

膨張性地山トンネルの変形挙動に関する三次元解析

THREE-DIMENSIONAL ANALYSES ON THE DEFORMATION BEHAVIOR OF A TUNNEL IN SQUEEZING ROCKS

剣持三平*・竹津英二**・青木智幸***・亀村勝美****・森田隆三郎*****

Sanpei KENMOCHI, Eiji TAKETSU, Tomoyuki AOKI, Katsumi KAMEMURA, Ryuzaburo MORITA

Squeezing behavior has been observed in Konari work section of Iiyama Tunnel that runs through mudstones of Neogene Siiya formation. A series of tunnel measurements and seismic exploration to investigate the disturbed zones are conducted. It is found that the rocks should be modeled as an elasto-plastic body and that yielding of tunnel support members needs to be taken into account in the numerical analyses, where three-dimensional treatments are essential. The behaviors of rock deformation and support stresses measured at a tunnel section are well simulated with the three-dimensional numerical analyses. Prediction analyses in case of use of high-capacity support members are also carried out.

Key Words: squeezing rock, tunnel excavation, support failure, multiple-layered support method, 3D analysis

1. はじめに

北陸新幹線飯山トンネルは延長約 22.2km の長大トンネルで、6 工区に分けて施工している。この内、延長 3.8km の木成工区は膨張性を有する泥岩より成り、多重支保工法を採用して施工を行っている。この工法は、最初の支保（一次支保）の健全性が損なわれる事を見越して、ある程度の坑壁変位を許容し、その内側に新たに何層にも多重の支保を設けることで、支保全体の健全性を確保しようとするものである。あらかじめ変形余裕量を設定してトンネル断面を大きく掘削し、変形を許すことにより低減した地山応力に対し二次支保で（必要ならば三次支保も用いて）トンネルの変形を制御するという施工方針である。

木成工区では、内空変位が 200mm を越える区間が続いていたが、土被りが当工区のほぼ最大値に近い 260m に達した時点で岩盤の強度が低い脆弱層に遭遇し、内空変位が最大 450mm を超えるなどの大変形と、吹付けコンクリートの圧壊、鋼製支保工の座屈・破断など、激しい支保の変状を生じた。当工区では、今後、擾乱帯と呼ばれる脆弱層に遭遇し、より激しい膨圧現象の発生が予想されている。

多重支保工法の基本的な概念と同トンネルの先行する富倉工区への適用結果については、北川ら¹⁾により報告された。しかし、二次元断面モデルによる定性的な評価にとどまっている。地山に大きな塑性領域が発達する場合や、切羽近傍から支保の変状が生じる場合など激しい膨圧現象を示す地山において、地山の変形と支保の応答の相互作用を定量的に評価するためには、三次元的な掘削・支保形状を考慮する必要がある。本研究の最終的な目的は、膨張性地山における多重支保工法の支保効果の定量的な評価方法を確立することである。

* 正会員 工修 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 北陸新幹線建設局

** 正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 北陸新幹線建設局

*** 正会員 PhD 大成建設(株)技術センター 土木技術研究所

****正会員 工博 大成建設(株)土木本部 土木設計部

****正会員 大成建設(株)北信越支店 土木部

本論文では、まず、膨張性地山の変形挙動と支保の応答を調べる目的で実施した掘削施工中の種々の計測²⁾と緩み領域の分布を調べる目的で坑壁部で実施した弾性波探査³⁾の結果について総括し、得られた知見に基づいて地山および支保の力学モデルについて論じる。次に、施工過程を忠実に再現した三次元掘削解析を実施し、計測された地山の変位や支保の挙動を良好に再現できることを示す。最後に、一次支保の高耐力化を図った場合の効果に関して予測解析を行った結果について述べる。

2. 施工概要と支保変状の発生状況

北陸新幹線飯山トンネルは、長野県飯山市から新潟県板倉町に至る延長 22.2km の長大トンネルである。木成工区は、新第三紀中新世の椎谷層を掘削する⁴⁾。飯山トンネルの北東 30km 付近には建設時に大きな膨張性地圧が作用し施工が著しく難航したことで知られる鍋立山トンネルがあるが、木成工区と同じ椎谷層で膨張現象が発生している⁵⁾。木成工区では、延長 719m の斜路で本坑に取り付き、本坑を上越方、長野方の 2 切羽同時施工を行っている。土被りは、斜路と本坑の交差部で約 200m であるが、上越方に進むにつれて徐々に大きくなり、最大で約 270m に達する。

木成工区の椎谷層は、泥岩が主体であり、砂岩、凝灰岩が挟在する。泥岩には片理が発達し、割れ目は鏡肌化していることが多い。ボーリングコアおよび切羽付近の岩片による一軸圧縮強度は、1~10 MPa 程度であり、試料の採取地点によりばらつきが大きい。地山強度比は 0.2~2.5 程度であり、地山の強度不足から塑性変形を生じる押し出し現象（スキージング⁶⁾）を生じる可能性が高いと判断される。

木成工区上越方切羽では、上半内空変位が 200mm を越えるような大変形を生じる区間が続き、二重支保工法で施工している。図-1 に、施工手順を示す。掘削は、上半ベンチ長を最長 15m とするミニベンチ掘削工法とした。上半の初期変位および支保工脚部沈下が非常に大きいために、一次インバートを早期に施工することによって断面の閉合を行い、変位と沈下の抑制を図っている。掘削は、上半、下半をそれぞれ 1m ずつ 4m 掘削後、インバートを 4m 掘削するサイクルで施工した。二次支保工は、標準的には二次支保工の切羽側先端が上半切羽より 3.5D 以上離れた地点で施工している（D はトンネル掘削幅で約 10m）。図-2 に、二重支保パターンの内、一次支保の変形余裕量を 30cm とした特 D パターンを示す。

斜坑交差部より約 600m 以上進んだ上越方本坑では、内空

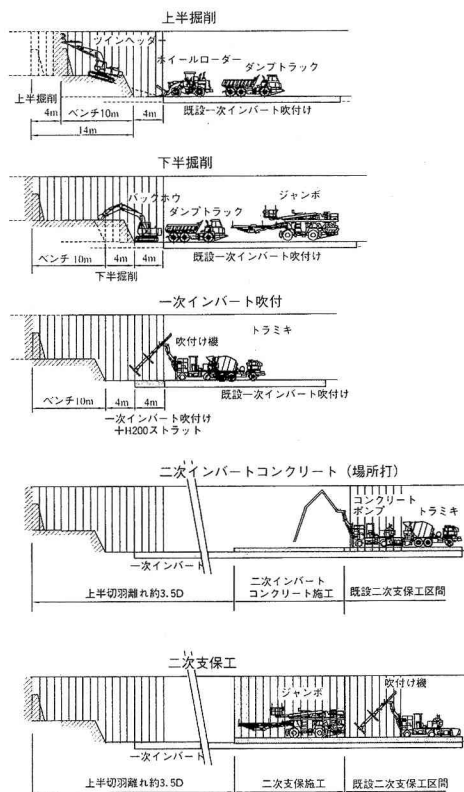


図-1 施工手順

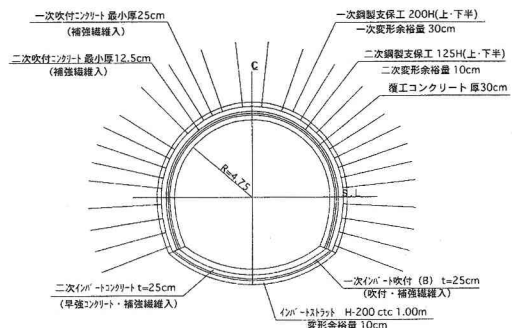


図-2 支保パターン (特D)

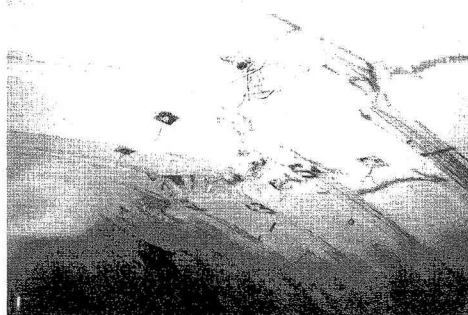


写真-1 支保工の変状 (上半肩部)

変位が 300mm を超え、最大 450mm に達した。この原因としては、土被りが 250m 以上と増加したこと、地山が軟質脆弱になったことが挙げられる。一次支保の吹付けコンクリートのクラック、剥離が所々に観察された。吹付けコンクリートが圧壊（圧縮せん断破壊）を生じた箇所では、鋼製支保工が座屈し、鉛のように曲がったり、破断した箇所も観察された。この変状パターンは、天端から肩部にかけて見られ、主に、上半ベンチ上で下半を掘る前に、早い時は、切羽より 2～3m で現れた。写真-1 に、その一例を示す。一方、下半掘削・一次インバート閉合後は、側壁部の上・下半の支保接合部で、地山の押出し変形により吹付けコンクリートのひび割れや鋼製支保工のリブの変形の発生が観察された。

3. 地山および支保の挙動に関する計測・調査

大変形と支保の変状を伴う膨圧現象の原因を捉え、定量的な対策工を計画する目的で、掘削施工中の計測と弾性波探査による緩み領域調査を実施した。ここでは、既報²⁾³⁾の知見を総括する。

斜坑交差部より約 640m 上越方に進んだ本坑 STA165km229m 近傍で実施した、掘削施工中の計測より得られた主な知見²⁾を以下に列挙する。

- ・ 内空変位・天端沈下は、上半切羽の進行および下半掘削により大きく増加するが、一次インバートの閉合（上半切羽より 1.5D）後、急速に収束に向かう傾向にある（後述図-7 参照）。
- ・ 地中変位は深さ 8m 辺りから変位が発生し、5m 前後から変位量が急増する（後述図-9 参照）。
- ・ 鋼製支保工軸力は、天端部では急激に増加し切羽進行 1-2m 程度で降伏耐力を超える。下半脚部では軸力は一次インバート閉合後顕著に増加する。吹付けコンクリート応力も類似の傾向を示し、天端部では、切羽進行 0.5D 位までに設計基準強度を上回る（後述図-10、図-12 参照）。

本坑 STA165km195～272m 区間の上半側壁部で実施した、屈折法弾性波探査により得られた主な知見³⁾を以下にまとめる。

- ・ 弾性波速度 $V_p=2.0\text{km/s}$ 以下の領域が掘削による速度低下領域と考えられ、その厚さは、上記計測を実施した STA165km229m 近傍では坑壁から約 8m である。これは、同時に STA165km228m 位置で実施した水平ボーリングの速度検層結果とも一致した。
- ・ インバート閉合（上半切羽より 1.5D）以降では、切羽の進行に伴う速度低下領域の拡大は見られない。

4. 大変形と支保変状の力学モデルに関する考察

地山の挙動と支保の応答を数値解析により再現し、計測・観察された現象を理解すると共に、支保や施工パターンを変えた場合の予測を行いたい。前章で示した知見に基づき、地山および支保の力学モデルについて検討する。

まず、地山の力学モデルについて検討する。図-3 に、STA165km229m で実施した地中変位より算出した区間ひずみ分布を示す。STA165km228m で実施したボーリングコアの一軸圧縮試験から求めた限界ひずみは 1.3%（一軸圧縮強度＝2.72MPa）であり、近傍の他断面の試料の試験結果では、限界ひずみは 1% 以下であった。切羽から 1m 離れの位置で設置した地中変位から算出した区間ひずみが、切羽前方からそれまでに生じた先行ひずみを含まないにもかかわらず、坑壁から 4m までの位置の区間ひずみは 1% を大きく上回っている。これは、地山が塑性変形をしていることの証左である。また、土被りは約 260m、単位体積重量 20.5kN/m^3 であるので、地

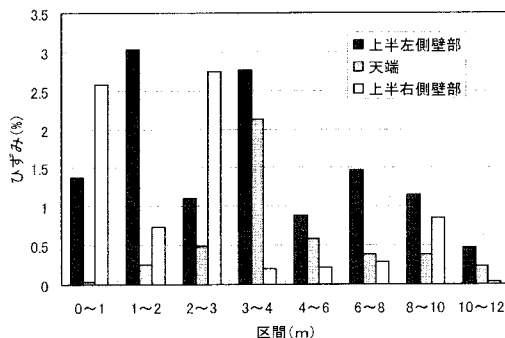


図-3 区間ひずみ分布図（上半切羽 3.5D 離れ時）

山強度比が 0.51 と非常に小さい。以上より、本地山では、塑性領域の発生とその領域の流動変形により大きな変位が発生しており、地山を弾塑性体としてモデル化することが適切と考えられる。また、その塑性領域の分布は、弾性波探査により求められた速度低下領域と関連していることが推察される。

地山と支保の挙動の解析には、一般に解析の容易さから二次元断面解析が用いられているが、応力解放率という概念を用いて切羽の進行の効果を模擬的に解析に取り入れる工夫がなされることが多い¹⁾。しかしながら、地山を弾塑性体とした場合には以下に示す問題点がある。第1点に、

応力解放率は、一般に弾性体中に掘削された円形トンネルの坑壁（天端）の変位と切羽位置との関係から、最終全変位に対する変位割合として定義されるが¹⁾、切羽前方に大きな塑性領域が発達した場合、この変位分布形状が弾性地山の場合とは異なることが挙げられる。また、円形トンネルでなく半円状の上半断面では、切羽近傍の支保施工時の変位割合は天端と側壁とで大きく異なる場合がある。

第2点に、二次元断面解析における坑壁近傍の岩盤の応力状態が、現実の三次元状態と異なることが挙げられる。図-4 は、典型的なケースとして、切羽から近い位置の坑壁岩盤の応力状態をモールの応力図で示したものである。切羽に近いため最終変位より小さい変位しか発生していないことから、初期地圧を等方応力とすると二次元解析では「初期地圧×(1-応力解放率)」の内圧が坑壁面に作用した応力状態となるが、実際には坑壁部のトンネル半径方向の応力は（支保打設前は）明らかに0であり、破線の円のような応力状態となるはずである。この場合、仮に降伏規準が一点鎖線で表されるとすると、同じ物性の弾塑性体で地山をモデル化しても二次元断面解析では地山が塑性化しないのに対し、実際には地山に塑性領域が発生することになる。この違いは、塑性領域がトンネル周囲に大きく広がる場合には、非常に異なる解析結果をもたらす。以上より、三次元の弾塑性解析にて検討する必要がある。

一方、支保の挙動に関しては、今回計測・調査を実施した区間については、吹付けコンクリートや鋼製支保工の変状が発生し、耐荷能力が低減することにより大きな変形を許しているものと考えられる。実際、通常使用される弾性梁要素で支保を表現して数値解析を実施しても、このような大きな内空変位に対しては、支保のひずみは降伏ひずみを大きく越えてしまう。そこで、数値解析に当たっては、降伏するモデルで支保を表現する必要がある。

5. 三次元解析による地山・支保挙動の評価と予測

(1) 解析条件

前章における考察に基づき、地山を弾塑性体としてモデル化する。ここでは、Mohr-Coulomb の降伏規準に従う完全弾塑性体とし、塑性変形時の体積変化は無いものとした。また、支保の降伏現象を表現するために、吹付けコンクリートについては図-5a に示すように、Mohr-Coulomb 型弾塑性体のソリッド要素を用いてモデル化した。ここで、吹付けコンクリートは平均的な軸応力が一軸圧縮強度に達したら降伏するものとし、図-5b に示すように内部摩擦角を0とすることによりモデル化した。吹付けコンクリート支保が比較的薄肉の構造をしていることを考えると、このモデルは、内部摩擦角の考慮、すなわち、最小主応力の増加による降伏強度の増加を考える場合と比較して、安全側に評価するものである。吹付けコンクリートの一軸圧縮強度とヤング率は材齢により変化するが、一軸圧縮強度については設計基準強度を、ヤング率については

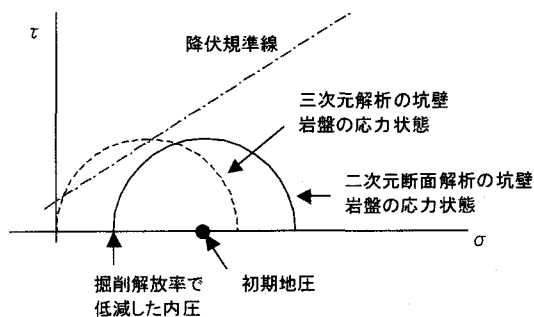


図-4 切羽近傍の坑壁岩盤の応力状態

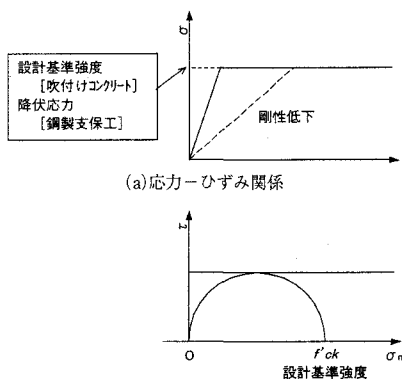


図-5 支保モデル

NATM 設計施工指針規定値⁷⁾を基本とした。また、引張強度は0とした。

一方、鋼製支保工は、軸力により降伏する状況を再現するために、軸降伏する一軸棒要素を連結してモデル化した。すなわち、図-5a に示したように、軸応力が降伏応力に達したら降伏して一定応力で変形するモデルである。3章で述べたように、鋼製支保工が軸圧縮降伏する挙動が重要であると考え、曲げ耐力の考慮は割愛した。

表-1 に、解析に使用した地山と支保の物性値を示す。地山の物性値については、文献⁴⁾や調査地点でのボーリングコアの室内試験結果を参考に、上半断面の計測相当内空変位の最終値が165km223mで観測された約300mm程度、および、トンネル側壁部の地山の塑性領域が速度低下領域の8mと同程度となるように、主に粘着力を変化させてパラメータスタディを行った。表-1に示した値は、これらを最も良好に表現できた解析ケースの値である。

なお、解析には個別のロックボルトを考慮していない。これは、解析を容易にするために割愛したものであるが、実際、トンネル周囲にはほぼ様な密度で配置するパターンボルティングが採用されており、ロックボルトはせん断変形を抑制する地山改良効果⁸⁾を発揮しているものと考えられる。すなわち、ロックボルトの補強効果は、トンネル周囲地山の物性に含まれているものとして考える。

数値解析には、三次元有限差分法解析コードFLAC3D⁹⁾を使用した。図-6に、解析に使用した三次元地山モデルの外観を示す。トンネル天端部の土被りは260mとし、側圧係数を1.0として、地山の各深度に対し自重相当の初期地圧を与えた。解析では、図-1で示した掘削支保手順を再現し、地山モデルの一方の境界面からトンネル軸方向に上半切羽で70m（以下、TD=70mと記す）まで掘削し、TD=32m位置のトンネル断面の変位や支保応力を計測結果と比較した。また、計測を実施した断面の近傍では、二次支保は切羽から3.5D離れて施工していたので、計測結果に対しては影響が小さいことが予測されたことから、二次支保は解析に取り入れなかった。

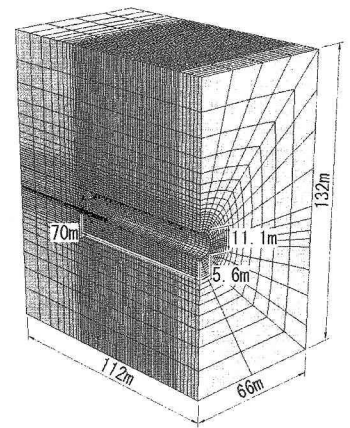


図-6 三次元解析モデル

(2) 解析結果と計測結果の比較

まず、天端沈下・内空変位と解析結果の比較について述べる。図-7に、解析結果と165km223m断面の計測結果との比較を示す。上半切羽離れ2D(20m)程度までは、内空変位のみならず天端沈下に関しても、解析結果は計測結果を非常に良く再現できている。しかし、上半切羽離れ2D以降においては、計測結果では変位が徐々に増加して収束していない。これは、地山が弾塑性体挙動の他に、クリープ変形挙動をしているためと推定される。

次に、塑性領域の分布について見る。図-8は、上半切羽をTD=70mまで掘削したときの、トンネル周囲地山の塑性領域の三次元分布である。右側の断面は、TD=32mの断面である。塑性領域は、トンネル上半切羽前方約5mまで発達していること、トンネル上方の塑性領域は上半切羽から6m離れ程度で拡大傾向が止まるが、トンネル下方の地山では下半・インバートの掘削と共にトンネル下方に塑性領域が拡大していくこと、インバート閉合以降は塑性領域は拡大しなくなり、切羽から十分に離れた位置(TD=32m)では塑性領域はトンネル上方よりもトンネル下方の方が厚いもののほぼ同心円的な分布となること、などが特徴的である。トンネル側壁方向の塑性領域の厚さは7m

表-1 解析に使用した地山と支保の物性値

	仕様	ヤング率 [GPa]	ポアソン 比	粘着力 [MPa]	内部摩擦角 [°]	単位体積重量 [kN/m ³]	降伏応力 [N/mm ²]
地山	完全弾塑性体	0.3	0.3	0.4	20	20.5	—
吹付けコンクリート	厚さ250mm	3.4	0.2	9.0	0	—	(18.0)
〃(剛性1/5) #	〃	0.68	0.2	9.0	0	—	(18.0)
鋼製支保工	H200	200	—	—	—	—	235
〃(剛性1/5) #	〃	40	—	—	—	—	235

#：このケースについては、解析結果と共に後述する

程度であり、弾性波探査で得られた速度低下領域の厚さとほぼ一致している。

地中変位の分布に関して、解析結果と計測結果（165km229m断面）の比較を図-9に示す。天端部に関しては、壁面から4m以深の部分では、解析結果と計測結果が比較的良好に合致している。しかし、計測結果では3～4mの区間で変位が急増している。これは、亀裂の開口など、今回の解析では表現できない不連続な緩み現象が生じているためと考えられる。一方、上半側壁部に関しては、計測深度全域で解析結果と計測結果が非常に良く合致している。

吹付けコンクリート軸応力に関して、解析結果と計測結果（165km229m断面）との比較を図-10に示す。天端については、解析結果は切羽離れ3m程度で降伏応力（＝設計基準強度）に達してしまうが、計測結果では切羽離れ10m程度で設計基準強度に達している。この差異は、吹付けコンクリートと坑壁岩盤との馴染みに起因するものと考えた。

そこで岩盤の変位に対する支保の軸応力の応答を低減するために、支保部材の弾性係数をそれぞれ1/5とした解析を実施した（表-1参照）。これにより、計測結果を良く再現することができた。また、この場合の吹付けコンクリートの塑性領域分布を図-11に示したが、上半切羽離れとともに上半肩部から塑性領域が発生し拡大しており、2章で示した変状の状況と類似している。下半脚部については、実際の計測ではインバート閉合後に応力が増加する傾向があるが、解析では下半吹付けコンクリートの施工後すぐに応力が増加傾向を示している。実施工では、吹付けと地山がなじむまでに時間差があるが、解析ではその遅れを考慮していないために、この違いが生じているものと推定される。

鋼製支保工軸応力に関して、解析結果と計測結果（165km229m断面）との比較を図-12に示す。天端について、計測では、上半の鋼製支保工設置後、さらに2mを掘削した時点で支保工が降伏する現象が見られるが、解析でもその現象を再現することが

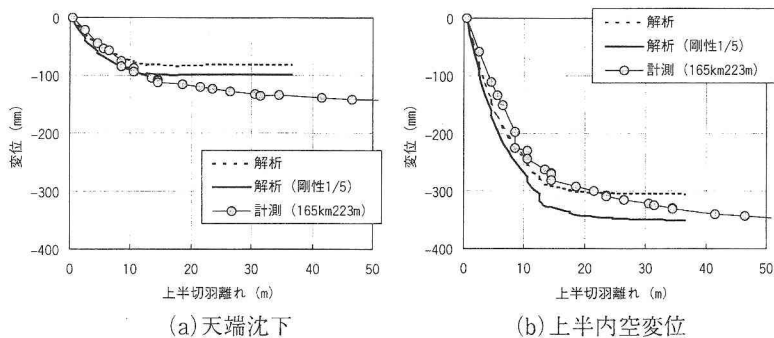


図-7 変位の比較

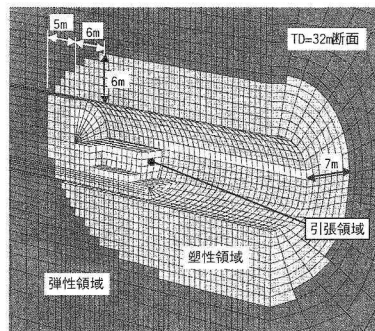


図-8 トンネル周囲の塑性領域

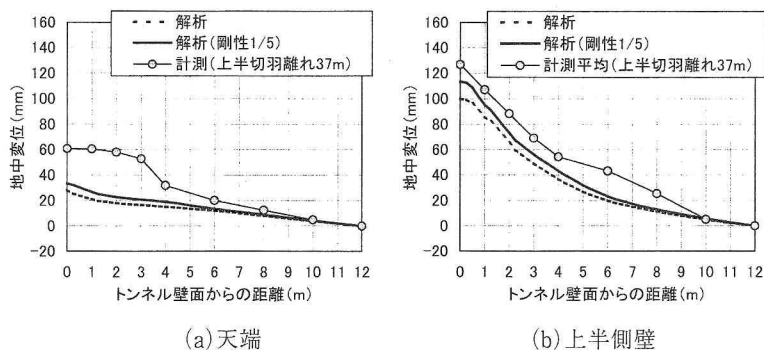


図-9 地中変位の比較

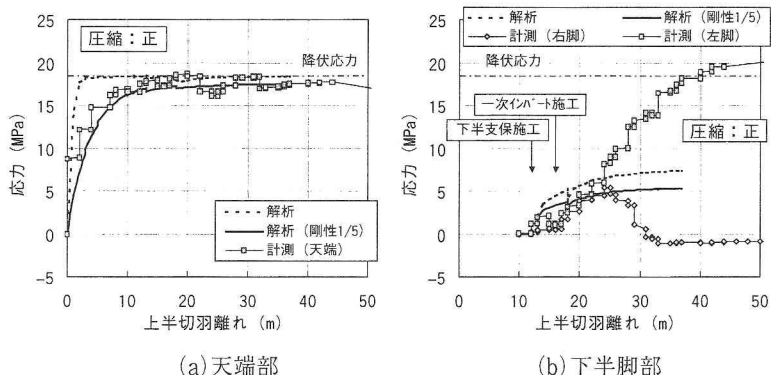


図-10 吹付けコンクリート軸応力の比較

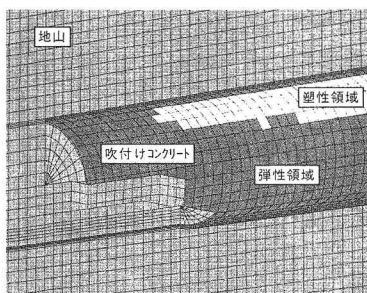
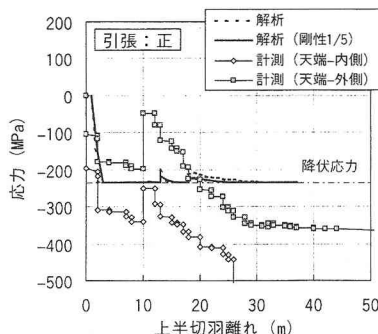
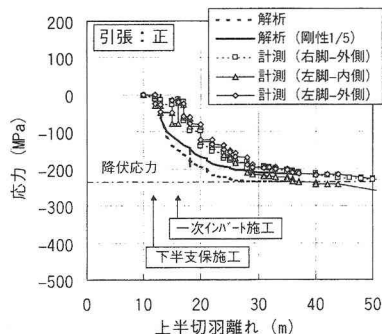


図-11 吹付けコンクリートの塑性領域



(a) 天端部



(b) 下半脚部

図-12 鋼製支保工軸応力の比較

できている。ただし、吹付けコンクリートと同様に弾性係数を 1/5 に低減しても、解析結果にはほとんど違いは見られなかった。これは、鋼製支保工の弾性係数がもともと吹付けコンクリートや地山と比較してかなり大きいことに因る。下半脚部については、応力が増加し始める切羽位置は、計測結果ではインバート閉合後からであり解析結果と異なっているが、増加する勾配は解析結果と計測結果が類似している。

以上、塑性領域の広がりや内空変位の挙動を表現できる地山物性値を使用した解析結果は、地中変位や支保応力の挙動をも良好に表現することができることが分かった。また、地山と支保との馴染みを考慮する方法として、支保の剛性を低減する方法は有効であった。

(3) 支保の高耐力化による効果に関する予測解析

二次支保を切羽から十分後方で施工した場合は、二次支保の健全性が保たれ長期的なクリープ変形に対する耐力余裕も確保されるが、それまでに一次支保が激しい変状を生じずにトンネルの安全性が確保される必要がある。そこで、一次支保の変状をできるだけ生じないようにするために、支保を高耐力化した場合の効果について予測解析を実施した。表-2 に、解析に使用した支保の物性を示す。表-3 に解析ケースの一覧を示す。

図-13 にケース 1、2、3 について、吹付けコンクリートと鋼製支保工の降伏位置を図示した。高強度吹付けコンクリートを使用することにより、吹付けコンクリートの降伏領域が消え、また、高耐力支保工を使用することにより、鋼製支保工の降伏する部分が大幅に減少した。

表-4 に、上半切羽 TD=70m まで掘削した時点の、TD=32m 断面位置の、支保応力および天端沈下・内空変位の各ケースの比較を示す。高強度吹付けコンクリートを使用した場合、最大軸応力は降伏強度 (36N/mm^2) に対して 2/3 程度と余裕のある

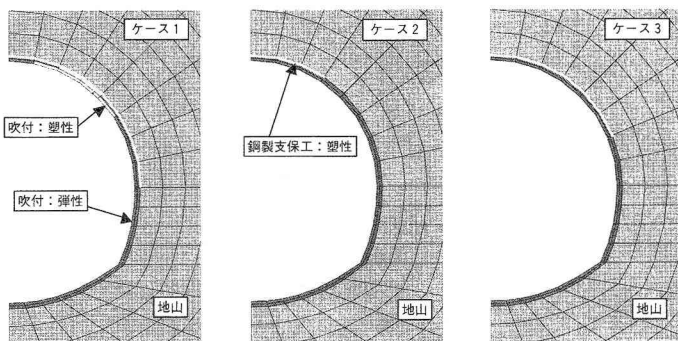


図-13 吹付けコンクリート・鋼製支保工の降伏位置

表-2 解析に使用した高耐力化支保の物性値

	仕様	ヤング率 [GPa]	ポアソン比	降伏応力 [N/mm ²]
高強度吹付けコンクリート	厚さ 250mm	1.36※	0.2	36.0
高耐力鋼製支保工	H200	40	—	390

※：一般強度吹付コンクリートのヤング率（ここでは 1/5 とした値）の 2 倍と設定した

表-3 支保の高耐力化に関する解析ケース

解析ケース	吹付けコンクリート	鋼製支保工
1	一般強度	一般耐力
2	高強度	高耐力
3	高強度	一般耐力
4	一般強度	高耐力
5	一般強度	一般耐力@0.75m

応力状態にとどまっている。一方、鋼製支保工は、どのケースでも降伏は避けられない。ただし、その位置は上半断面に限定されている。

以上のように、高強度吹付けコンクリートの使用は、一次支保工の耐荷能力を高め、結果として、二次支保工設置のための時間的余裕を確保できること

とから、支保全体の健全性維持に効果的であると言える。

内空変位については、どのケースも支保の高耐力化により変位が低減するものの変位抑制効果としてはあまり顕著な量ではない。一方、天端沈下については、支保の高耐力化により最大で70%程度に減少した。これは、支保を高耐力化すると軸耐力は増加するものの曲げ剛性はそれほど増加しないため、上半側壁部の押出し変形を抑制する効果はあまり向上しないことによると考えられる。内空変位に対してはインバート閉合をした際に支保の変形抑制効果が大きく働くと言える。

6. まとめ

本論文では、飯山トンネル木成工区で発生した膨圧現象について考察し、掘削施工時の計測および緩み領域調査結果に基づいて、地山および支保の力学モデルについて議論した。その結果、地山を弾塑性体とすること、その場合、三次元解析による評価が重要であること、支保の降伏を考慮する必要があることを示した。このようなモデルを使用して施工過程を忠実に取り入れた三次元掘削解析を実施し、計測された地山の変位や支保の挙動を良好に再現できることを示した。さらに、一次支保の高耐力化を図った場合の効果について予測解析を行い、吹付けコンクリートの高強度化により降伏を生じなくなり、支保の健全性が大幅に向上することが分かった。

今後は、擾乱帯と呼ばれる脆弱層に遭遇することが予想されており⁴⁾、対策として支保の高耐力化および三重支保工法の適用等について、予測解析と試験施工を行う予定である。ここで、三重支保工法とは、二次支保をより切羽に近い位置で施工して二次支保にも相応の荷重を分担させ、その支保応力レベルによっては後方で三次支保を施工して、支保の健全性を確保する工法である。

参考文献

- 1) 北川修三、梶原雄三、進士正人：施工時差を考慮した多重支保工法の膨張性地山トンネルに対する適用、土木学会論文集、No.721/VI-57、pp.24-39、2002.
- 2) 剣持三平、竹津英二、林成浩、桑田尚史：膨張性地山中のトンネル施工－(2)掘削時地山・支保挙動、第58回土木学会年次学術講演会、III-026、pp.50-51、2003
- 3) 剣持三平、竹津英二、平林孝英、森田隆三郎：膨張性地山中のトンネル施工－(1)切羽周辺の緩み領域調査、第58回土木学会年次学術講演会、III-025、pp.49-50、2003
- 4) 光木香、木幡芳文：北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告、トンネルと地下、Vol.31、No.7、pp.53-61、2000.
- 5) 柴田剛志、大沢光男：19年ぶりに導坑貫通の鉄道トンネル－北越北線鍋立山トンネル、トンネルと地下、Vol.24、No.1、pp.17-24、1993.
- 6) 川本眺万、Ömer Aydan、赤木知之：日本におけるスクイーピングトンネルの実態、第24回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp.191-195、1992.
- 7) NATM設計施工指針、日本鉄道建設公団、第8編、第13条、1996
- 8) 土木学会岩盤力学委員会トンネル・地下空洞小委員会：パネルディスカッション－吹付けコンクリートおよびロックボルトの作用効果と設計、第30回岩盤力学に関するシンポジウム、土木学会、pp.382-406、2000.
- 9) ITASCA Consulting Group: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimension Version 2.0, 2000.

表-4 支保の高耐力化に関する解析結果一覧

解析 ケース	吹付けコンクリート 最大主応力 [N/mm ²]	鋼製 支保工	上半 内空変位 [mm]	ケース1 に対する 割合	天端沈下 [mm]	ケース1 に対する 割合
1	降伏	降伏	437	1.00	102	1.00
2	20.1	降伏	405	0.93	70	0.69
3	24.1	降伏	406	0.93	76	0.75
4	14.6	降伏	431	0.99	84	0.83
5	降伏	降伏	425	0.97	89	0.87