only ground mechanical properties such as stiffness or strength but initial stress of ground before excavation. On the other hand, how the initial stress affects to the tunnel deformation is yet to be clarified. So in this study, from tunnel excavation to deformation after completion are consistently modeled in numerical analysis. Thereby, the relationship between initial stress state and deformation during construction and after completion are organized. As the result, it is grasped for examples, if initial lateral stress are larger, horizontal shrinkage during excavation is larger and heaving after completion is larger.