

研究成果報告書

膨潤性地山に起因するトンネル変状メカニズムの解明と
ロックボルトによる盤ぶくれ抑制効果

研究代表者 崔 瑛

横浜国立大学

概 要

本研究は、膨潤性地山に建設されたトンネルで時間遅れを伴って生じる盤ぶくれ等を対象とし、膨潤性地山の材料特性、周辺地山による拘束およびトンネル構造の相互作用を明らかにするとともに、ロックボルトによる盤ぶくれ抑制効果を検討した。研究は、膨潤性地山とトンネルの相互作用に関する数値解析と、膨潤性地盤中のロックボルトを対象とした長期模型実験から構成した。

数値解析では、Grob's law を基礎とするモデルを用いて浸水に伴う膨潤変形とインバート荷重を再現した。低剛性地山では膨潤変形が大きい一方でインバート荷重が比較的小さく、高剛性地山では変形が拘束される代わりにインバートへの圧力伝達が増大した。最大膨潤ひずみと最大膨潤圧を独立に変化させた解析から、両者がトンネル荷重、地山変形およびせん断帯の発達をそれぞれ支配することを示した。

模型実験では、無補強、無緊張ロックボルト、21 N および 36 N のプレストレスロックボルトを約 210 日間比較した。無緊張ロックボルトでも盤ぶくれ変位は無補強条件より明確に小さく、ロックボルト自体の効果が確認された。プレストレスは浸水直後から地盤を拘束し、支圧板の能動支持を長く維持して盤ぶくれをさらに低減した。膨潤性地山のトンネル変状は膨潤特性、地山の拘束剛性および構造的な応力集中によって決まり、ロックボルトは膨潤変形を軸力として負担することで盤ぶくれを抑制する。

目 次

第1章 はじめに	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究上の課題	1
1.3 本報告書の構成	2
第2章 研究方法	3
2.1 研究の全体構成	3
2.2 膨潤性地山をモデル化した数値解析の概要	4
2.2.1 解析の概要	4
2.2.2 膨潤性地盤モデル	4
2.2.3 検討ケース	6
2.3 ロックボルト模型実験	7
2.3.1 模型地盤と給水条件	7
2.3.2 模型ロックボルト	8
膨潤性地山の構成モデル	8
第3章 周辺地山による影響	9
3.1 模型実験の概要	9
3.2 Rock-Swelling モデルの妥当性	10
3.3 浸潤に伴う変位・せん断変形の発達	12
3.4 浸潤に伴うトンネルに作用する荷重の応答	14
3.5 Grob's law に基づく時間遅れ変状メカニズムの考察	16
3.6 周辺地山剛性による影響	16
3.7 緩衝層によるトンネル荷重の低減	23
3.8 まとめ	23
第4章 膨潤性地山の膨潤特性がトンネル荷重に及ぼす影響	25
4.1 はじめに	25
4.2 解析条件	25
4.3 最大膨潤ひずみの影響	26
4.3.1 トンネルに作用する荷重	26
4.3.2 周辺地山の变形	27
4.4 最大膨潤圧の影響	29
4.4.1 トンネルに作用する荷重	29
4.4.2 周辺地山の变形	30
4.5 Terzaghi 落し戸理論による解釈	31
4.5.1 上昇床問題としての解釈	31
4.5.2 理論値と数値解析結果の比較	32
4.6 本章のまとめ	34

第5章 ロックボルトによる盤ぶくれ抑制効果.....	35
5.1 はじめに.....	35
5.2 盤ぶくれ変位の経時変化.....	35
5.2.1 無補強条件.....	35
5.2.2 無緊張ロックボルトの効果.....	35
5.2.3 プレストレスによる追加効果.....	35
5.3 ボルト軸力の発達と荷重伝達.....	36
5.3.1 深さ 35 mm 位置の軸力.....	36
5.3.2 支圧板位置の軸力.....	37
5.3.3 盤ぶくれによる変位増分と軸力増分	39
5.4 盤ぶくれ抑制メカニズム.....	40
5.4.1 ロックボルト自体の補強機構.....	40
5.4.2 プレストレスによる初期拘束.....	40
5.5 Grob's law による検証.....	41
5.6 本章のまとめ.....	43
第6章 結論	44
6.1 本研究で得られた知見.....	44
6.2 設計上の示唆と今後の課題.....	45
参考文献.....	46

第1章 はじめに

1.1 研究背景

トンネルでは、供用年数の増加に伴って覆工のひび割れ、変形および盤ぶくれなどの変状が顕在化する。とりわけ膨潤性地山に建設されたトンネルでは、地下水の浸入や水分状態の変化によって地山が時間依存的に膨潤し、建設直後には確認されなかった変状が供用開始後に進行する場合がある。膨潤性地山の影響は単なる体積増加に限られず、膨潤圧の発達、地山内の荷重再配分、せん断帯の形成およびトンネル覆工への局所的な圧力集中として現れる。特にトンネル下部に膨潤層が存在する場合、インバートへの作用圧と路盤の隆起が長期的な維持管理上の問題となる。

盤ぶくれが発生したトンネルでは、インバートの追加設置、路盤の再構築、覆工の部分補修およびロックボルト等による地山補強が実施される。しかし、目に見える変状部分のみを補修しても、周辺地山における膨潤の進行と荷重再配分が継続していれば、補修後に再び変状が現れる可能性がある。このため、長期的な安定性を確保するには、膨潤性地山の材料特性、地山の拘束条件、水の浸入過程および補強材との相互作用を一体的に評価する必要がある。

本研究計画では、膨潤圧の発生による荷重再配分と地山特性の変化を同時に考慮し、膨潤性地山に起因するトンネル変状メカニズムを明らかにした上で、地山の長期変化を考慮した補修方法を検討することを目的とした。本報告では、この計画に対応する成果として、周辺地山剛性および膨潤パラメータに関する数値解析と、ロックボルトによる盤ぶくれ抑制効果に関する模型実験を統合して示す。

1.2 研究上の課題

膨潤性地山のトンネルへの影響を評価する際には、材料が発生し得る最大膨潤圧だけを指標とすることが多い。しかし、同じ最大膨潤圧を有する材料であっても最大膨潤ひずみが異なれば、トンネルと周辺地山の相互作用過程は異なる。また、同じ膨潤材料であっても、周辺地山が軟らかく変形を許容する場合と、硬く変形を拘束する場合とでは、膨潤変形とインバート荷重の分担が大きく変化する。したがって、最大膨潤圧、最大膨潤ひずみおよび周辺地山剛性を区別して評価する必要がある。

一方、ロックボルトは地山補強工として広く用いられているが、膨潤性地山の盤ぶくれに対して、ボルトの設置そのものがどの程度変形を低減するか、浸水の進行に伴ってボルト軸力がどのように発達するか、さらにプレストレスがその効果をどのように変化させるかについては、長期的な模型実験による整理が必要である。特に、無補強条件と無緊張ロックボルト条件の比較によってロックボルト自体の効果を明確にした後、プレストレスを追加効果として評価することが重要である。

以上から、本研究では以下の2つの課題に取り組んだ。

まず、浸水膨潤過程を表現できる数値解析モデルを用い、周辺地山剛性が膨潤層の変形、地山内のせん断変形およびインバート荷重に及ぼす影響を明らかにすることである。ここでは、最大膨潤圧と最大膨潤ひずみを独立に変化させ、両者がインバート荷重と荷重再配分に及ぼす影響を区別することである。

次は，長期模型実験によってロックボルトの有無による盤ぶくれ変位の差を確認し，ボルト軸力の発達と荷重伝達機構を明らかにすることである。プレストレスについては，ロックボルトの基本的な補強効果を高める因子として位置づける。

1.3 本報告書の構成

第 2 章では数値解析モデル，材料パラメータの同定およびロックボルト模型実験の方法を示す。第 3 章では周辺地山剛性を変化させた解析結果を，第 4 章では最大膨潤ひずみと最大膨潤圧を独立に変化させた解析結果を示す。第 5 章ではロックボルト模型実験の結果を，無補強，無緊張ロックボルトおよびプレストレスロックボルトの順に整理する。最後に第 6 章において，膨潤，拘束，トンネル応答およびロックボルト補強を一続きの力学過程として統合する。

第2章 研究方法

2.1 研究の全体構成

本研究は、膨潤性地山におけるインバート荷重の発生機構を扱う数値解析と、ロックボルトによる盤ぶくれ抑制を扱う模型実験からなる。数値解析では、膨潤層が吸水して体積膨張する過程を再現し、周辺地山剛性、最大膨潤ひずみおよび最大膨潤圧を変数として、膨潤層の変位、周辺地山のせん断変形、トンネル周方向圧力およびインバート荷重を評価した。模型実験では、同一の膨潤材料と給水条件の下でロックボルト条件のみを変化させ、約 210 日間にわたって盤ぶくれ変位とボルト軸力を計測した。

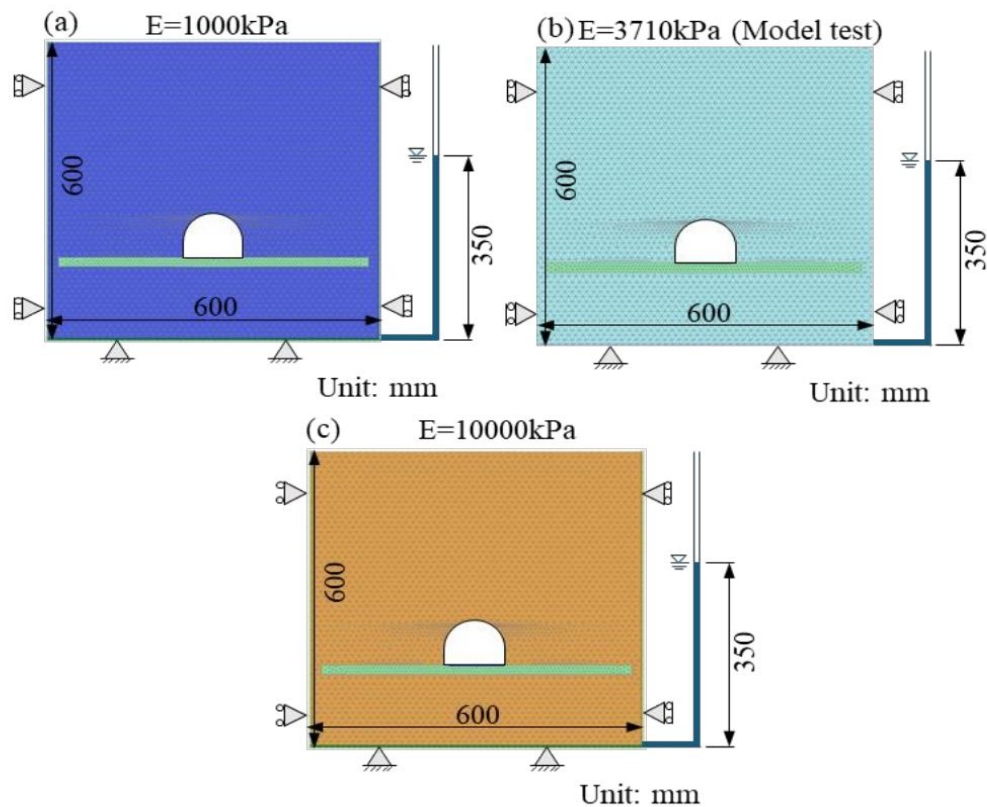


図 2-1 周辺地山剛性条件ごとの数値解析モデル：(a) $E=1,000 \text{ kPa}$ （低剛性），(b) $E=3,710 \text{ kPa}$ （基準），(c) $E=10,000 \text{ kPa}$ （高剛性）

2.2 膨潤性地山をモデル化した数値解析の概要

2.2.1 解析の概要

数値解析には有限要素解析ソフト PLAXIS (Itasca 社)により、二次元平面ひずみ解析を実施した。解析モデルは、図 2-1 に示すように、トンネル覆工、トンネル下部に配置した膨潤性地山層およびその周囲の非膨潤性地山から構成した。トンネル覆工は線形弾性体としてモデル化し、膨潤性地山には Grob's law を基礎とする膨潤性地盤モデルである Rock Swelling Model を適用した。地山モデルの側面では水平変位を拘束し、底面では水平・鉛直変位を拘束した。上面は変位を許容する自由面とし、水理境界として浸透を表現した。

解析では水の浸入に伴って膨潤層が時間依存的に膨張する過程を 10 日間追跡した。トンネルクラウン、インバート、膨潤層内および周辺地山内に計測点を設定し、鉛直・水平変位、膨潤ひずみ、地山内のせん断ひずみおよびトンネル覆工作用圧を記録した。各ケースでメッシュ、境界条件、トンネル形状および膨潤層の位置を共通とし、検討対象とするパラメータだけを変化させた。

2.2.2 膨潤性地盤モデル

膨潤性地山の変形は、吸水による体積増加と、周囲から拘束されたときに生じる膨潤圧の相互作用として捉える必要がある。本研究では、Grob's law を基礎とする Rock-Swelling model を用い、膨潤圧と膨潤ひずみの関係に時間依存性を導入した。各主方向 i における最終膨潤ひずみは、作用応力が小さいほど増加し、限界膨潤圧に達するとゼロとなる関係で表される。[2, 5]

$$\varepsilon_i^{q(i=\infty)} = \begin{cases} -k_{qi} \log \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{q0i}} \right), & \sigma_i \leq \sigma_c, \\ -k_{qi} \log \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{q0i}} \right), & \sigma_{q0i} \geq \sigma_i \geq \sigma_c, \\ 0, & \sigma_i \geq \sigma_{q0i}. \end{cases} \quad \text{式 3-1}$$

ここで、 $\varepsilon_i^{q(i=\infty)}$ は最大膨潤ひずみ、 k_{qi}^q は膨潤曲線の勾配、 σ_i は作用応力、 σ_{q0i} は膨潤ひずみがゼロとなる限界膨潤圧（最大膨潤力）、 σ_c は膨潤を抑止する限界応力であり、この値を下回ると膨潤率は一定値となる。解析では、鉛直方向と水平方向に同じの膨潤係数を与え、等方的な膨潤能力を仮定した。

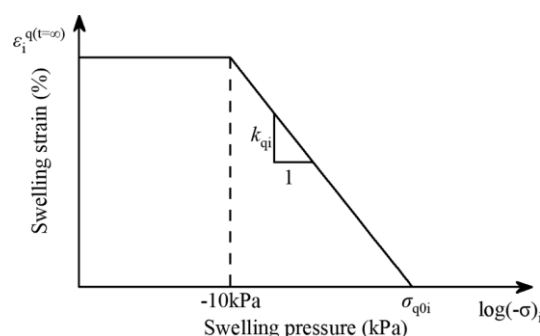


図 2-1 Grob's law における膨潤圧－膨潤ひずみ関係

図 2-1 に、Grob's law における膨潤圧と膨潤ひずみの関係を示す。横軸は膨潤ひずみ、縦軸は膨潤圧を示す。曲線は、一次元膨潤試験から得た最大膨潤ひずみと限界膨潤圧を用いて算定する。自由膨潤に近い低拘束条件では大きな膨潤ひずみが生じ、変形を拘束すると膨潤ひずみが抑制される一方で膨潤圧が増加する。この関係は、周辺地山剛性やトンネル構造の拘束条件によって荷重と変形の配分が変化することを意味する。

膨潤の進行は、最終膨潤ひずみに対する到達率を指数関数で表し、膨潤速度係数によって時間尺度を与えた。膨潤ひずみの増分は、各時刻の応力状態から求めた目標膨潤ひずみと既発生膨潤ひずみとの差として更新される。これを非定常浸透解析と連成し、地下水の浸潤によって要素が飽和条件に達した時点から膨潤を発現させた。地盤の弾塑性応答には Mohr-Coulomb モデルを用いた

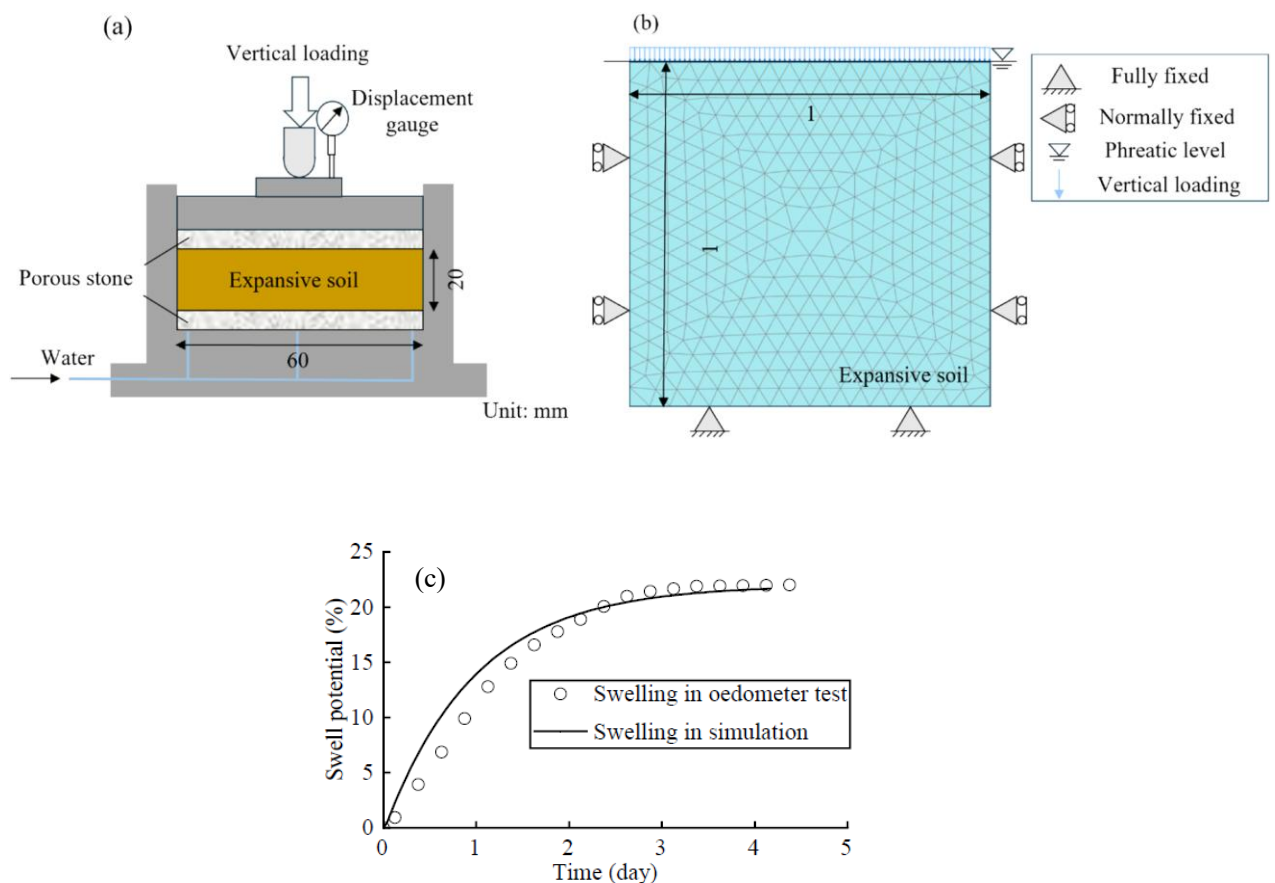


図 2-2 一次元膨潤試験と Rock-Swelling model による再現 (a) 膨潤試験, (b) 膨潤試験の再現解析, (c) 再現解析の結果

膨潤特性に関するパラメータは、有限要素解析による膨潤試験の再現解析を実施し、一次元膨潤試験にフィッックさせることで決定した。図 2-2 に、一次元膨潤試験とその再現解析モデルを示す。一次元膨潤試験では、直径 60 mm、高さ 20 mm の供試体に約 10 kPa の上載圧を与え、側方変位を拘束し、底面から吸水させて計算した。実験曲線に合うようパラメータを同定するこ

とで、膨潤量だけでなく膨潤速度も再現できることを確認し、模型トンネル解析へ用いる時間依存パラメータを設定した。

このモデルは、膨潤ひずみの時間発展と拘束圧の影響を比較的少数のパラメータで扱える利点を有する。ただし、部分飽和域での吸水履歴やヒステリシスを単純化し、地山の大ひずみ領域や進行性破壊を完全には表現しない。このため、本研究では模型実験結果を用いて材料パラメータを同定し、解析結果の適用範囲を模型条件に限定して解釈した。

表 2-1 数値解析における検討ケース

検討項目	固定条件	変化させた条件
周辺地山剛性	膨潤層・トンネル・境界条件	$E=1,000, 3,710, 10,000 \text{ kPa}$
最大膨潤ひずみ	最大膨潤圧 $=161.72 \text{ kPa}$	1.5, 9.4, 21.9, 33.8%
最大膨潤圧	最大膨潤ひずみ $=21.9\%$	66.7, 134.44, 161.72, 289.92 kPa
緩衝層	高剛性地山 $=10,000 \text{ kPa}$	インバート下に圧縮性の低剛性層を設置

2.2.3 検討ケース

研究では、周辺地山の剛性、および膨潤性地山の膨潤特性がトンネルの長期応答に及ぼす影響について検討するため、表 2-1 に示すケースについて数値解析を実施した。

まず、周辺地山の剛性だけの影響を分離するため、ピーク強度を大きく変化させずに弾性係数のみを $1,000, 3,710$ および $10,000 \text{ kPa}$ へ設定した。図 2-2、図 2-3 に、異なる周辺地山剛性について実施した一面せん断試験と一軸圧縮試験の再現解析を示す。ここでは、粘着力および内部摩擦角を変化させず ($c=0 \text{ kPa}$, $\phi=42.34^\circ$) 剛性条件のみを変化させた。さらに連続的な傾向を確認するため、 $2,000, 3,000, 5,000$ および $7,000 \text{ kPa}$ を追加した。図 2-3 は、低剛性、基準および高剛性の各条件に用いた数値解析モデルのメッシュ、材料領域および境界条件を示す。すべての条件でモデル寸法とメッシュ密度を共通とし、周辺地山のヤング係数だけを変化させていることから、膨潤性地盤とトンネルの相互作用に対する拘束剛性の影響を直接比較できる。

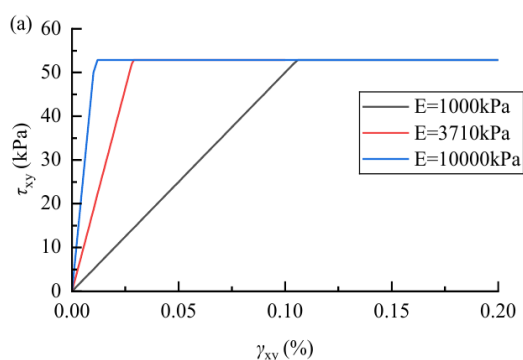


図 2-2 一面せん断試験(78.55 kPa)シミュレーション

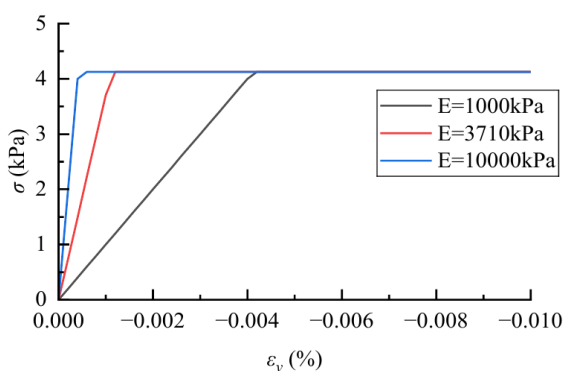


図 2-3 一軸圧縮試験シミュレーション

さらに、膨潤性地山の膨潤特性がトンネルの長期応答に及ぼす影響を調べるため、表 2-1 に示すように、最大膨潤圧と最大膨潤ひずみを変化させて諸解析を実施した。

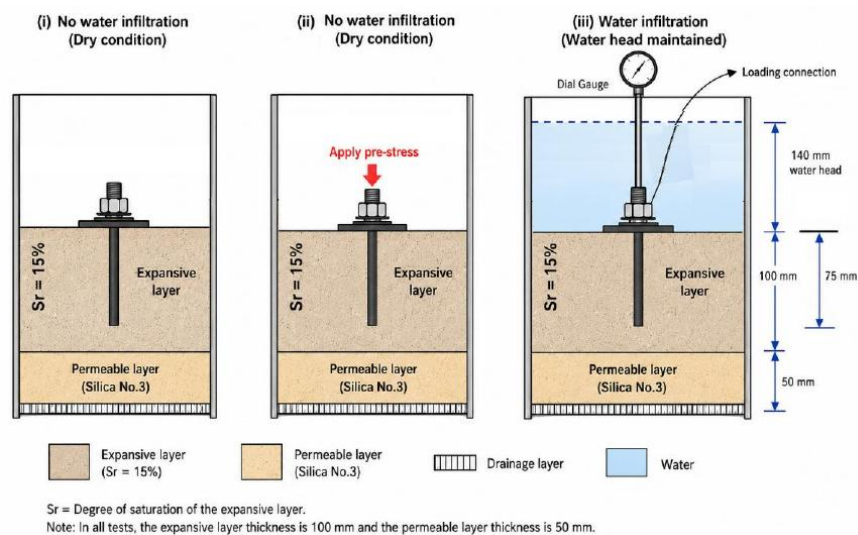
2.3 ロックボルト模型実験

2.3.1 模型地盤と給水条件

本研究では、トンネルの設置による膨潤性地盤の膨潤抑制効果を確認するため、ロックボルト模型を導入し、浸水実験を実施した。

模型実験には内径 152.4 mm、高さ 300 mm の円筒土槽を用いた。土槽内面には境界摩擦を低減する処理を施した。土槽底部には厚さ 50 mm の珪砂 3 号による排水層を設置し、その上に厚さ 100 mm の膨潤層を作製した。膨潤層は乾燥質量比でベントナイト 20%、珪砂 80%を混合し、乾燥密度 1.8 g/cm³、初期飽和度 15%となるよう 4 層に分けて締め固めた。初期飽和度を低く設定したのは、給水前にロックボルト周面で十分な摩擦抵抗を確保し、所定のプレストレスを導入するためである。

給水は模型上面から行い、水頭を地表面より 140 mm に維持した。浸透水は膨潤層を通過して下部排水層へ流れ、過剰な正の間隙水圧が底部に蓄積しない条件とした。給水後の地表面中央の隆起量をダイヤルゲージで測定し、ロックボルト頭部および深さ 35 mm 位置の軸力をロードセルとひずみゲージ等で計測した。図 2-4 に模型実験の概要と様子を示す。この装置により、給水条件と膨潤層厚を共通に保ったまま、無補強、無緊張ロックボルトおよび 2 段階のプレストレスロックボルトによる盤ぶくれ抑制効果を比較できる。



(a) プレストレス導入および上面給水を含む地盤－ロックボルト系の概念図



(b) 盤ぶくれ模型実験の実施状況

図 2-4 盤ぶくれ模型実験装置の概要

2.3.2 模型ロックボルト

模型ロックボルトは直径 6 mm、全長 100 mm とし、そのうち 75 mm を膨潤層内に定着した。ボルト頭部には直径 60 mm の円形支圧板を取り付け、膨潤層表面へ拘束力を分散させた。プレストレス条件では、支圧板とナットの間にドーナツ型ロードセルを設け、トルクレンチでナットを締め付けながら 21 N または 36 N の初期軸力を導入した。無緊張ロックボルト条件では、ナットを支圧板へ接触させるだけとし、初期軸力を与えなかった。

表 2-2 ロックボルト模型実験におけるロックボルト補強条件

実験条件	初期プレストレス	評価目的
無補強	—	膨潤地盤の自由な盤ぶくれ挙動
無緊張ロックボルト	0 N	ロックボルト設置そのものの補強効果
プレストレスロックボルト	21 N	初期拘束による追加効果
プレストレスロックボルト	36 N	より大きな初期拘束と能動支持の持続効果

膨潤性地山の構成モデル

膨潤性地山の変形は、吸水による体積増加と、周囲から拘束されたときに生じる膨潤圧の相互作用として捉える必要がある。本研究では、Grob's law を基礎とする Rock-Swelling model を用い、膨潤圧と膨潤ひずみの関係に時間依存性を導入した。各主方向 i における最終膨潤ひずみは、作用応力が小さいほど増加し、限界膨潤圧に達するとゼロとなる関係で表される。

第3章 周辺地山による影響

3.1 模型実験の概要

本研究では、最初に膨潤性地盤への水の浸潤に伴うトンネル作用荷重の時間変化を把握し、数値解析で再現すべき現象を明確にするために、図 3-1 に示す浸透模型実験を実施した。縮尺は 1/100 とし、内寸 600 mm×600 mm の模型土槽中央にトンネル模型を設置した。表 3-1 に相似則を示す。トンネル変形の影響を除き、地山側の膨潤と応力再配分に着目するため、トンネル模型は剛体として固定した。インバート直下には厚さ 20 mm の膨潤性地盤を配置し、その他の周辺地山には 6 号珪砂を用いた。膨潤性地盤は豊浦砂とベントナイトを質量比 1 : 3 で混合して作製した。

図 3-1 に、模型実験の様子を示す。模型実験では、所定密度となるよう材料を層状に締め固め、トンネル周囲に 10 個の圧力計を半径方向に配置した後、土槽底部および側部から給水した。実験は 10 日間継続し（250 時間程度）、圧力計の経時変化と吸水後の地盤状態を記録した。模型実験では、厚さ 2cm の膨潤性地盤層をインバート直下に配置し、浸水後の膨潤がトンネルに作用する荷重と周辺地盤の力学挙動に及ぼす影響について検討した。

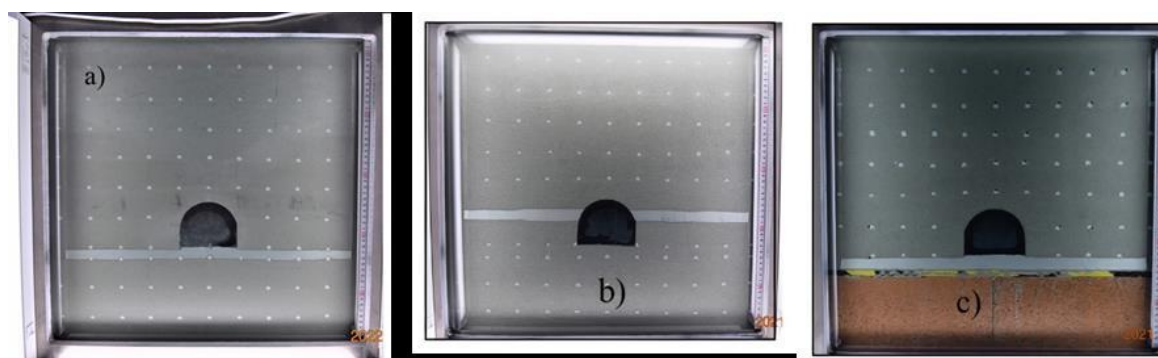


図 3-1 模型実験の様子

表 3-1 模型実験の相似比

物理量	実規模／模型
長さ	100
変位	100
弾性係数	100
応力	100
時間	100
透水係数	1
ひずみ	1
密度	1

膨潤性試料はベントナイトと豊浦砂を質量比 1:3 で混合し、一次元膨潤試験から最終膨潤ひずみ 21.9%，最終膨潤圧 161.72 kPa を得た。トンネル模型は 600 mm×600 mm の地山槽内に設置し、トンネル下方に厚さ 20 mm の膨潤性地盤を配置した。底部から浸水させ、トンネルインバート

左・中央・右の法線圧を計測した。周辺地山は Mohr-Coulomb モデル，トンネルは弾性体で表現した。

図 3-2 には，トンネル浸水膨潤模型実験と数値解析モデルを示す。底面からの浸水，厚さ 20 mm の膨潤層およびインバート下の圧力計位置を解析モデルへ対応させる。実験図と解析図の寸法・計測位置を照合して，圧力履歴の比較条件が同一であることを確認する。

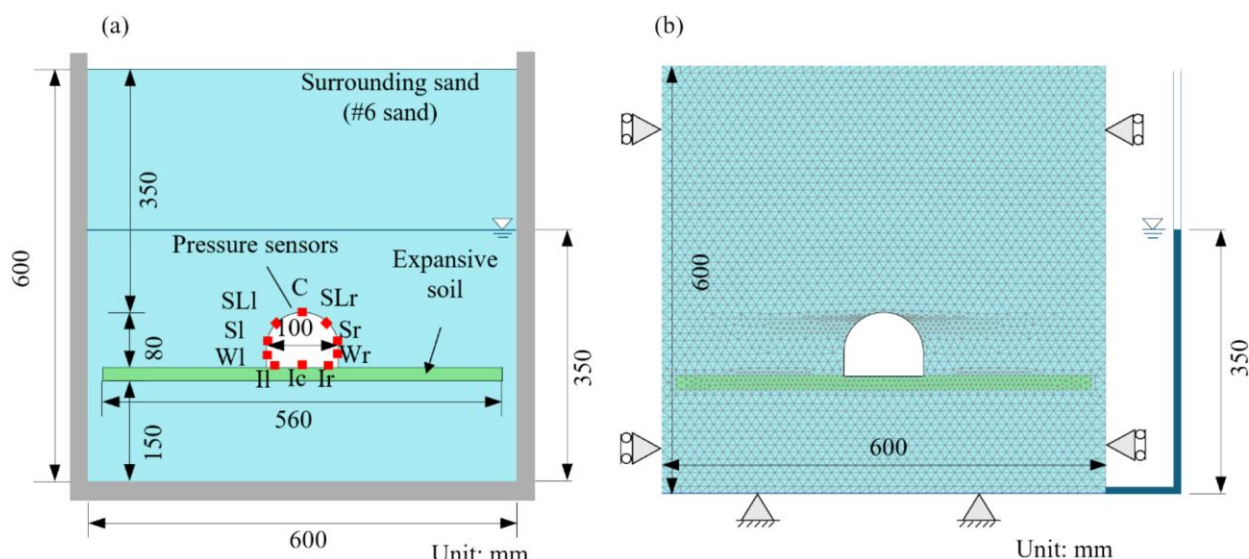


図 3-2 トンネル浸水膨潤模型実験と数値解析モデル(a)模型実験，(b)有限要素解析

3.2 Rock-Swelling モデルの妥当性

表 3-2 に，再現解析に用いた主要材料定数を示す。膨潤性地盤の強度・変形定数は室内試験から，膨潤定数は一次元膨潤試験の再現結果から設定した。周辺の 6 号珪砂は膨潤しない Mohr-Coulomb 材料とした。膨潤性地盤の透水係数は周辺砂より著しく小さいため，層内部の飽和に時間差が生じる。すなわち，膨潤性地山の内部で膨潤には時間差がある。これも，時間遅れのトンネル変状の一因である可能性がある。

表 3-2 模型実験再現解析に用いた主要材料定数

材料	項目	記号	単位	値
膨潤性地盤	物理特性	不飽和単位体積重量	γ_{unsat}	kN/m ³
		飽和単位体積重量	γ_{sat}	kN/m ³
	強度特性	弾性係数	E	kPa
		粘着力	c	kPa
		せん断抵抗角	ϕ	°
	膨潤特性	膨潤速度係数	A_0	1/day
		膨潤係数	$k_{\text{qp}}=k_{\text{qt}}$	—
		限界膨潤圧	σ_{max}	kPa
		最大膨潤ひずみ	ε_{max}	%
	透水係数		$k_x=k_y$	m/day
周辺地 (6 号珪砂)	物理特性	不飽和単位体積重量	γ_{unsat}	kN/m ³
		飽和単位体積重量	γ_{sat}	kN/m ³
	強度特性	弾性係数	E	kPa
		粘着力	c	kPa
		せん断抵抗角	ϕ	°
	透水係数		$k_x=k_y$	m/day

図 3-2(c)に、一次元膨潤試験の再現解析の結果を示す。図より、上述のパラメータにより、同膨潤性材料の膨潤特性を適切に表現できていることが分かる。

模型実験の再現解析は二次元平面ひずみ条件で実施した。初期応力と初期不飽和状態を設定した後、土槽底面および側面の給水境界を実験条件に合わせて変化させ、非定常浸透解析と変形解析を連成した。各計算ステップでは、間隙水圧と飽和度を更新し、飽和した膨潤性地盤要素に膨潤ひずみを発生させ、応力再配分後のトンネル境界法線応力を求めた。評価項目は、トンネル荷重、膨潤層上下面の変位、周辺地山の変位およびせん断ひずみ、膨潤層内の飽和度、膨潤ひずみおよび応力である。

図 3-5 に、模型実験で計測したトンネル周方向の荷重の経時変化を示す。横軸は給水開始後の経過時間、縦軸はトンネル模型に作用する法線方向圧力を示す。各曲線は周方向に配置した圧力計の計測値であり、インバート近傍の計測点ほど大きな値を示す。荷重は初期の急増、増加が鈍化する停滞期、その後の再増加という段階を示し、最終的にインバート側で約 75 kPa に達した。

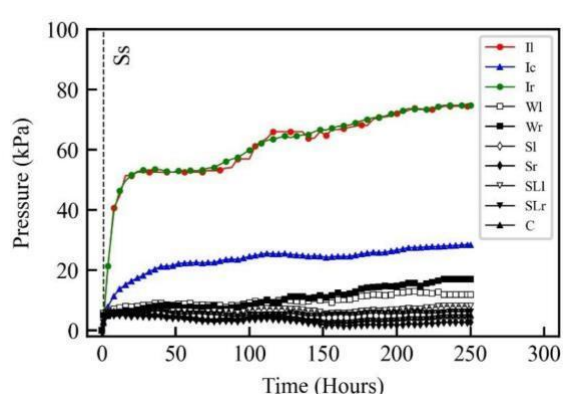


図 3-3 トンネル作用荷重の経時変化 (模型実験)

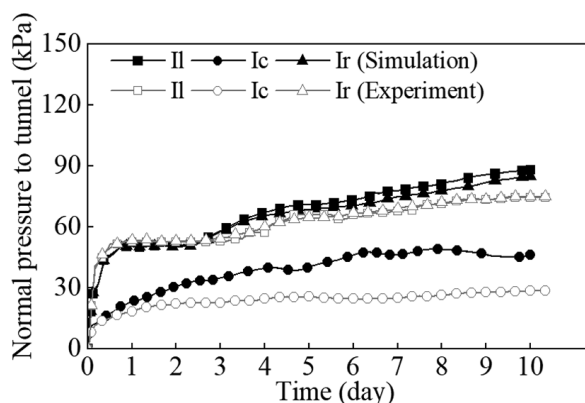


図 3-4 模型実験値と数値解析値の比較

図 3-6 に、インバート左側、中央および右側における模型実験値と数値解析値の比較を示す。横軸は給水開始後の経過時間、縦軸はトンネルに作用する法線方向圧力を示す。解析値は、各圧力計に対応するトンネル境界上の接触応力から算定した。解析は、圧力の初期増加、停滞および再増加の時期と大きさを概ね再現しており、最終圧力の周方向分布も実験と整合した。したがって、Rock-Swelling model を含む本研究の解析手法は、本研究で着目する時間依存荷重の評価に適用可能と判断できる。

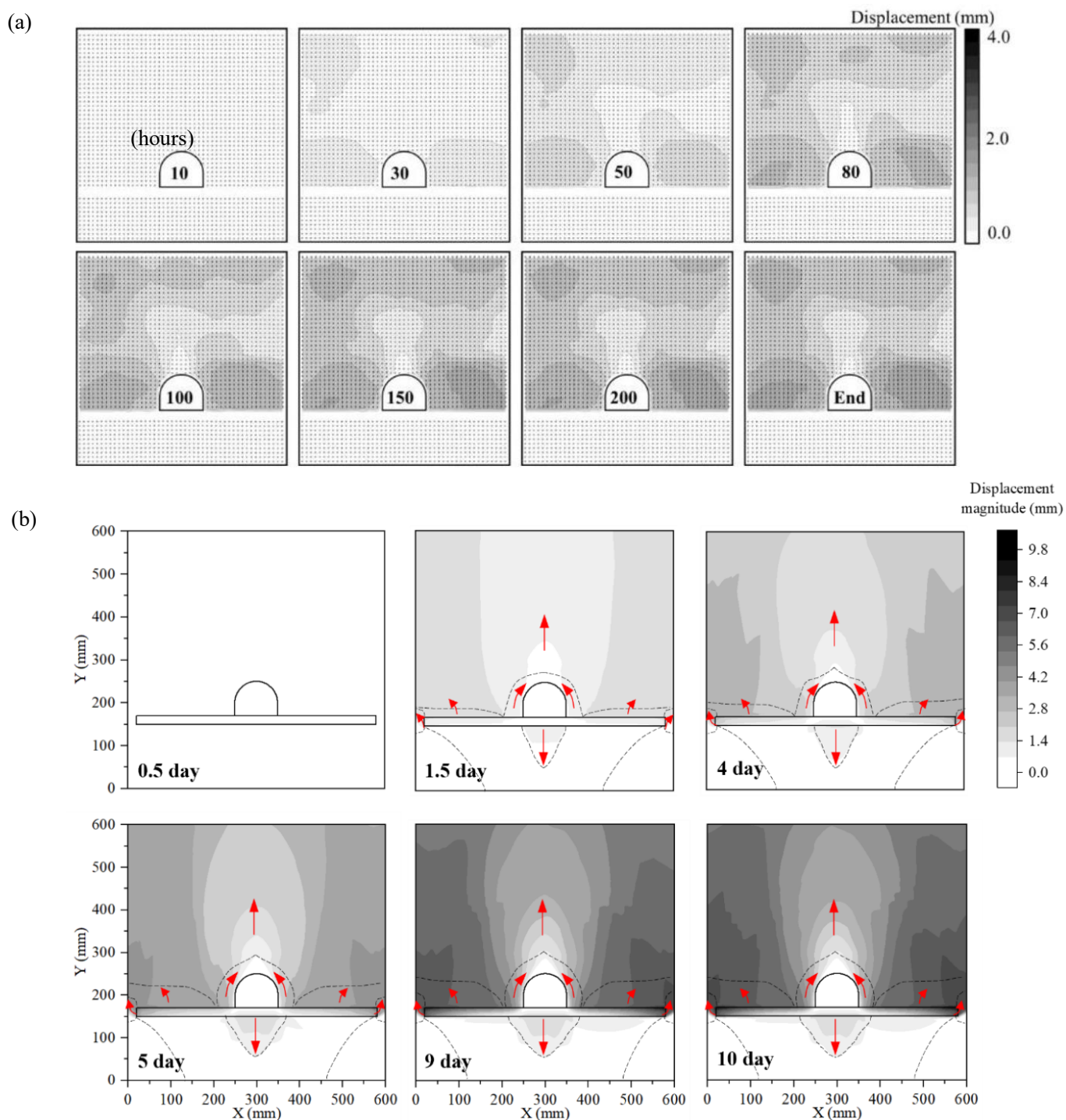


図 3-5 膨潤の進行に伴う周辺地山の変位分布 (a) 模型実験 (b) 数値解析

3.3 浸潤に伴う変位・せん断変形の発達

膨潤性地盤の膨潤により周辺地山に変位が生じると、周辺地山の拘束によってトンネルに圧力が作用し、長期安定性に影響を及ぼす。そこで、浸水膨潤過程における周辺地山の変位およびせん断変形を解析し、膨潤の影響範囲を検討した。

図 3-5 に、膨潤の進行に伴う周辺地山の変位量分布を示す。横軸は模型地盤の水平座標、縦軸は鉛直座標を示し、コンターは各節点の水平変位および鉛直変位から算定した変位量を表す。各図は、トンネル荷重の増加過程に対応する時刻の解析結果である。圧力が急増する 0.5～1.5 日では、周辺地山の変位は小さい。その後、浸水膨潤の進行に伴い、膨潤性地盤上方の地山がトンネル外周に沿って接線方向上向きに移動し、トンネル両側の変位が増加する。平衡状態における最大変位量は約 6 mm である。一方、膨潤性地盤下方の変位はインバート直下に集中し、最大変位量は約 1.3 mm である。

以上より、膨潤による周辺地山の変位は、トンネル近傍および膨潤性地盤の上下面付近で顕著となる。また、浸水膨潤の進行に伴って影響範囲は徐々に拡大し、最終的にはトンネル外周から約 0.5D の範囲まで及ぶことが確認された。ここに、D はトンネル直径を示す。

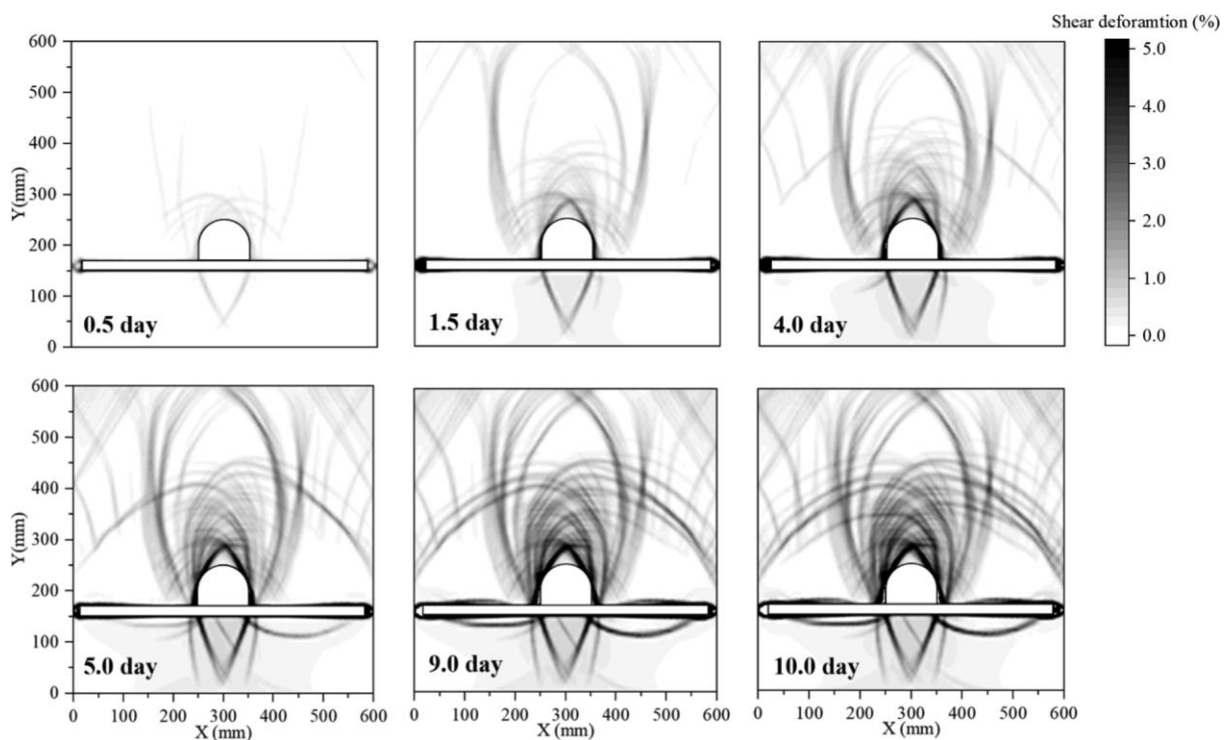


図 3-6 膨潤の進行に伴う周辺地山のせん断変形分布

図 3-6 に、浸水膨潤過程における周辺地山のせん断変形分布を示す。横軸は模型地盤の水平座標、縦軸は鉛直座標を示し、コンターは各時刻におけるせん断変形の大きさと分布範囲を表す。ここでは、トンネル荷重の増加過程に対応する各時刻の解析結果を比較した。

荷重増加期にはトンネル上方の周辺地山において、トンネル両側から上方へ向かうせん断変形が主として発生するとともに、トンネル天端付近に水平方向のせん断帯が形成される。一方、トンネル下方では、せん断変形が主としてインバート両側に集中する。

荷重の再発達へ移行する段階では、せん断変形の進展が加速し、トンネル上方から発達したせん断帯が模型地盤上端まで達する。また、トンネル両側には、水平方向に延びる二つの明瞭なせん断帯が形成される。その後も膨潤の進行に伴って周辺地山のせん断変形が増大し、トンネル上方では交差するせん断帯が密になるとともに、模型地盤の水平方向へ拡大する。最終平衡状態で

は、トンネル上方におけるせん断変形の影響範囲は、トンネルから約 2D まで達する。(D はトンネル径)

4 日目以降の平衡期では、トンネル下方における主要なせん断変形の大きさと分布範囲は概ね安定する一方、主要なせん断帯の両側に新たなせん断変形が発生する。さらに、5 日目以降には、膨潤性地盤近傍の周辺地山に新たなせん断帯が形成される。このせん断帯は、膨潤の進行に伴い、インバート両側から模型地盤の側方へ向かって徐々に進展す。

3.4 浸潤に伴うトンネルに作用する荷重の応答

膨潤性地盤の膨潤によって周辺地山に変位が生じると、その変位に対する周辺地山の拘束によりトンネルに圧力が作用し、トンネルの安定性に影響を及ぼす。そこで、浸水膨潤の進行に伴うトンネル周方向の荷重分布と、膨潤性地盤内部における飽和度、膨潤ひずみおよび応力の経時変化を検討した。図 3-7 に、浸水膨潤過程の各段階におけるトンネル周方向の法線方向圧力分布を示す。各図の横軸および縦軸は模型地盤の水平座標および鉛直座標を示し、トンネル外周に表示した値は各位置に作用する法線方向圧力を示す。各段階の圧力は、トンネル境界における接触応力から算定した。

膨潤性地盤をトンネル底部に配置した場合、荷重は主としてインバートに集中し、トンネル上半部に作用する圧力は膨潤過程を通じて小さい。インバートに作用する圧力は、浸水膨潤の進行に伴って増加する。荷重急増期におけるインバート両側の荷重は約 28 kPa であり、膨潤終了時には約 75 kPa に達する。

給水初期には、水が模型地盤の下方から上方へ、また、膨潤性地盤の両側から内部へ浸透する。模型実験における給水条件を再現するため、数値解析では膨潤性地盤の両側に小さな給水境界を設け、側方からの浸透を促進した。周辺地山として用いた珪砂の透水係数は膨潤性地盤より大きいため、水は上部の周辺砂地盤から膨潤性地盤との境界面に沿って浸透し、初期にはトンネル両側の膨潤性地盤が先行して膨潤する。従って、初期の荷重増加は、主として側方からの浸水膨潤によって生じる。

5 日目以降は、水が膨潤性地盤の中央部および深部へ徐々に浸透し、特にインバート直下の領域で飽和が進行する。この領域は初期段階では比較的乾燥しているため、周辺部より遅れて膨潤する。内部領域が飽和して膨潤を開始すると、インバート直下の膨潤圧が再び増加する。以上より、トンネル荷重の再発達は、膨潤性地盤内部への浸透の遅れと、それに伴う後続膨潤によって生じることが確認された。

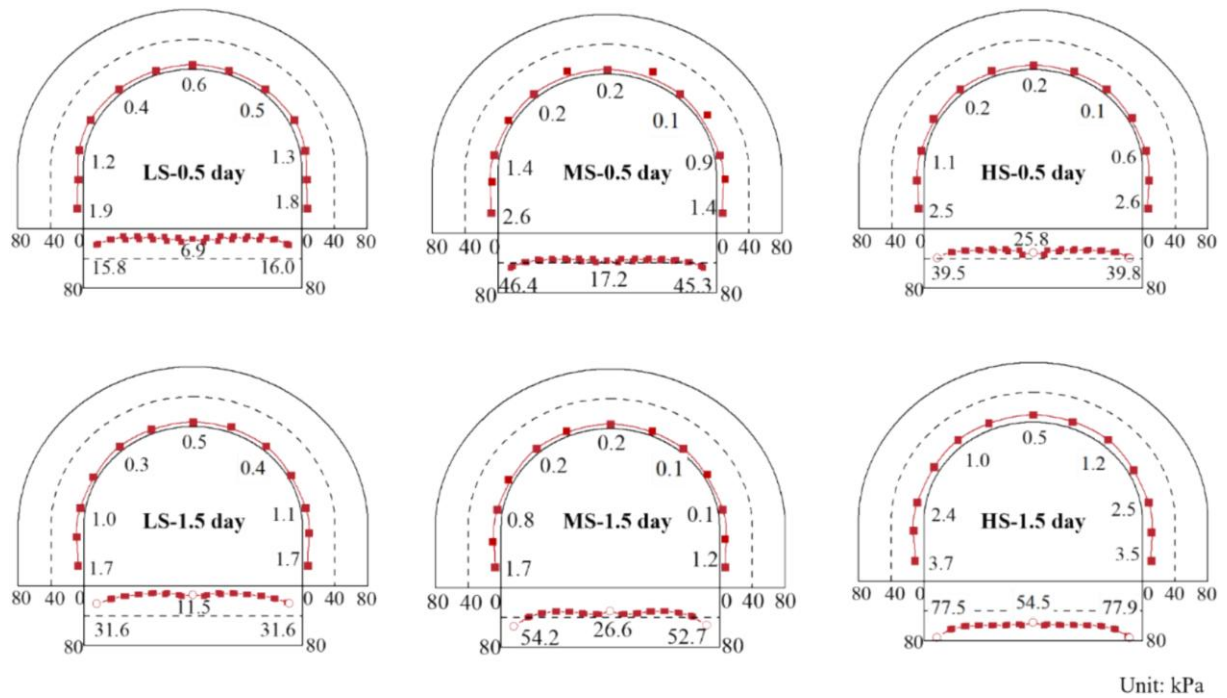


図 3-7 周辺地山剛性がインバート周辺荷重に及ぼす影響

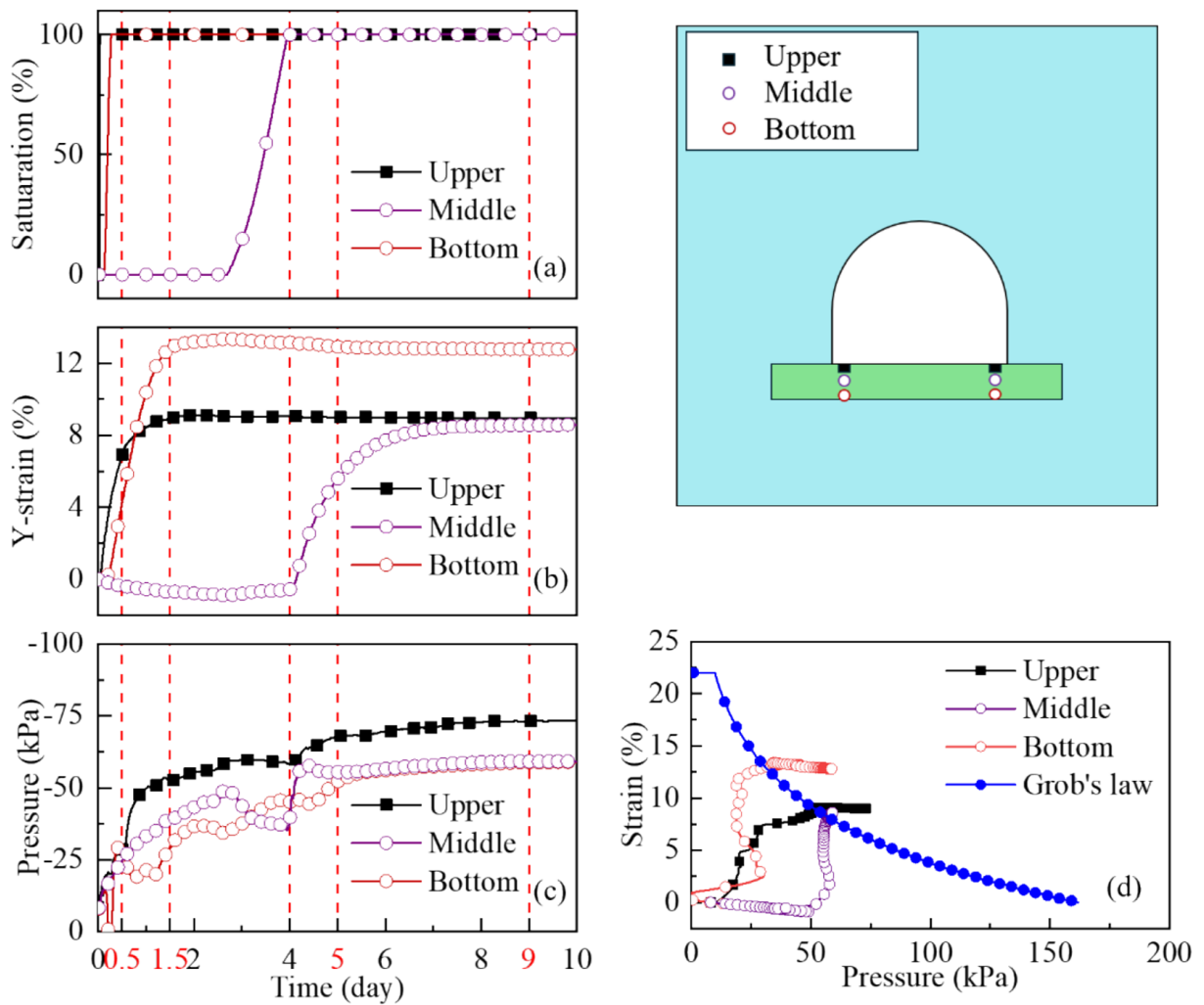


図 3-8 膨潤層内部の飽和・膨潤・応力発達過程

3.5 Grob's lawに基づく時間遅れ変状メカニズムの考察

図 3-8 には、膨潤性地盤内の上部、中部および下部に設定した代表点における飽和度、鉛直ひずみ、圧力および応力-ひずみ関係を示す。図 3-8 (a) の横軸は給水開始後の経過時間、縦軸は飽和度を示す。図 3-8 (b) の横軸は経過時間、縦軸は鉛直ひずみを示す。図 3-8 (c) の横軸は経過時間、縦軸は膨潤性地盤内の圧力を示す。図 3-8 (d) の横軸は鉛直膨潤ひずみ、縦軸は鉛直応力を示し、解析で得られた応力-ひずみ経路と Grob's law を比較している。

図 3-8 (a) に示すように、膨潤性地盤には周囲から水が浸透するため、上面および下面の代表点は内部の代表点より早く飽和する。また、周辺砂地盤の透水係数が膨潤性地盤より大きいいため、上面側からの水の浸透が進みやすく、上面の代表点は下面の代表点より早く飽和する。本解析で用いた膨潤岩モデルでは、代表点の飽和度が 100% に達した時点から膨潤が開始する。

図 3-8 (b) に示すように、膨潤性地盤の上面および下面では、内部の代表点より早く膨潤変形が生じる。上面および下面の代表点では、約 1.5 日で膨潤変形が最大となった後、周囲の膨潤性地盤から圧力を受けることにより、わずかな圧縮変形が生じる。一方、内部の代表点では、初期には膨潤が生じず、周囲の先行膨潤による側方圧力を受けて圧縮変形が生じる。その後、3 日目までに除荷されて初期状態付近まで回復し、4 日目頃に飽和して膨潤を開始する。膨潤変形は約 9 日で収束し、最終平衡状態に達する。

図 3-8 (c) に示すように、膨潤圧は初期に膨潤性地盤の上面および下面で発生する。荷重停滞期には、これらの位置における膨潤変形がほぼ最終値に達するため、圧力の増加も一旦停滞する。一方、内部の代表点では、初期 3 日間に上面および下面の膨潤による拘束を受けて圧力が増加する。4 日目頃に内部が飽和して膨潤を開始すると、上面および下面の圧力が再び増加し、最終的に平衡状態へ移行する。

図 3-8 (d) に示すように、最終的な膨潤圧は、下面の代表点で約 25 kPa、上面および中部の代表点で約 50 kPa となる。荷重停滞期における各代表点の状態は Grob's law 上に位置しており、この段階で先行膨潤した領域が周辺地山との間で一時的な平衡状態に達していることが分かる。その後、内部の代表点が膨潤を開始すると、応力-ひずみ状態が再び変化し、上面および下面に作用する圧力が再増加する。

以上より、膨潤性地盤内部への浸透の遅れにより、各位置で膨潤の開始時刻が異なることが明らかとなった。特に、内部の後続膨潤によって、上下面およびインバートに作用する圧力が停滞期を経て再発達する。この荷重再発達は、トンネル供用後の長期安定性に影響を及ぼす重要な要因である。

3.6 周辺地山剛性による影響

膨潤性地盤の浸水膨潤がトンネルの長期安定性に及ぼす影響は、周辺地山の剛性によって異なる。本検討では、低剛性および高剛性の周辺地山が、膨潤性地盤の膨潤過程、周辺地山の変位ならびにトンネル荷重に及ぼす影響を解析し、周辺地山剛性とトンネル安定性の関係を評価した。

前章の模型実験再現解析では、周辺地山の弾性係数を 3710 kPa に設定した。本章では、周辺地山剛性の違いがトンネルの長期安定性に及ぼす影響を明らかにするため、弾性係数を 1000 kPa とした低剛性条件 (Low Stiffness, 以下, LS) および 10000 kPa とした高剛性条件 (High Stiffness, 以下, HS) を設定した。また、周辺地山剛性とトンネル応答の関係を詳細に把握するとともに、高剛性条件における対策工の適用可能性を検討するため、弾性係数を 2000 kPa, 3000 kPa, 5000

kPa および 7000 kPa とした 4 ケースを追加した。すべてのケースにおいて、膨潤性地盤の位置、層厚、膨潤特性、浸透条件およびトンネル境界条件は同一とし、周辺地山の弾性係数のみを変化させた。

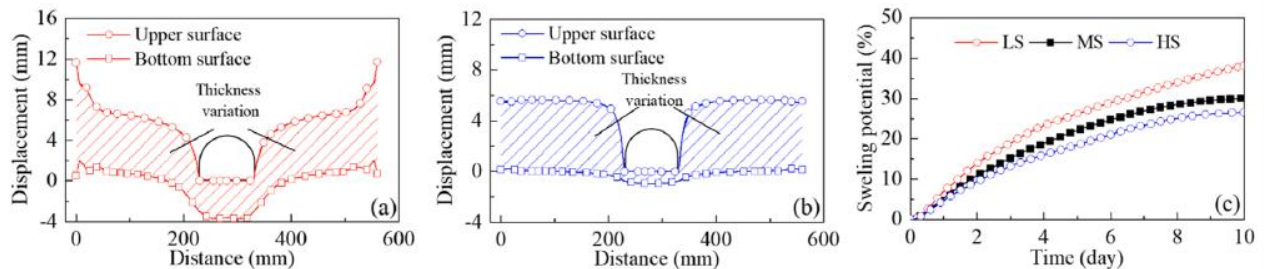


図 3-9 周辺地山剛性が異なる場合の浸水過程における膨潤性地盤の変位および層厚変化
(a) 低剛性条件 (LS) (b) 高剛性条件 (HS) (c) 膨潤ポテンシャルの比較

(1) 周辺地山剛性が膨潤性地盤の膨潤過程に及ぼす影響

図 3-9 に、周辺地山剛性が異なる場合の膨潤性地盤上面および下面の鉛直変位、層厚変化ならびに膨潤ポテンシャルの経時変化を示す。図 3-9 (a) および (b) の横軸は模型地盤の水平方向距離、縦軸は膨潤性地盤上面および下面の鉛直変位を示す。上面と下面の変位差は、膨潤性地盤の層厚変化に相当する。図 3-9 (c) の横軸は給水開始後の経過時間、縦軸は膨潤ポテンシャルを示す。LS, MS および HS は、それぞれ低剛性、中剛性および高剛性の周辺地山条件を示し、MS の弾性係数は模型実験再現解析と同じ 3710 kPa である。

周辺地山剛性が異なる場合でも、膨潤性地盤に生じる変位の分布範囲および発生位置は概ね同様である。いずれの条件においても、膨潤性地盤の変形は主として模型両側に集中し、トンネル底部においても比較的大きな変位が生じる。一方、変位量は周辺地山剛性によって大きく異なり、周辺地山剛性が低いほど、膨潤性地盤の両側および中央部に大きな変位が生じる。

周辺地山の弾性係数が 1000 kPa の場合、膨潤性地盤両側の最大変位量は約 12 mm であり、トンネル中央直下の変位量は約 4 mm である。これに対し、弾性係数が 10000 kPa の場合、両側の最大変位量は約 5.5 mm まで減少し、中央部の変位量は 1 mm 未満となる。したがって、周辺地山剛性の増加により、膨潤性地盤の変位が顕著に抑制される。

周辺地山剛性は、膨潤性地盤の水平方向の変位分布にも影響を及ぼす。低剛性条件では、トンネル中央部から水平方向に離れるほど変位量が増加する。これは、周辺地山による拘束が小さく、膨潤性地盤の両側で比較的大きな膨潤変形が許容されるためである。一方、高剛性条件では、トンネルからの水平距離による変位量の差が小さく、変位は比較的一様に分布する。

周辺地山剛性が低い場合、膨潤性地盤に対する拘束が小さいため、より大きな膨潤変形が生じる。これに対し、周辺地山剛性が増加すると、膨潤に対する拘束および抵抗が増大し、膨潤変形が抑制される。周辺地山の弾性係数が 10000 kPa の場合、最終的な膨潤ポテンシャルは約 25% であり、弾性係数が 3710 kPa の場合と比較して約 5% 小さい。

以上より、周辺地山剛性は、膨潤性地盤の変位量、水平方向の変位分布および最終的な膨潤ポテンシャルに影響を及ぼすことが確認された。周辺地山剛性が高いほど膨潤変形は抑制されるが、この拘束によって膨潤性地盤内に発生する応力が増大する可能性がある。そのため、ここでは、

周辺地山の変位およびせん断変形に着目し、周辺地山剛性が地山の安定性に及ぼす影響を検討する。

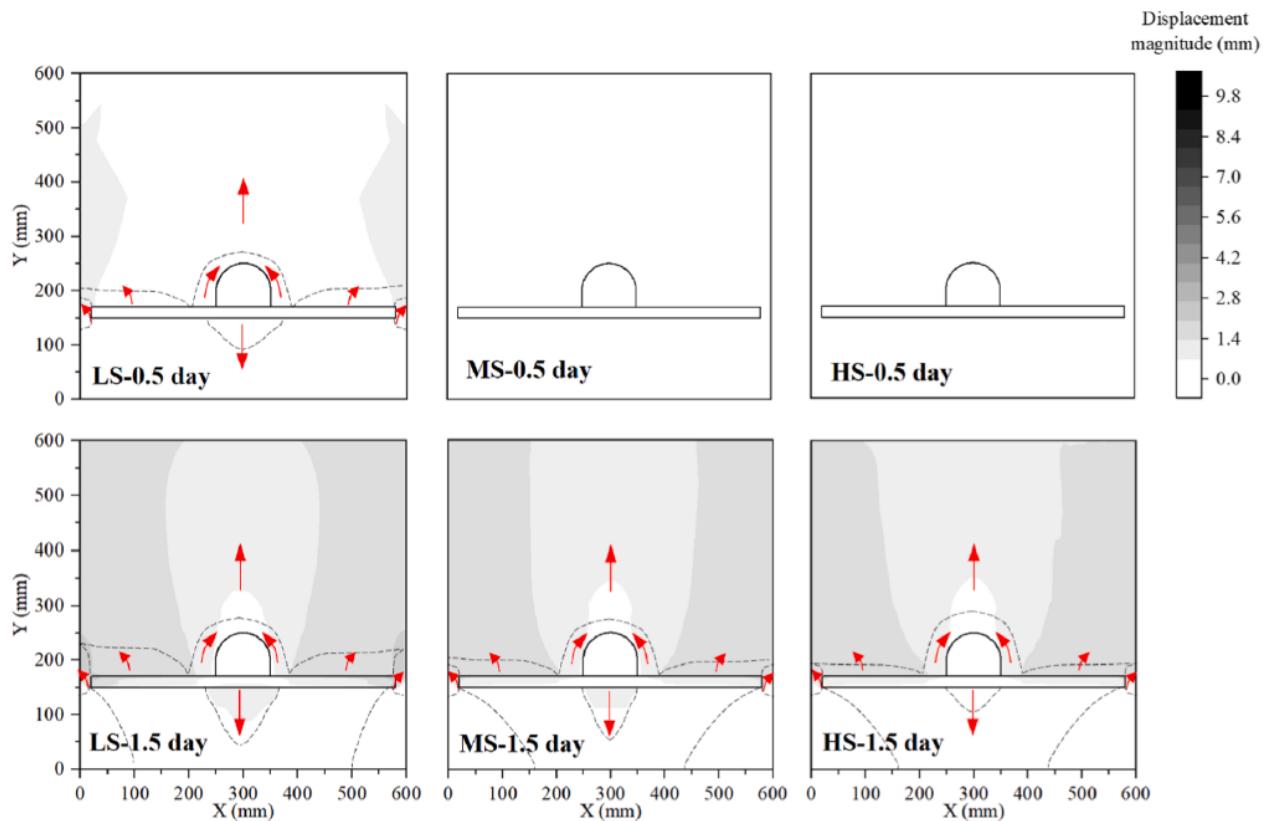


図 3-10 周辺地山剛性が異なる場合の荷重停滞期前後における周辺地山の変位量分布

(2) 周辺地山の安定性に及ぼす影響

図 3-10 に、周辺地山剛性が異なる場合について、膨潤圧の急増期から荷重停滞期に至る前後の周辺地山の変位分布を示す。横軸は模型地盤の水平座標、縦軸は鉛直座標を示し、コンターは各節点の水平変位および鉛直変位から算定した変位量を表す。各図を時系列に比較することにより、浸水膨潤に伴う周辺地山の移動方向、変位量および影響範囲を評価した。

周辺地山の弾性係数が 1000 kPa の場合、給水開始後約 0.5 日から顕著な地山変位が認められる。トンネル両側の地山は、トンネル外周の接線方向に沿って、トンネル中央上方へ向かって移動する。膨潤性地盤は水平方向および鉛直方向の両方向に膨潤するため、トンネル上方の周辺地山には水平変位および鉛直変位が同時に生じる。一方、トンネル底部の周辺地山には下向きの変位が生じる。

膨潤性地盤の膨潤に対する周辺地山変位の感度は、周辺地山剛性によって異なる。低剛性条件では、膨潤開始に伴って周辺地山の初期平衡状態が崩れる。0.5 日では、トンネル上方の地山に約 0.7 mm の小さな局所変形が生じるとともに、トンネル両側の地山が中央部へ向かって顕著に移動する。1.5 日までに周辺地山の変位範囲はさらに拡大し、最大変位量は約 2.0 mm に達する。

一方、高剛性条件では、膨潤に対する周辺地山変位の感度が低い。地山変位は主としてトンネル外周に沿う方向に生じ、最大変位量は 0.7 mm 未満である。また、トンネル下方の周辺地山の移動は小さく、1.5 日ではほとんど変位が生じず、3 日目においても変位量は約 1.3 mm である。

以上のように、周辺地山の変位量は地山剛性の影響を顕著に受ける。周辺地山の弾性係数が 1000 kPa の場合、トンネル底部周辺には約 1.5 日から比較的大きな変位が生じる。一方、弾性係数が 10000 kPa の場合、同時刻におけるトンネル底部周辺の地山変位はほとんど生じない。これは、周辺地山剛性の増加によって膨潤変形に対する抵抗が増大し、膨潤変形の発達が抑制されるためである。

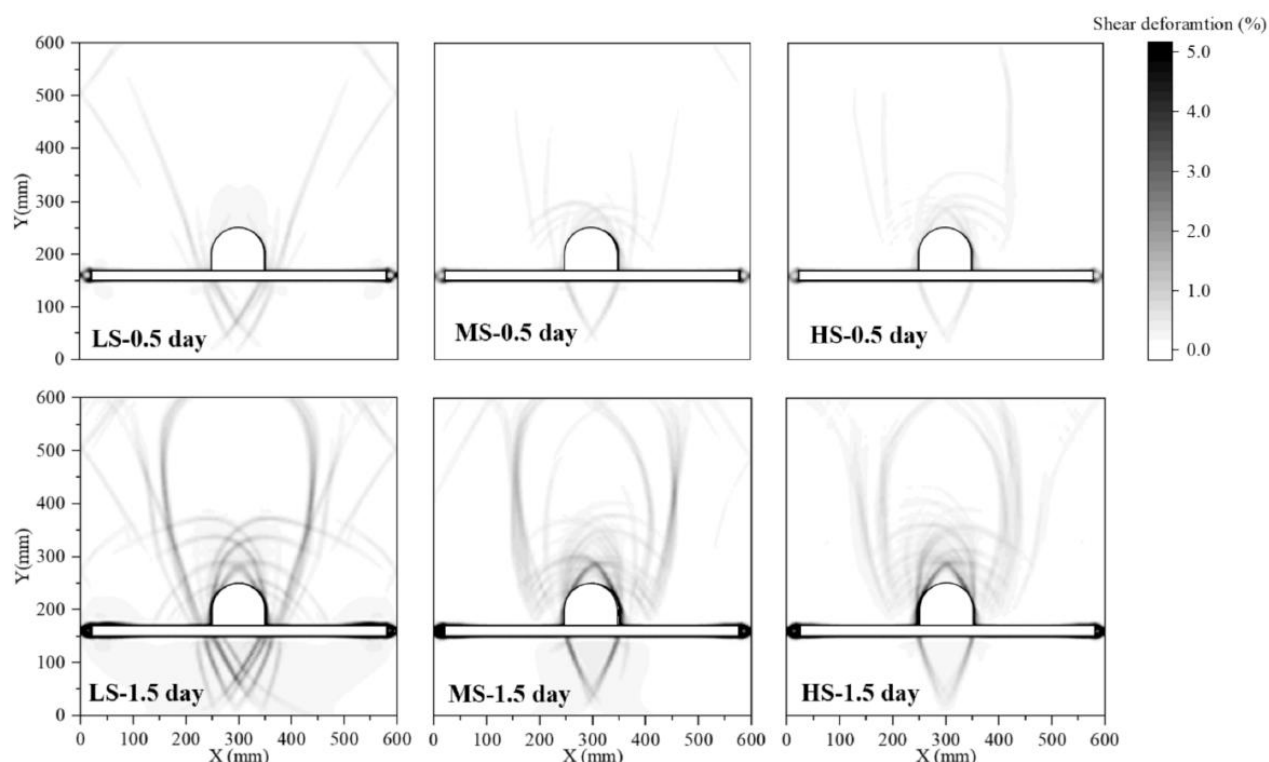


図 3-11 周辺地山剛性が異なる場合の荷重停滞期前後における周辺地山のせん断変形分布

図 3-11 に、周辺地山剛性が異なる場合について、荷重停滞期の前後における周辺地山のせん断変形分布を示す。横軸は模型地盤の水平座標、縦軸は鉛直座標を示し、コンターはせん断変形の大きさと分布範囲を表す。各図を比較することにより、周辺地山剛性がせん断帯の発生位置、進展方向および最大せん断変形に及ぼす影響を評価した。

低剛性条件では、膨潤圧が急激に増加する初期段階において、トンネル上方および下方の周辺地山に顕著なせん断変形が生じる。トンネル上方では、せん断変形がトンネル外周に沿って上方へ進展し、トンネル直上に比較的大きなせん断変形が発生する。その最大値は約 3% である。また、トンネル下方では、せん断変形が主としてインバート両側に集中し、両側からトンネル直下へ向かって進展する。

周辺地山剛性の増加に伴って初期のせん断変形は減少するが、その分布形状は低剛性条件と概ね同様である。したがって、周辺地山剛性の増加は、周辺地山の安定性向上に寄与する。浸水膨潤の進行に伴い、せん断変形は主として二つの鉛直方向のせん断帯に集中し、時間の経過とともに増大する。

高剛性条件では、膨潤性地盤の初期膨潤によってトンネル直下に鉛直方向のせん断変形が生じる。一方、トンネル上方の地山には、トンネル肩部に沿った滑動性のせん断変形が発生する。そ

の後、時間の経過に伴ってトンネル直下のせん断変形が徐々に増加するとともに、トンネル上方の地山において上向きに進展するせん断変形が形成される。

(c) 周辺地山剛性がトンネル応答に及ぼす影響

周辺地山剛性が異なる条件における浸水膨潤がトンネルの長期安定性に及ぼす影響を把握するため、トンネル周方向の法線方向圧力を解析した。

図 3-12 には、周辺地山剛性が異なる場合について、荷重停滞期の前後におけるトンネル周方向の法線方向圧力分布を示す。各図の横軸および縦軸はトンネル断面の水平・鉛直座標を示し、トンネル外周に示した数値は各位置に作用する法線方向圧力を示す。LS、MS および HS は、それぞれ低剛性、中剛性および高剛性の周辺地山条件を表す。

いずれの剛性条件においても、膨潤性地盤をトンネル下方に配置しているため、荷重は主としてインバートに集中する。トンネル上半部に作用する圧力は小さく、時間の経過に伴う変化も限定的である。これは、解析モデル上面を固定していることに加え、トンネル肩部に沿った周辺地山の移動によって応力が緩和されるためである。

一方、インバートに作用する圧力は時間の経過に伴って増加し、その増加量は周辺地山剛性が高いほど大きい。1.5 日におけるインバート両側の荷重は、周辺地山の弾性係数が 1000 kPa の場合には約 31.6 kPa であるのに対し、10000 kPa の場合には約 78 kPa となる。高剛性条件における荷重は、低剛性条件の約 2.5 倍である。いずれの剛性条件でも荷重は主としてインバートに集中することから、周辺地山剛性がトンネルに及ぼす影響の評価に、インバート底部の荷重を用いた。

図 3-13 には、周辺地山剛性が異なる場合について、インバート直下の膨潤性地盤内に設定した代表点の鉛直変形および圧力の経時変化を示す。また、各代表点の応力-ひずみ経路と、Grob's law から求めた最終膨潤曲線を比較して示す。変形および圧力の経時変化図では、横軸は給水開始後の経過時間、縦軸はそれぞれ鉛直ひずみおよび圧力を示す。応力-ひずみ図では、横軸は鉛直膨潤ひずみ、縦軸は鉛直応力を示す。

低剛性条件では、周辺地山による拘束が小さいため、膨潤性地盤に比較的大きな変形が生じる。膨潤の進行に伴ってひずみが増加し、周辺地山の抵抗と膨潤力は 2 日目頃に一旦平衡状態に達する。その後、他の領域で膨潤が開始すると、周辺地山にも膨潤に伴う変位が生じ、代表点に作用する拘束力が増加するため、代表点の変形がさらに増加する。4 日目以降も変形は増加し、最終的な膨潤ひずみは約 15% に達する。一方、高剛性条件では、膨潤性地盤の変形が周辺地山によって強く拘束されるため、最終膨潤ひずみは早期に約 5% へ達する。その後、他の領域の膨潤に伴う圧縮力が作用するものの、代表点に生じる追加変形は小さい。

図 3-14 に、周辺地山剛性がトンネル荷重および膨潤性地盤の変形量に及ぼす影響を示す。Grob's law と同様に、外部から作用する拘束荷重が大きいほど膨潤性地盤の変形量が小さくなることを示している。ただし、低剛性条件では膨潤変形が大きい一方、膨潤によって発生する応力は比較的小さく、トンネルに作用する圧力も小さい。これに対し、高剛性条件では、周辺地山による拘束によって膨潤性地盤の変形が抑制され、周辺地山の安定性は向上するものの、大きな膨潤応力がトンネルへ伝達される。特に、インバートに作用する圧力が増加するため、トンネル構造に対する負担が大きくなる。

以上より、低剛性地山では地山変形が大きいものの、トンネル荷重は比較的小さい。これに対し、高剛性地山では地山変形が抑制される一方、トンネル荷重が増大する。また、本解析の範囲

では、周辺地山剛性の増加に伴い、トンネル荷重および地山変形は周辺地山剛性に対して概ね線形的に変化する傾向を示す。

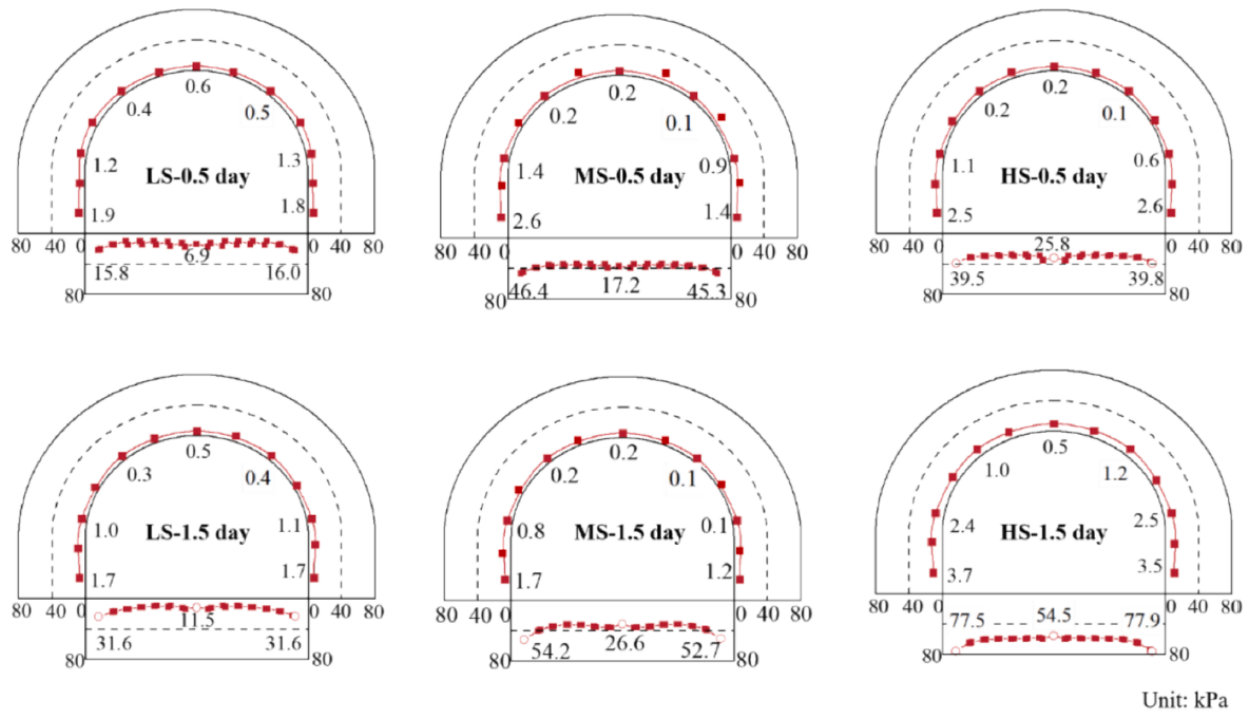


図 3-12 周辺地山剛性が異なる場合のインバート周辺における法線方向圧力分布

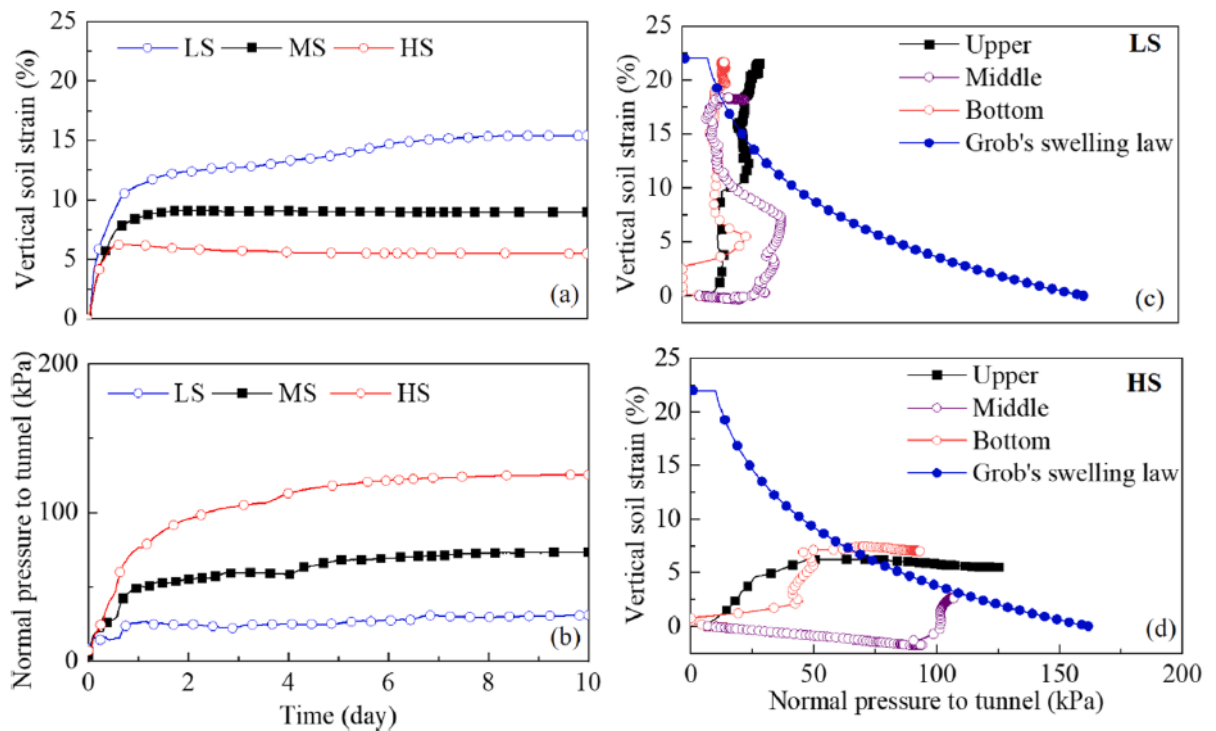


図 3-13 周辺地山剛性が異なる場合の膨潤性地盤の変形および圧力の経時変化 (a)各代表点における鉛直変形, (b)各代表点における圧力, (c)低剛性条件における応力－ひずみ関係, (d)高剛性条件における応力－ひずみ関係

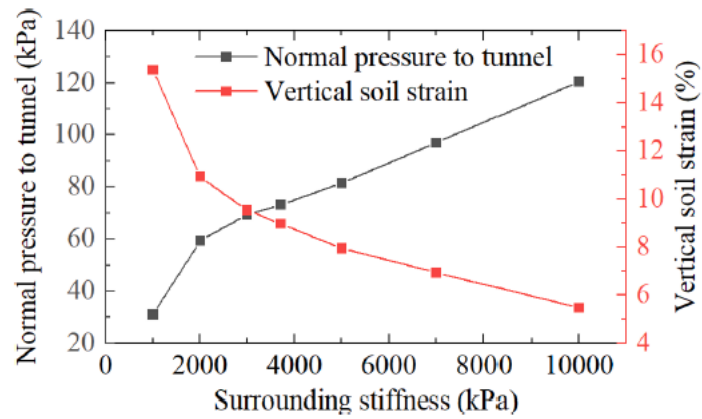


図 3-14 周辺地山剛性とトンネル荷重および膨潤性地盤の変形量との関係

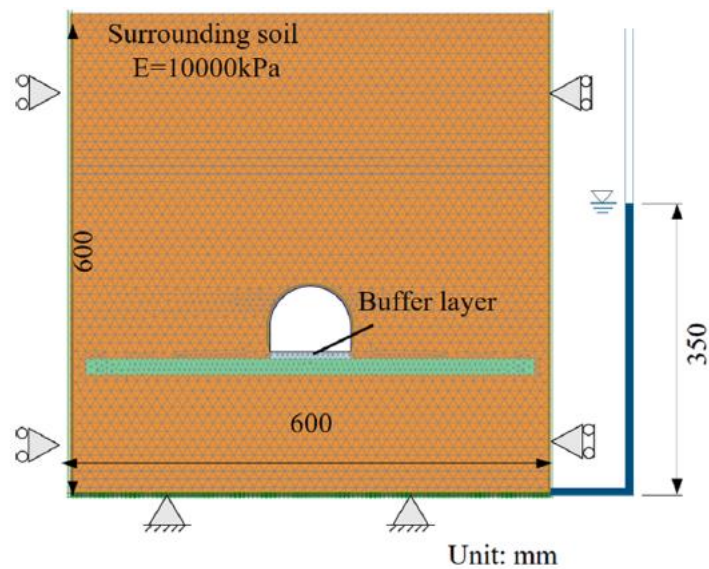


図 3-15 トンネル直下に緩衝層を設置した解析モデル

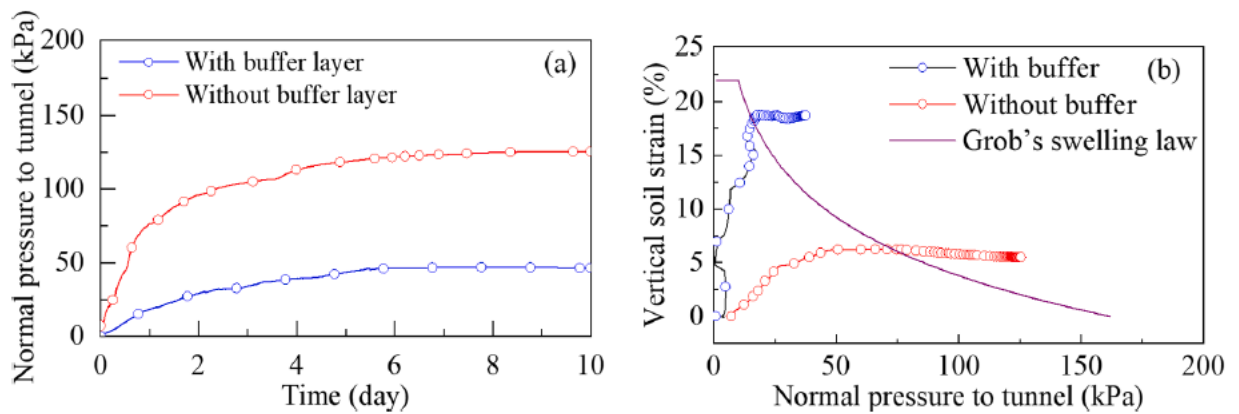


図 3-16 緩衝層の有無によるトンネル荷重および膨潤性地盤の鉛直ひずみの比較 (a)トンネル荷重の経時変化, (b)膨潤性地盤の鉛直ひずみの経時変化

3.7 緩衝層によるトンネル荷重の低減

上述の結果より、周辺地山剛性の大きさにかわらず、膨潤性地盤の膨潤変形は、初期急増期、一時的な停滞期および再増加期の三段階で進行することが分かる。周辺地山剛性が増加すると、膨潤性地盤の変形がより強く拘束され、その反力としてトンネル構造へ伝達される応力が増加する。その結果、トンネル荷重は、特にインバート部において増大する。同時に、周辺地山による拘束の増加は、膨潤性地盤の膨潤変形量および膨潤性地盤自体が発揮する膨潤圧を抑制する。

周辺地山剛性の増加は周辺地山全体の安定性を向上させる一方、インバート部における膨潤に起因する応力集中を増大させ、トンネル構造に損傷が生じる危険性を高める。この影響を低減するため、図 3-15 に示すように、インバート直下に緩衝層を設置した。緩衝層は、厚さ 2 cm、弾性係数 100 kPa の低剛性弾性材料としてモデル化した。これにより、比較的大きな変形を許容するとともに、膨潤に伴う変形エネルギーの一部を吸収できるようにした。

緩衝層を設置しない場合、最大荷重は約 77.9 kPa であり、インバート端部に集中している。これに対し、緩衝層を設置した場合、最大荷重は約 35.6 kPa まで大幅に低減し、インバート底部に比較的一様に分布する。緩衝層はトンネル荷重を低減するだけでなく、膨潤性地盤の変形を解放する効果を有する。

図 3-16(a)に示すように、同一位置におけるトンネル荷重は、緩衝層の設置によって約 70%低減する。また、図 3-16(b)に示すように、膨潤性地盤の変形量は約 67%低減する。したがって、緩衝層は膨潤変形の一部を吸収するとともに、内部への遅延浸透によって生じる後続膨潤の影響を緩和し、トンネル構造に生じる損傷を抑制する効果を有する。

以上より、低剛性の周辺地山では、膨潤性地盤の変形に対する抵抗が小さいため、周辺地山に比較的大きな変位が生じる。一方、膨潤に起因する応力は比較的小さく、トンネルに作用する圧力も小さい。これに対し、高剛性の周辺地山では、膨潤性地盤の変形が強く拘束されるため、地山変形が抑制され、周辺地山の安定性が向上する。しかし、この拘束によって大きな膨潤応力がトンネルへ伝達され、特にインバート部の構造負担が増大する。

このように、低剛性地山では地山変形が大きいもののトンネル荷重は小さく、高剛性地山では地山変形が小さいもののトンネル荷重は大きい。また、本解析の範囲では、周辺地山剛性の増加に伴い、トンネル荷重および地山変形は周辺地山剛性に対して概ね線形的に変化する傾向を示す。さらに、緩衝層を導入することにより、膨潤変形の一部を吸収し、後続膨潤の影響を緩和できる。このため、緩衝層はトンネル荷重および構造損傷の可能性を低減する有効な対策である。

3.8 まとめ

本節では、膨潤性地盤への浸水に伴うトンネル荷重の発達過程を把握するため、縮尺 1/100 の模型実験対する有限要素解析を実施した。数値解析には、Grob's law に時間依存性を導入した膨潤岩モデル（Rock-Swelling モデル）を用いた。一次元膨潤試験から膨潤に関する材料定数を設定し、模型実験と同一の地盤構成、境界条件および給水条件を再現した。その結果、トンネル荷重の大きさ、周方向分布および経時変化が模型実験結果と概ね一致し、本解析手法の妥当性が確認された。

トンネル荷重は、膨潤性地盤への水の浸透に伴い、初期急増期、停滞期および再発達期の三段階で変化する。特に、膨潤性地盤内部への浸透の遅れによって生じる後続膨潤が、荷重の再発達およびトンネルの長期変状を引き起こす主要因であることが明らかとなった。

また、周辺地山剛性が高いほど地山変形は抑制される一方、トンネルへ伝達される膨潤圧は増大する。これに対し、緩衝層は膨潤変形を一定程度許容することで、インバートに作用する圧力を低減できる。以上より、トンネルの長期安定性を評価する際には、膨潤量だけでなく、浸透過程、周辺地山剛性および構造による拘束条件を総合的に考慮する必要がある。

第4章 膨潤性地山の膨潤特性がトンネル荷重に及ぼす影響

4.1 はじめに

膨潤性地山の挙動は、最大膨潤圧と最大膨潤ひずみという二つの特性によって表される。両者は関連するが、一対一の関係ではない。大きな膨潤ひずみを有しても発生圧力が比較的小さい地山がある一方、変形量が小さくても高い膨潤圧を発生する地山もある。前者では大変形が問題となり、後者では小さな変形の段階から覆工へ大きな応力が作用する可能性がある。

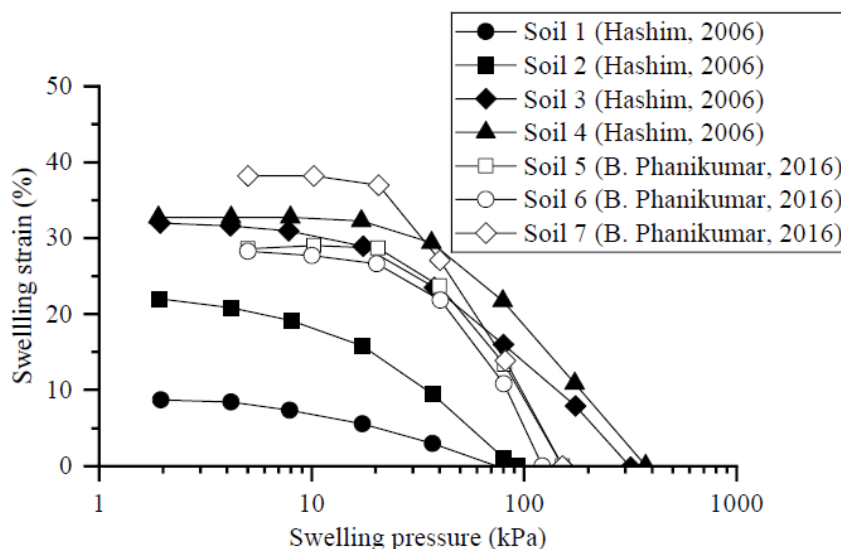


図 4-1 膨潤圧と最大膨潤ひずみに関する既往試験結果

図 4-1 は、既往研究で得られた膨潤圧と最大膨潤ひずみの関係を示す。両者には概して負の相関があるものの、土質ごとのばらつきが大きく相互に結び付いていることから、トンネル応答に対する各因子の影響を明確にするには膨潤圧と最大膨潤ひずみを分離して検討する必要があることが分かる。そこで本章では、Grob's law を用い、最大膨潤圧と最大膨潤ひずみを独立に変化させた。

4.2 解析条件

まず、最大膨潤圧を 161.72 kPa で一定とし、最大膨潤ひずみを 1.5, 9.4, 21.9 および 33.8% に設定した。各ケースの膨潤係数を調整し、応力-ひずみ曲線が同じ終局圧力へ収束するようにした。最大膨潤ひずみが小さい材料は、少ない変形で終局圧力へ達する急勾配の曲線を示す。最大膨潤ひずみが大きい材料は、より長い変形過程を経て圧力を蓄積する。図 4-2 は、最大膨潤圧を 161.72 kPa で一定とし、最大膨潤ひずみを変化させた Grob's law の応力-ひずみ曲線を示す。最大膨潤ひずみが小さい条件ほど、少ない変形で終端圧力に達し、大きい条件ほど圧力が緩やかに蓄積することから、同じ最大膨潤圧でも応力伝達の経路が異なることが分かる。

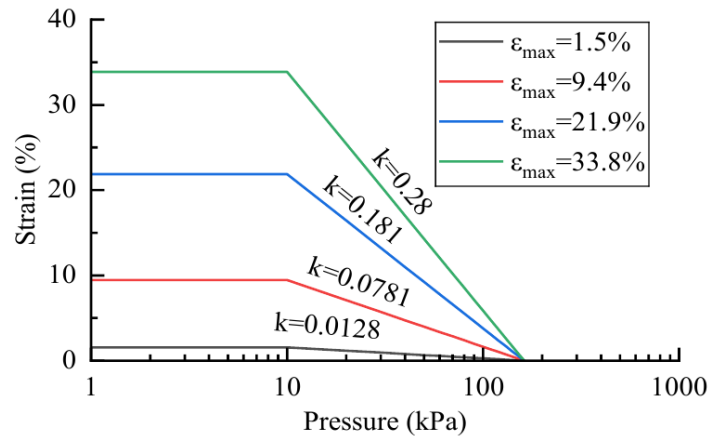


図 4-2 最大膨潤圧 161.72 kPa 一定条件の膨潤応力-ひずみ曲線

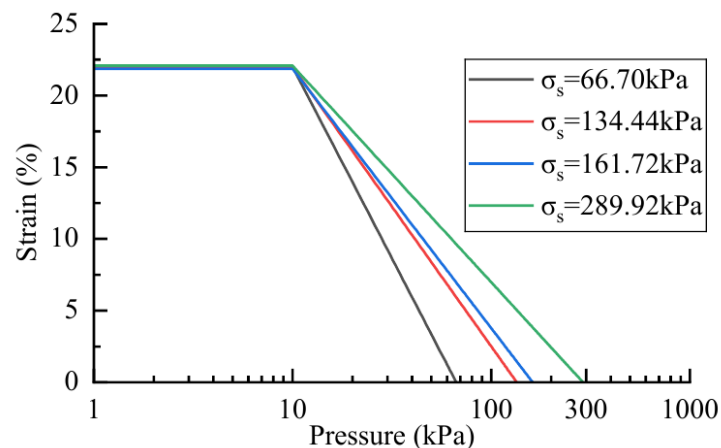


図 4-3 最大膨潤ひずみ 21.9%一定条件の膨潤応力-ひずみ曲線

次は、最大膨潤ひずみを 21.9%で一定とし、最大膨潤圧を 66.7、134.44、161.72 および 289.92 kPa に設定した。すべての曲線は同一の最大ひずみに到達するが、最大膨潤圧の増加に伴って曲線の勾配が大きくなる。これにより、膨潤力の強さと膨潤変形能力の影響を区別した。図 4-3 は、最大膨潤ひずみを 21.9%で一定とし、最大膨潤圧を変化させた応力-ひずみ曲線を示す。すべての条件が同じ終端ひずみに達する一方、最大膨潤圧が高いほど曲線勾配と同一変形時の応力が大きいことから、トンネルへ伝達される力学的作用が増加することが分かる。

4.3 最大膨潤ひずみの影響

4.3.1 トンネルに作用する荷重

図 4-4 は、最大膨潤圧を 161.72 kPa で一定とし、最大膨潤ひずみを 1.5～33.8%に変化させた場合のトンネル周面に作用する法線方向荷重の分布を示す。膨潤層がトンネル下部に配置されているため、上部覆工に作用する圧力はいずれのケースでも小さく、荷重は主としてインバート中央部および隅角部に集中した。

最大膨潤ひずみの増加に伴い、インバート中央部の圧力は約 17 kPa から 75 kPa へ、隅角部の最大圧力は約 77 kPa から 492 kPa へ増加した。特に隅角部では、最大膨潤ひずみ 33.8%の場合に、

1.5%の場合の6倍を超える圧力が生じた。これは、最大膨潤圧が同じであっても、膨潤変形能力の大きい地山ほどトンネルおよび周辺地山との相互作用が大きくなり、変位が拘束されるインバート隅角部に応力が集中するためである。したがって、トンネルに作用する膨潤荷重を評価する際には、最大膨潤圧だけでなく、地山が発現し得る最大膨潤ひずみも考慮する必要がある。

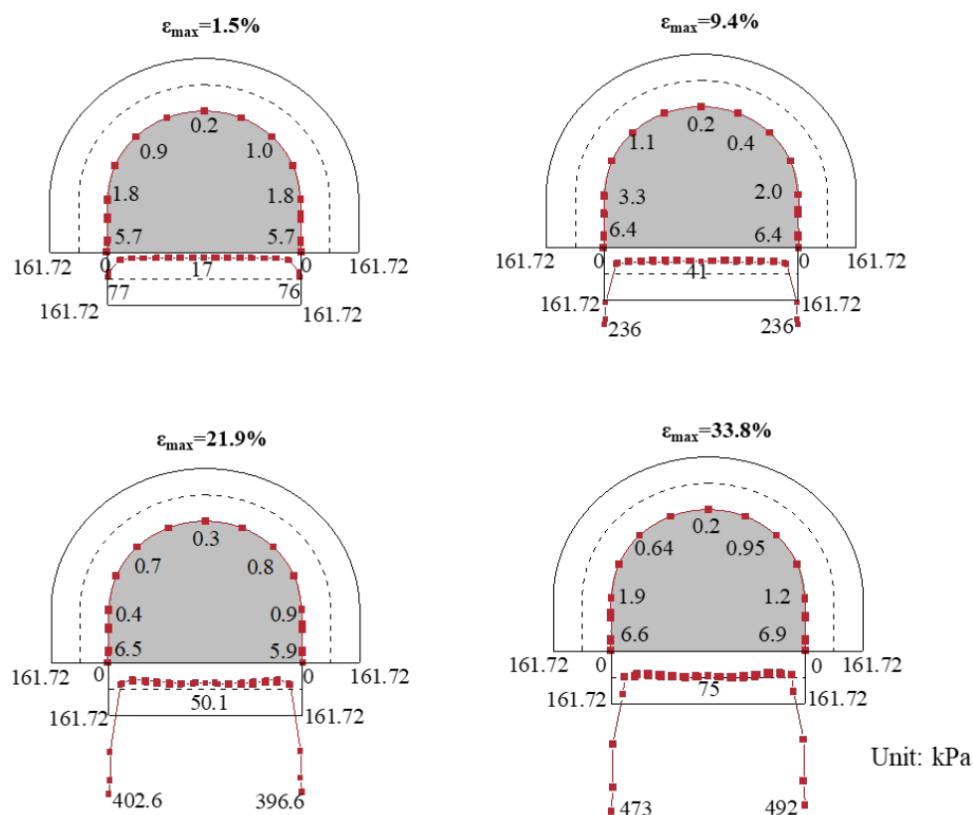


図 4-4 最大膨潤ひずみ別のトンネル荷重分布（法線方向）分布

4.3.2 周辺地山の変形

図 4-5 は、最大膨潤ひずみの違いによる膨潤層および周辺地山のせん断帯の発達状況を示す。最大膨潤ひずみ 1.5%では、トンネル直下の鉛直変位は 1 mm 以下であり、膨潤層厚の変化も小さい。ただし、変形量が小さい段階でも、膨潤層の側方膨張により、インバート両側の砂層にはせん断帯が形成された。最大膨潤ひずみを 9.4%、21.9%および 33.8%へ増加させると、膨潤層厚の増加量はそれぞれ約 3 mm、6 mm および 8 mm となり、インバート両側から下部地山へ延びるせん断帯が次第に深く、広く発達した。

このせん断帯の発達、膨潤層の上下方向の変位が拘束されることに起因する。膨潤層の上向き変位はインバートによって拘束され、下向き変位もモデル底面によって制限される。このため、トンネル直下の膨潤層および下部砂層に局所的な圧縮と相対すべりが生じる。さらに、最大膨潤ひずみの増加に伴って鉛直応力勾配が大きくなり、インバート両側のせん断変形が促進される。したがって、最大膨潤ひずみが大きいほど、変位拘束による局所圧縮が強まり、せん断帯の発達範囲も拡大することが分かる。

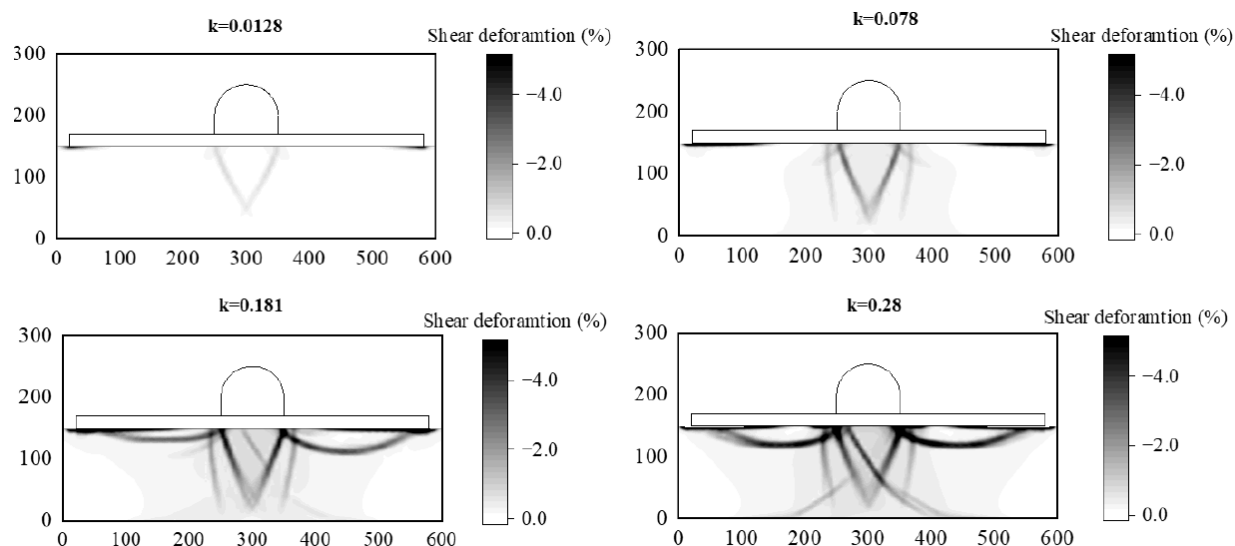


図 4-5 最大膨潤ひずみ別の膨潤層・周辺地山のせん断帯：(a) 最大膨潤ひずみ 1.5%，(b) 9.4%，(c) 21.9%，(d) 33.8%

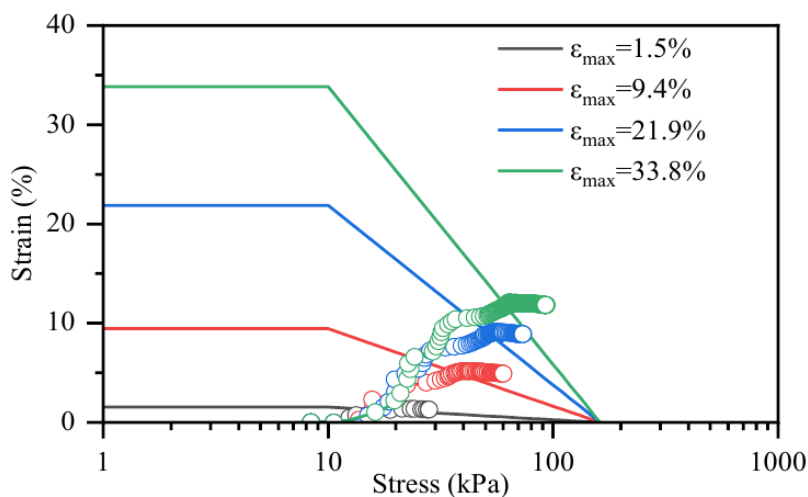


図 4-6 最大膨潤ひずみ別のインバート下部応力-ひずみ関係

図 4-6 は，図 4-5 に示した変形およびせん断帯の発達に対応する，インバート下部の応力-ひずみ関係を示す。最大膨潤ひずみ 1.5%では，膨潤層が比較的低い拘束応力の下で膨潤曲線の終端に達するため，インバート下部に作用する最終応力も小さい。一方，最大膨潤ひずみが大きくなると，膨潤層が終端状態に達するまでの変形量が増加し，その変形を拘束するトンネルおよび周辺地山から受ける反力も大きくなる。その結果，インバート下部の応力が急速に増加する。

以上から，最大膨潤圧が同じであっても，最大膨潤ひずみの違いによって膨潤過程における応力蓄積の経路が変化することが分かる。最大膨潤ひずみが小さい場合には比較的小さな荷重で膨潤が終端に達するのに対し，最大膨潤ひずみが大きい場合には，周辺地山の圧縮とせん断変形を伴いながら応力が蓄積される。このことから，最大膨潤ひずみの増加に伴い，膨潤応答は変形が卓越する状態から，インバートへの作用圧が卓越する状態へ移行すると考えられる。

4.4 最大膨潤圧の影響

4.4.1 トンネルに作用する荷重

図 4-7 は、最大膨潤ひずみを 21.9% で一定とし、最大膨潤圧を 66.7～289.92 kPa に変化させた場合のトンネル周面に作用する法線方向荷重の分布を示す。いずれの条件でも、クラウン部の圧力は約 0.15～0.3 kPa と小さく、荷重は膨潤層に接するインバート中央部、側部および隅角部に集中した。特に、側壁とインバートの接続部に当たる隅角部では、顕著な応力集中が認められた。

最大膨潤圧 66.7 kPa の場合、インバート中央部の圧力は 38.58 kPa、側部は約 48.5 kPa、隅角部は 284.47 kPa となった。隅角部の圧力は材料の最大膨潤圧の約 4.3 倍に達しており、トンネル形状と周辺地山内の荷重再配分によって局所的な圧力が増幅されたことが分かる。最大膨潤圧を 134.44 kPa に増加させると、中央部は 52.3 kPa、側部は約 68.8 kPa、隅角部は最大 379.02 kPa となった。161.72 kPa の場合には、中央部が約 50.1 kPa、隅角部が約 400 kPa となり、289.92 kPa の場合には、中央部が 61.82 kPa、側部が約 81.9 kPa、隅角部が最大約 516.79 kPa に達した。

以上の結果から、最大膨潤圧の増加に対して、インバート中央部の圧力は比較的緩やかに変化するのに対し、隅角部では大きな圧力が継続して発生することが分かる。すなわち、膨潤層から作用する荷重はトンネル周面へ一様に伝達されるのではなく、周辺地山内で再配分された後、変形が拘束されるインバート隅角部へ集中する。このことから、膨潤性地山におけるトンネル荷重を評価する際には、材料の最大膨潤圧だけでなく、トンネル形状および隅角部に生じる局所的な応力集中を考慮する必要がある。

。

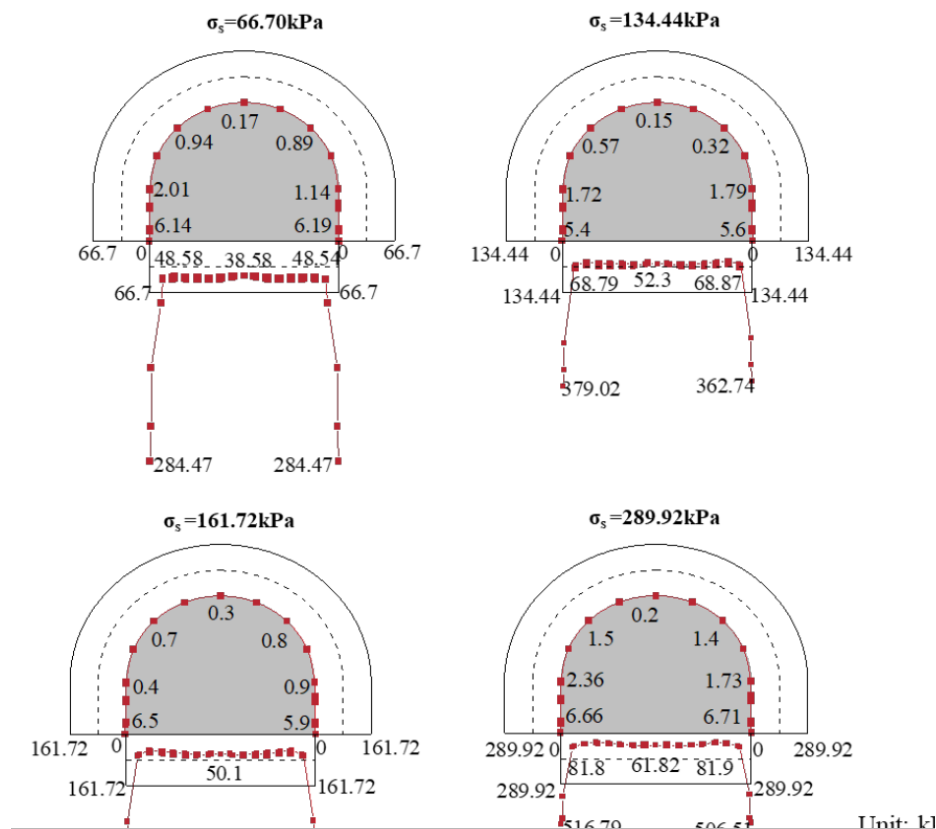


図 4-7 最大膨潤圧別のトンネル荷重分布（法線方向）分布：（a）最大膨潤圧 66.7 kPa，（b）134.44 kPa，（c）161.72 kPa，（d）289.92 kPa

4.4.2 周辺地山の変形

図 4-8 は、最大膨潤ひずみを 21.9%で一定とし、最大膨潤圧を変化させた場合の周辺地山のせん断ひずみ分布を示す。最大膨潤圧 66.7 kPa の比較的小さい条件でも、インバート両側には明瞭なせん断帯が形成され、せん断変形がインバート下部から下方および中央方向へ進展した。最大膨潤圧の増加に伴って、せん断帯は下部砂層のより深い範囲まで発達し、せん断ひずみも増大した。特に、最大膨潤圧 289.92 kPa では、インバート直下に高いせん断ひずみが集中する三角形状の変形領域が形成され、下部地山全体に下向きの変位が生じた。

このせん断変形は、膨潤層の上向き変位がインバートによって拘束されることに起因する。上向きに発現できない膨潤変形の一部が下向きおよび側方へ転換されることで、下部砂層の圧縮とせん断が増加する。また、膨潤層と非膨潤地山の境界では材料特性と変形量が異なるため、変形の不連続が生じ、せん断ひずみが集中しやすい。したがって、最大膨潤圧が高いほど、周辺地山へ伝達される作用が大きくなり、インバート下部に形成されるせん断帯が深く、広く発達することが分かる。

図 4-9 は、図 4-8 に示した周辺地山の変形に対応する、インバート下部の局所的な応力-ひずみ関係を示す。各条件の曲線は、いずれも Grob's law に基づく基本的な膨潤過程を示すが、平衡状態に到達したときの膨潤ひずみと局所圧力は最大膨潤圧によって異なる。最大膨潤圧 66.7 kPa では、最終膨潤ひずみは約 6%であり、その時点の局所圧力は約 40 kPa であった。最大膨潤圧を 134.44, 161.72 および 289.92 kPa に増加させると、最終膨潤ひずみはそれぞれ約 8%, 10%および 12.5%に増加した。

以上の結果から、最大膨潤圧が高い地山ほど、トンネルおよび周辺地山による拘束を受けた状態でも膨潤が継続し、平衡状態に達するまでに大きな変形と応力蓄積が生じることが分かる。この応力-ひずみ応答の違いが、図 4-8 に示した下部砂層の圧縮およびせん断帯の発達につながっている。したがって、最大膨潤圧の増加は、インバートに作用する荷重を増加させるだけでなく、周辺地山の変形領域を拡大させる要因にもなる。

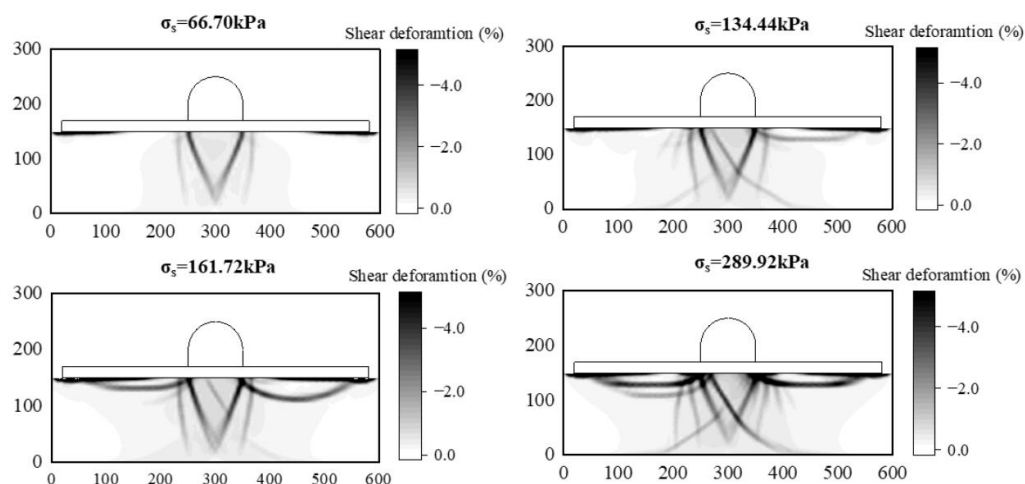


図 4-8 最大膨潤圧別の周辺地山せん断ひずみ分布：(a) 最大膨潤圧 66.7 kPa, (b) 134.44 kPa, (c) 161.72 kPa, (d) 289.92 kPa

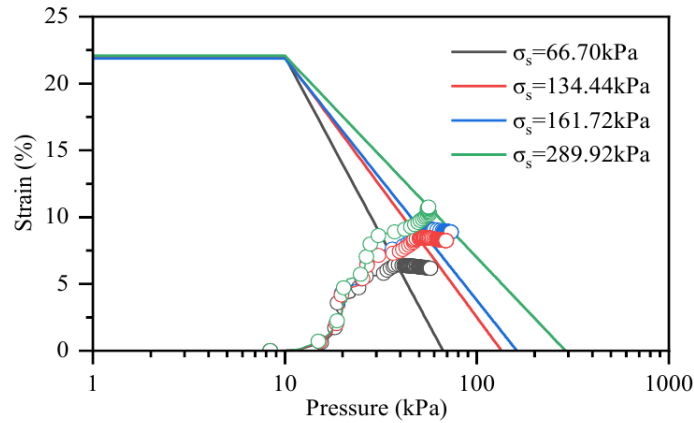


図 4-9 最大膨潤圧別のインバート下部応力-ひずみ関係

4.5 Terzaghi 落し戸理論による解釈

4.5.1 上昇床問題としての解釈

通常の Terzaghi 落し戸実験では、落し戸を下方へ移動させることにより、落し戸上部の地盤とその周囲の地盤との間に相対変位が生じる。この相対変位によって側面のせん断抵抗が動員され、地盤内にアーチングが形成されるため、落し戸に作用する土圧が周囲へ再配分される。[6, 7]

本研究のトンネル下部における膨潤現象では、膨潤層がインバートを上向きに押す一方、その両側および下部の砂層には相対変位が生じ、せん断抵抗が動員される。この変形方向は通常の落し戸実験とは逆であることから、トンネルインバートを上方へ移動する落し戸とみなし、トンネル下部の膨潤問題を「上昇床問題」として捉えた。

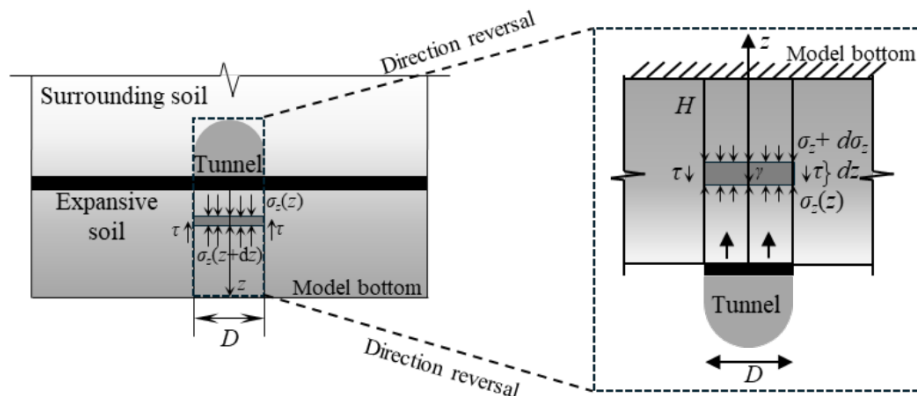


図 4-10 Terzaghi 落し戸理論に基づく上昇床問題のトンネル下部膨潤問題への拡張

図 4-10 は、通常の Terzaghi 落し戸実験におけるアーチング機構トンネル下部の膨潤問題へ拡張した力学モデルを示す。膨潤層から上向きに作用する圧力によってインバート下部の砂層が圧縮されると、砂層内部の鉛直応力と側方応力が変化し、周囲との境界にせん断抵抗が動員される。その結果、膨潤層から伝達される荷重は、インバート直下だけでなく、周辺地山へ再配分される。

この機構について、膨潤層から砂層へ作用する圧力、砂層の自重、側面に動員されるせん断力および下部からの反力の釣合いを考える。側方応力を鉛直応力で除した側方土圧係数 K_h を用いることにより、地山内の応力再配分を考慮したインバート平均圧力を求めることができる。したがって、 K_h は、膨潤に伴う地山内アーチングの発達とインバート荷重の変化を関連付ける指標となる。

4.5.2 理論値と数値解析結果の比較

前節で示した上昇床モデルの妥当性を検討するため、数値解析からトンネル下部砂層の K_h を求め、その分布と経時変化を整理した。さらに、 K_h を用いた鉛直方向の力の釣合いからインバート平均圧力を算定し、数値解析で得られた作用圧と比較した。

図 4-11 は、 K_h の評価領域と、トンネル下部砂層における K_h の深さ方向分布を示す。膨潤の進行に伴って下部砂層が圧縮されると、鉛直応力と側方応力の再配分が生じ、 K_h が増加した。また、解析モデルが左右対称であるため、トンネル両側の K_h は概ね同様の分布を示した。この結果は、膨潤層の変形に伴ってトンネル下部の砂層内にアーチングが形成され、その影響がインバート荷重に反映されることを示している。

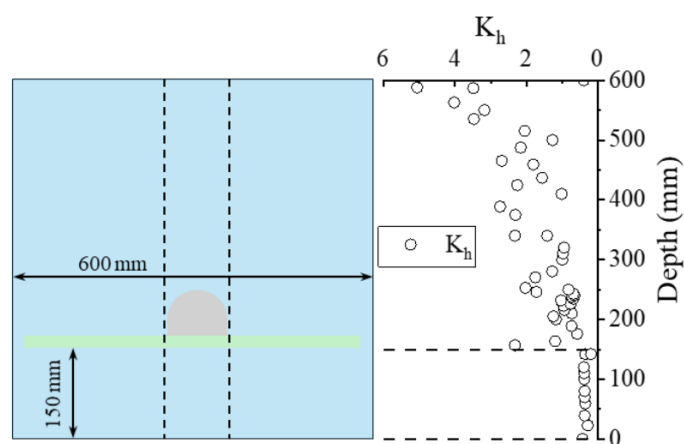


図 4-11 側方土圧係数 K_h の分布

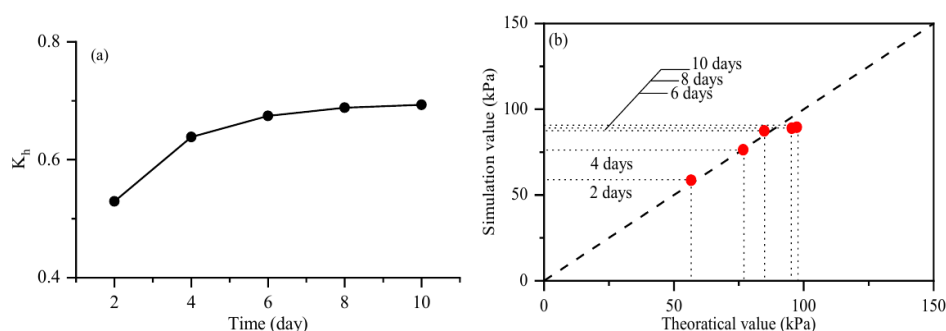


図 4-12 K_h の経時変化および理論値と解析値の比較： (a) K_h の経時変化， (b) インバート平均圧力の理論値と解析値の比較

図 4-12 (a) は、トンネル下部砂層における K_h の経時変化を示す。 K_h は膨潤の初期段階で大きく増加し、その後は膨潤変形の収束に伴って一定値に近づいた。この変化から、膨潤の進行に伴って地山内の応力再配分とせん断抵抗の動員が進み、アーチングが発達することが分かる。

図 4-12 (b) は、 K_h の空間的な重み付き平均値を力の釣合い式へ代入して求めたインバート平均圧力と、数値解析で得られた平均圧力を比較したものである。理論値と解析値は概ね一致しており、Terzaghi の上昇床問題に基づく力学モデルによって、膨潤過程におけるインバート荷重の発達を説明できることが確認された。

次に、この力学モデルが異なる膨潤特性に対しても適用できるかを確認するため、最大膨潤ひずみおよび最大膨潤圧を変化させた解析結果について、 K_h とインバート平均圧力の関係を検討した。

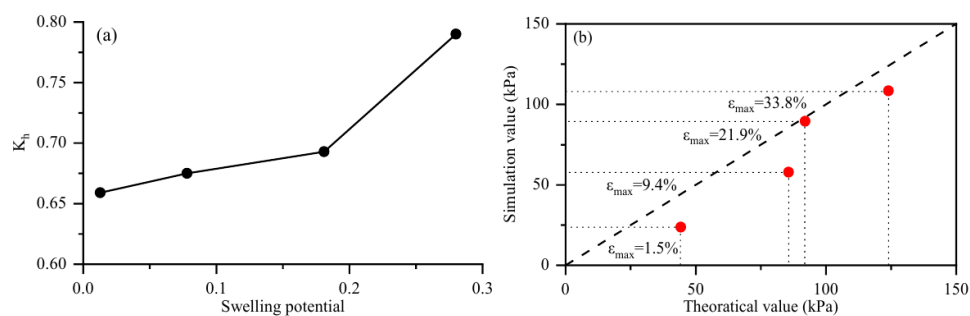


図 4-13 最大膨潤ひずみ別の K_h と理論値・解析値の比較：(a) 最大膨潤ひずみに対する K_h の変化，(b) インバート平均圧力の理論値と解析値の比較

図 4-13 (a) に示すように、最大膨潤ひずみが大きいほど、平衡状態における K_h は増加した。最大膨潤ひずみの増加によって周辺地山の変形範囲が拡大し、下部砂層の圧縮およびせん断変形が大きくなるため、地山内の応力再配分が強くなったと考えられる。

図 4-13 (b) では、 K_h から求めたインバート平均圧力の理論値と数値解析値が同様の増加傾向を示した。この結果から、最大膨潤ひずみの増加によるインバート荷重の増大は、膨潤層の変形量だけでなく、その変形によって誘起される周辺地山内のアーチングと応力再配分を介して生じることが分かる。

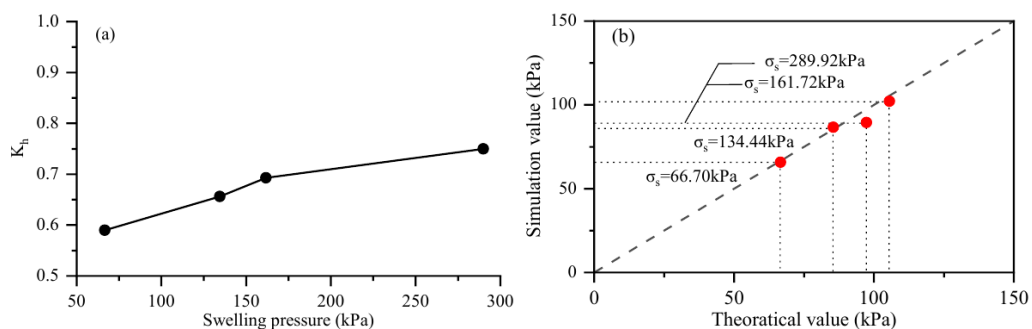


図 4-14 最大膨潤圧別の K_h と理論値・解析値の比較：(a) 最大膨潤圧に対する K_h の変化，(b) インバート平均圧力の理論値と解析値の比較

図 4-14 (a) に示すように、最大膨潤圧の増加に伴って、平衡状態における K_h も増加した。最大膨潤圧が高い条件では、トンネルおよび周辺地山による拘束下でも膨潤が継続し、下部砂層の圧縮とせん断抵抗の動員が進むため、アーチングの影響が強くなる。

図 4-14 (b) に示すインバート平均圧力についても、理論値と数値解析値は概ね一致した。したがって、最大膨潤圧の増加によるインバート荷重の増大についても、 K_h を用いた上昇床モデルによって説明できる。

以上の結果から、インバート荷重は、膨潤材料が発生する圧力のみで決定されるものではなく、膨潤変形によって誘起される周辺地山の圧縮、せん断抵抗およびアーチングによる応力再配分の影響を受けることが明らかとなった。このため、膨潤性地山におけるトンネル荷重を評価する際には、最大膨潤圧および最大膨潤ひずみに加えて、周辺地山内の応力再配分を考慮する必要がある。

4.6 本章のまとめ

本章では、膨潤性地山の特性を表す最大膨潤ひずみと最大膨潤圧を個別に変化させ、それぞれがトンネル荷重、膨潤層の変形および周辺地山のせん断挙動に及ぼす影響を数値解析により検討した。解析では、Grob's law に基づく応力-ひずみ関係を用い、最大膨潤圧を一定として最大膨潤ひずみを変化させる条件と、最大膨潤ひずみを一定として最大膨潤圧を変化させる条件を設定した。これにより、実際の地山では相互に関係する両特性の影響を分離して評価した。

最大膨潤ひずみと最大膨潤圧は、いずれもインバート荷重と周辺地山の変形を増加させるが、その力学的な役割は異なることが分かった。最大膨潤ひずみは、膨潤層が構造物へ作用し続ける変形量と応力蓄積の経路を主として支配する。これに対し、最大膨潤圧は、膨潤過程で発生し得る力の大きさと、拘束下で膨潤を継続する能力を主として支配する。したがって、トンネルに作用する膨潤荷重を適切に評価するためには、最大膨潤圧のみを地山の代表値として用いるのではなく、最大膨潤ひずみとの組合せを考慮する必要がある。

また、膨潤層から発生した作用は、トンネル周面へ一様に伝達されるのではなく、周辺地山の圧縮、せん断抵抗およびトンネル形状の影響を受けて再配分された。特に、側壁とインバートの接続部では幾何学的な形状変化と変位拘束によって応力が集中し、材料の最大膨潤圧を大きく上回る局所圧力が発生した。このことから、トンネルの構造設計では、平均的な膨潤圧だけでなく、インバート隅角部における局所的な荷重増幅を考慮する必要がある。

さらに、トンネル下部の膨潤現象を、Terzaghi の落とし戸が上方へ移動する上昇床問題として解釈した。膨潤の進行に伴って下部砂層の側方土圧係数 K_h が増加し、周辺地山内のアーチングとせん断抵抗が動員された。 K_h を用いた力の釣合いから求めたインバート平均圧力は、数値解析値と概ね一致した。また、最大膨潤ひずみおよび最大膨潤圧を変化させた場合にも、理論値と解析値は同様の傾向を示した。これにより、インバート荷重の発達は、膨潤材料が発生する圧力だけでなく、膨潤変形によって誘起される周辺地山内の応力再配分を含めて評価する必要があることが確認された。

第5章 ロックボルトによる盤ぶくれ抑制効果

5.1 はじめに

本章では、膨潤性地山の盤ぶくれに対するロックボルトの効果を長期模型実験により検討する。比較の中心は、無補強条件と無緊張ロックボルト条件であり、まずボルトの設置そのものによる変位低減を評価する。その上で、21 N および 36 N のプレストレスを導入した条件を比較し、プレストレスをロックボルト効果の追加的な向上要因として整理する。[3]

5.2 盤ぶくれ変位の経時変化

図 5-1 は、無補強、無緊張ロックボルト、21 N プレストレスロックボルトおよび 36 N プレストレスロックボルトの 4 条件における盤ぶくれ変位の経時変化を示す。すべての条件で、給水開始後 40～50 日まで変位が比較的急速に増加し、その後は増加速度が低下しながら約 210 日後まで盤ぶくれが継続した。一方、ロックボルトを設置した条件では、無補強条件より盤ぶくれ変位が小さく、初期プレストレスが大きい条件ほど変位が抑えられた。以下では、各条件の挙動を比較する。

5.2.1 無補強条件

無補強条件では、給水開始後 40～50 日まで盤ぶくれ変位が急速に増加した。その後、変位の増加速度は徐々に低下したものの、盤ぶくれは約 210 日後まで継続し、最終変位は約 33 mm に達した。この値は 4 条件の中で最も大きかった。

給水初期の急速な隆起は、水がベントナイト珪砂混合土へ浸透し、膨潤が活発に進行した段階に対応する。その後の緩やかな変位増加は、供試体内部への水分移動と膨潤の進行が継続しながら、水分分布および膨潤圧が平衡状態へ近づく長期過程を表している。

5.2.2 無緊張ロックボルトの効果

無緊張ロックボルト条件では、約 210 日後の盤ぶくれ変位は約 23.5 mm となり、無補強条件の約 33 mm に対して約 29%低減した。この結果は、初期プレストレスを導入しない場合でも、ロックボルトの設置自体が盤ぶくれの抑制に有効であることを示している。

無緊張ロックボルトでは、給水開始時にボルトから地盤へ圧縮力は作用していない。しかし、膨潤性地山が隆起して支圧板を押し上げると、ボルトに引張軸力が発生する。同時に、ボルト周面と膨潤性土との界面でせん断抵抗が動員され、膨潤に伴う作用の一部がボルトを介して深部の定着部へ伝達される。この受動的な荷重伝達機構によって、無緊張条件でも盤ぶくれ変位が低減したと考えられる。

5.2.3 プレストレスによる追加効果

21 N のプレストレス条件では、約 210 日後の盤ぶくれ変位は約 21.5～22 mm となり、無補強条件に対して約 35%低減した。36 N 条件では最終変位が約 19 mm となり、無補強条件に対する低減率は約 42%であった。したがって、36 N 条件の盤ぶくれ変位が 4 条件の中で最も小さかった。

プレストレス条件の変位曲線は、給水直後から無緊張ロックボルト条件より下側に位置した。これは、プレストレスによって給水前から支圧板を介した圧縮拘束が地盤に作用し、膨潤開始直後の変形が抑制されたためと考えられる。また、21 N 条件より 36 N 条件の変位が小さいことか

ら、本実験の範囲では、初期プレストレスの増加によってロックボルトの盤ぶくれ抑制効果が高まったことが分かる。

以上より、図 5-1 に示す比較から、ロックボルトはプレストレスを導入しない場合でも長期的な盤ぶくれを低減し、プレストレスの導入によって給水初期からの変形拘束効果が付加されることが確認された

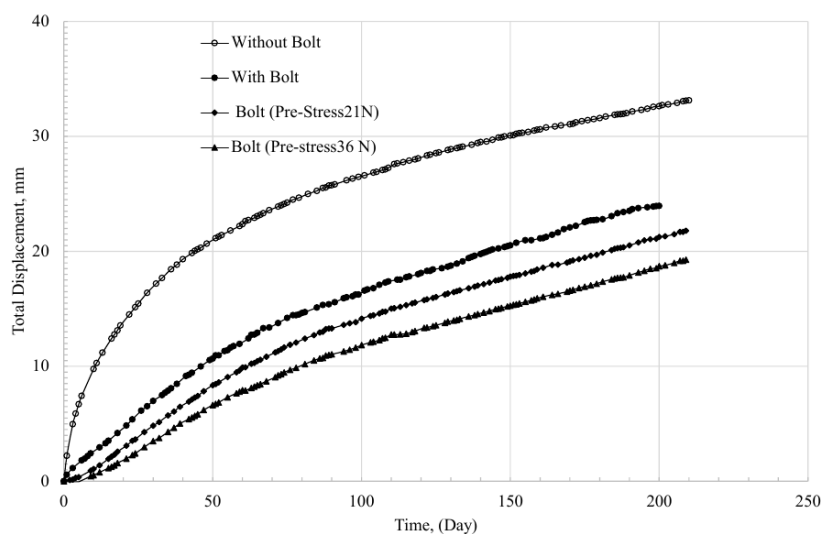


図 5-1 補強条件およびプレストレス条件別の盤ぶくれ変位－時間関係

5.3 ボルト軸力の発達と荷重伝達

5.3.1 深さ 35 mm 位置の軸力

図 5-2 は、21 N および 36 N 条件における深さ 35 mm 位置と支圧板位置のボルト軸力の経時変化を示す。深部軸力は初期値の差にかかわらず最終的に約 95～104 N へ収束する一方、支圧板位置の軸力は時間とともに低下することから、膨潤の進行に伴って荷重負担が支圧板側から定着側へ移ることが分かる。

膨潤層内の深さ 35 mm 位置では、21 N 条件と 36 N 条件の軸力はいずれも時間とともに増加した。初期には 36 N 条件が大きな軸力を示したが、膨潤の進行に伴って差が縮小し、最終的には両条件とも約 95～104 N へ収束した。この収束は、長期的な定着部軸力が初期プレストレスよりも地盤の膨潤圧とボルトー地山界面抵抗によって支配されたことを示す。

給水後 5～10 日では軸力分布は導入時のほぼ様な状態に近かった。20～40 日になると、支圧板近傍の軸力が低下する一方、定着側の軸力が増加し、軸力分布が回転するように変化した。これは、膨潤に伴ってボルト周面のせん断抵抗が順次動員され、荷重が支圧板側から定着部側へ移動したことを表す。

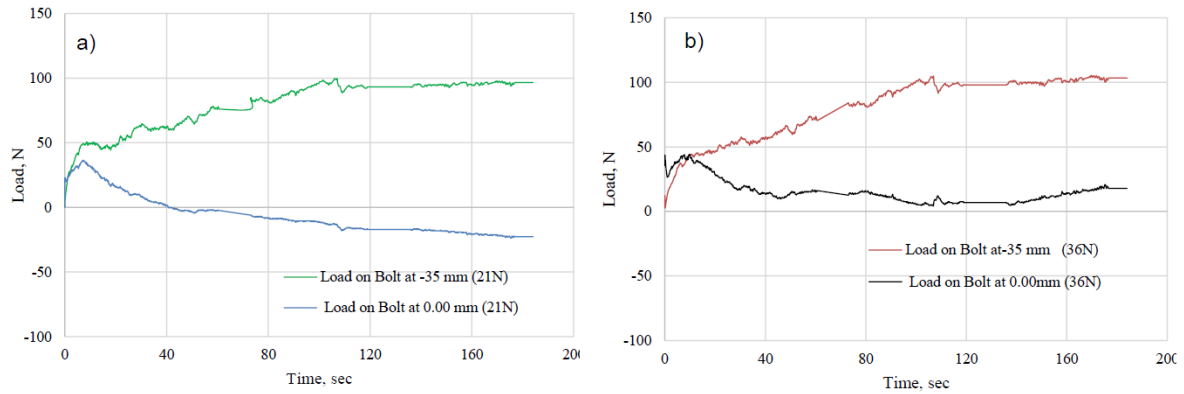


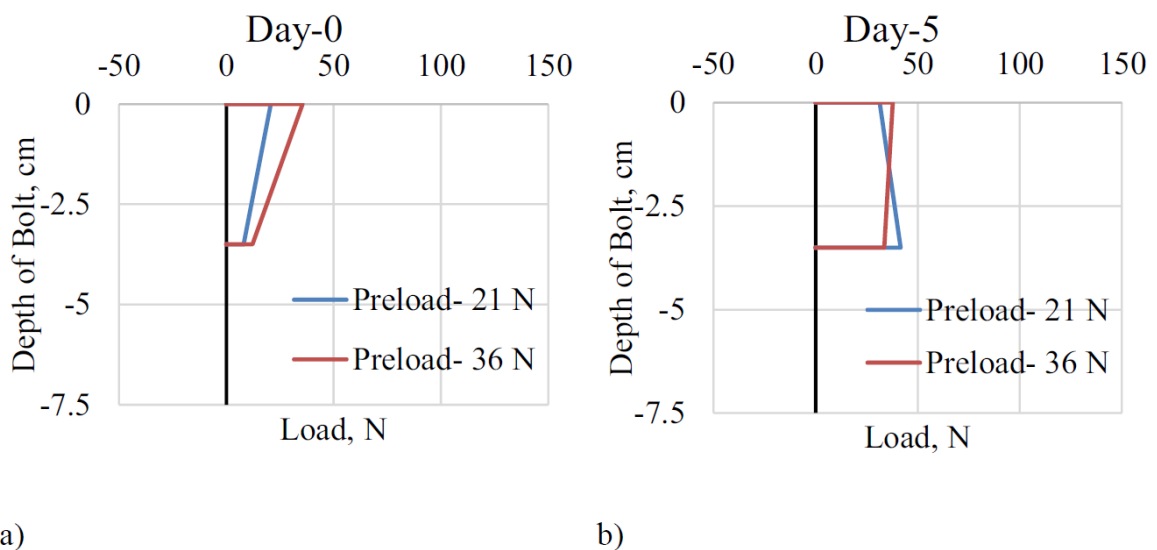
図 5-2 21 N および 36 N 条件におけるボルト軸力の経時変化：(a) 初期プレストレス 21 N，
(b) 初期プレストレス 36 N

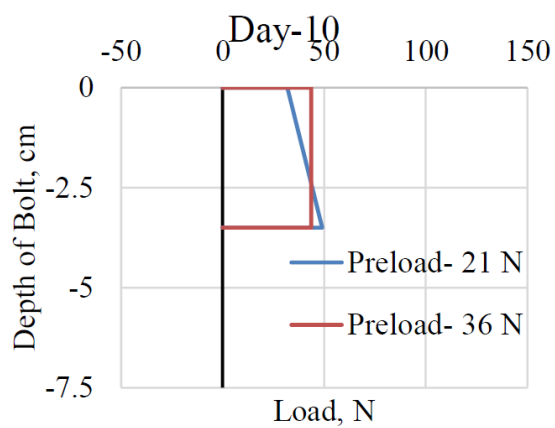
5.3.2 支圧板位置の軸力

図 5-3 は、給水開始時から 184 日後までの、ボルト軸力の深さ方向分布を示す。給水開始時から 10 日後までは、軸力は深さ方向に概ね一様に分布しており、21 N 条件と 36 N 条件の差は主として初期プレストレスの大きさに対応している。

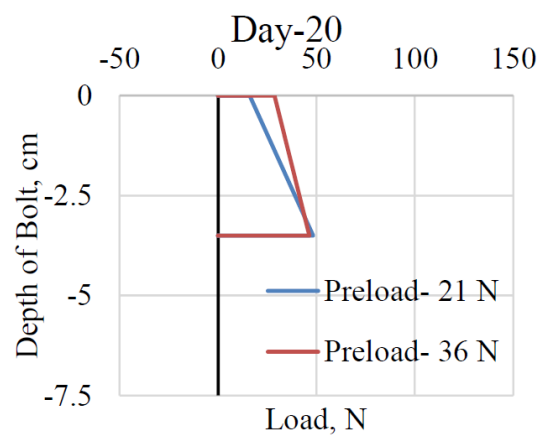
20～40 日後になると、膨潤の進行に伴って軸力分布の勾配が変化し、支圧板近傍の軸力が低下する一方、深部の定着側では軸力が増加した。その後もこの傾向は継続し、ボルトの荷重負担が支圧板側から定着側へ徐々に移行した。これは、膨潤性地山とボルトとの相対変位によってボルト周囲のせん断抵抗が順次動員され、ボルト軸力の中立点が時間とともに移動したことを示している。

特に 120 日後および 184 日後には、21 N 条件の支圧板近傍の軸力が負側へ移行し、支圧板による圧縮接触状態が失われた。これに対し、36 N 条件では支圧板近傍の軸力がゼロ付近または正側に位置し、小さいながらも圧縮力が維持された。一方、深部の定着側では、初期プレストレスの違いにかかわらず軸力が近い値へ収束した。

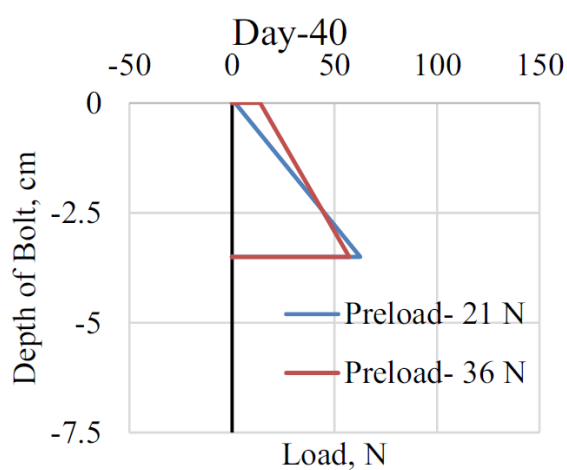




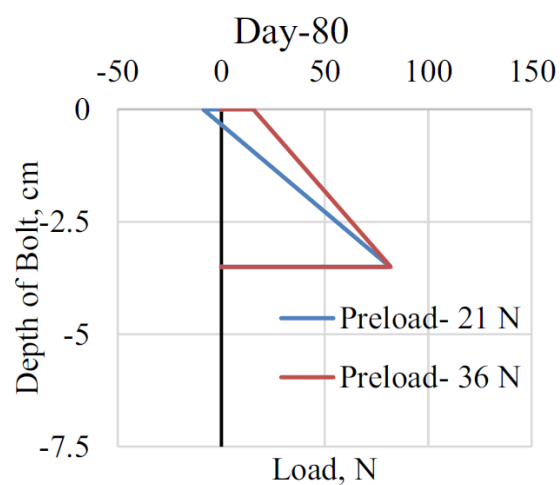
c)



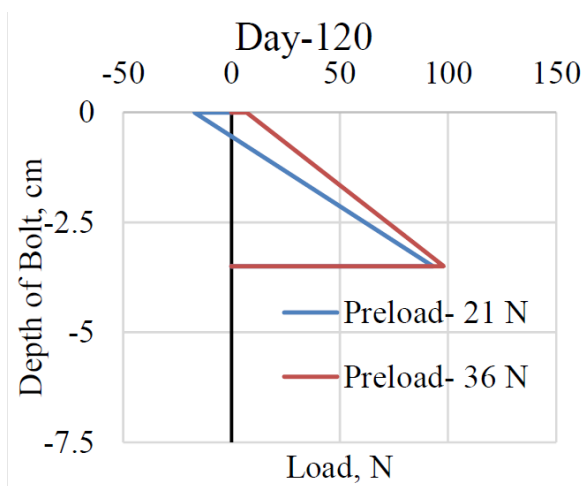
d)



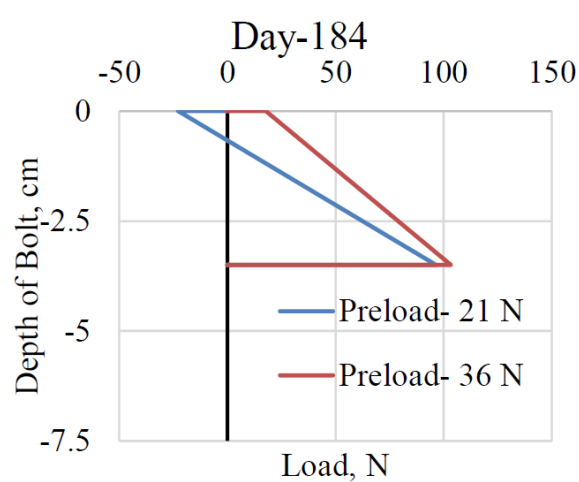
e)



f)



g)



h)

図 5-3 膨潤段階別のボルト軸力深さ方向分布：(a) 0 日，(b) 5 日，(c) 10 日，(d) 20 日，(e) 40 日，(f) 80 日，(g) 120 日，(h) 184 日

以上より、初期プレストレスの大きさは、長期的に定着側で発達する最終軸力を大きく変化させるというより、支圧板が地盤に圧縮拘束を与え続ける期間を支配すると考えられる。36 N 条件で盤ぶくれ変位が最も小さかったのは、支圧板による能動的な拘束状態が 21 N 条件より長く維持されたためと解釈できる。

5.3.3 盤ぶくれによる変位増分と軸力増分

図 5-4 は、無補強条件および各ロックボルト補強条件における盤ぶくれ変位増分の経時変化を示す。無補強条件では、給水 1 日目に変位増分が約 2.25 mm/日に達し、その後は時間の経過とともに低下して、約 20 日後にはほぼゼロとなった。これに対し、無緊張ロックボルト条件では、初期ピークが約 0.8~1.0 mm/日に低減したものの、その後の減衰は無補強条件より緩やかであった。プレストレスを導入した条件では、給水直後から変位増分が概ね 0~0.2 mm/日に抑えられ、特に 36 N 条件では明瞭な初期ピークがほとんど認められなかった。以上より、ロックボルトは給水初期に生じる急激な盤ぶくれを抑制し、プレストレスの導入によってその効果が給水直後から発揮されることが分かる。

図 5-5 は、プレストレスロックボルト条件について、盤ぶくれの進行と、深さ 35 mm 位置および支圧板位置におけるボルト軸力増分の関係を示す。給水開始後の約 20 日間では、盤ぶくれ変位増分が小さく抑えられる一方、ボルト軸力増分は急速に増加し、深さ 35 mm 位置で約 12~13 N/日、支圧板位置で約 14~15 N/日に達した。この時間的な対応から、膨潤に伴う作用の一部が地盤の隆起変位として現れる代わりに、ボルト軸力として負担されたと考えられる。

20 日以降は、21 N 条件と 36 N 条件の軸力増分の差が小さくなり、深さ 35 mm 位置では概ね ± 2 N/日、支圧板位置では概ね ± 5 N/日の範囲で推移した。同時に、盤ぶくれ変位増分も小さい値へ収束した。したがって、ロックボルトによる盤ぶくれ抑制効果は、給水初期における急速な軸力の動員と、その後の軸力負担の安定化という段階的な挙動によって発揮されたと解釈できる。

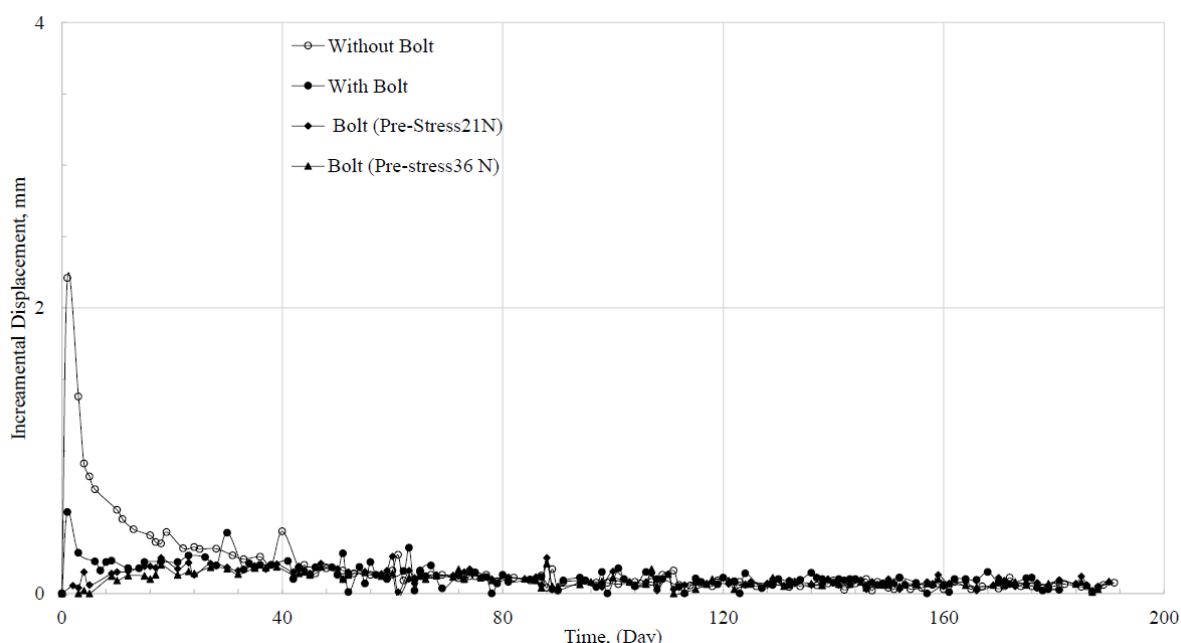


図 5-4 無補強・補強条件における盤ぶくれ増分の経時変化

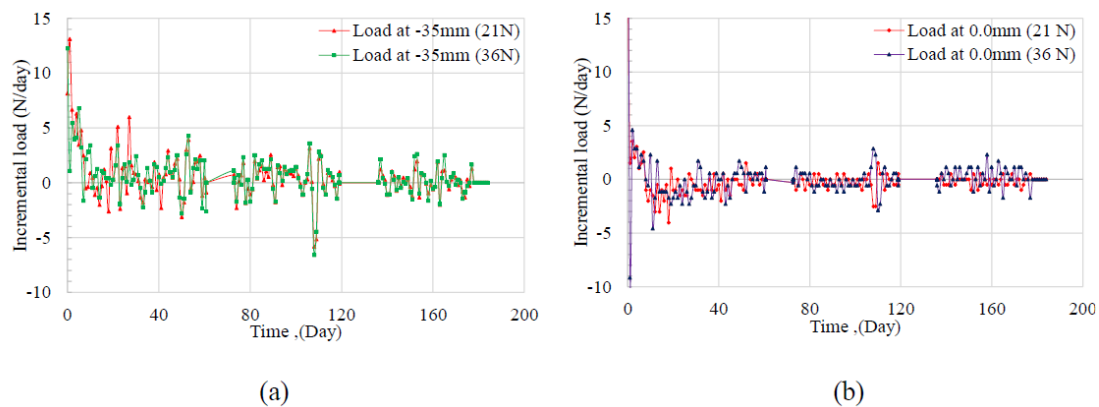


図 5-5 プレストレスロックボルトの盤ぶくれ発達と軸力動員の関係：(a) 深さ 35 mm 位置の軸力増分，(b) 支圧板位置の軸力増分

5.4 盤ぶくれ抑制メカニズム

図 5-6 は、無補強、無緊張ロックボルト、21 N プレストレスロックボルトおよび 36 N プレストレスロックボルトの各条件における盤ぶくれ抑制機構を模式的に示す。各条件の比較から、ロックボルト自体による受動的な補強機構と、プレストレスによって付加される初期拘束効果を区別して整理する。

5.4.1 ロックボルト自体の補強機構

図 5-6 (a) に示す無補強条件では、膨潤性地山の体積増加を拘束する部材が存在しないため、膨潤変形が地表面の隆起として直接現れる。その結果、約 210 日後の盤ぶくれ変位は約 33 mm となり、4 条件の中で最も大きかった。

図 5-6 (b) に示す無緊張ロックボルト条件では、給水開始時にボルト軸力はほとんど発生していない。このため、膨潤性地山が隆起して支圧板を押し上げ、地盤とボルトとの間に相対変位が生じた後に、ボルトの抵抗が動員される。すなわち、無緊張ロックボルトが機能するためには、初期段階である程度の盤ぶくれ変位が必要となる。

隆起が進行すると、支圧板が地表面の局所的な上向き変位を拘束するとともに、ボルト周面と膨潤性地山との界面でせん断抵抗が発生する。これにより、膨潤に伴う作用の一部がボルト軸力として負担され、深部の定着部へ伝達される。ボルト周面抵抗と定着部反力が十分に動員されると、地盤とボルトが一体的に挙動し、地盤－ボルト系の見かけの剛性が増加する。この受動的な補強機構によって、無緊張ロックボルト条件でも約 210 日後の盤ぶくれ変位が無補強条件より約 29%低減した。

5.4.2 プレストレスによる初期拘束

図 5-6 (c) および (d) に示すプレストレスロックボルト条件では、給水開始前から支圧板を介して膨潤性地山へ圧縮拘束が作用する。このため、無緊張ロックボルトのように地盤が隆起してから軸力が動員されるのではなく、給水直後から地盤の上向き変位を抑制できる。特に、36 N 条件で初期の盤ぶくれ増分がほとんど認められなかったことは、プレストレスによる初期拘束の効果を示している。

膨潤の進行に伴って、プレストレスによる初期圧縮力に加え、ボルト周囲のせん断抵抗、深部定着部の反力および地盤-ボルト系の複合剛性が順次動員される。したがって、プレストレスの効果は、ロックボルトとは別の独立した抵抗機構を形成することではなく、支圧板と地盤との初期接触を確保し、ロックボルト本来の荷重伝達機構を給水初期から有効に働かせることにある。

また、36 N条件では、21 N条件より支圧板近傍の圧縮状態が長期間維持された。このため、支圧板による能動的な変位拘束が長く継続し、約210日後の盤ぶくれ変位は21 N条件の約21.5~22 mmに対して、36 N条件では約19 mmまで低減した。一方、深部のボルト軸力は長期的に両条件で近い値へ収束したことから、初期プレストレスの主要な役割は、最終的なボルト軸力を増加させることではなく、初期変形を抑制し、支圧板による拘束状態を長く維持することにあると考えられる。

以上より、図5-6に示す盤ぶくれ抑制機構は、支圧板による地表面変位の拘束、ボルト周囲におけるせん断抵抗、深部定着部への荷重伝達および地盤-ボルト系の複合剛性によって構成される。ロックボルト自体が長期的な盤ぶくれ抑制の基本機構を担い、プレストレスはその機構を給水初期から動員するとともに、支圧状態を長期間維持する追加的な効果を持つ。

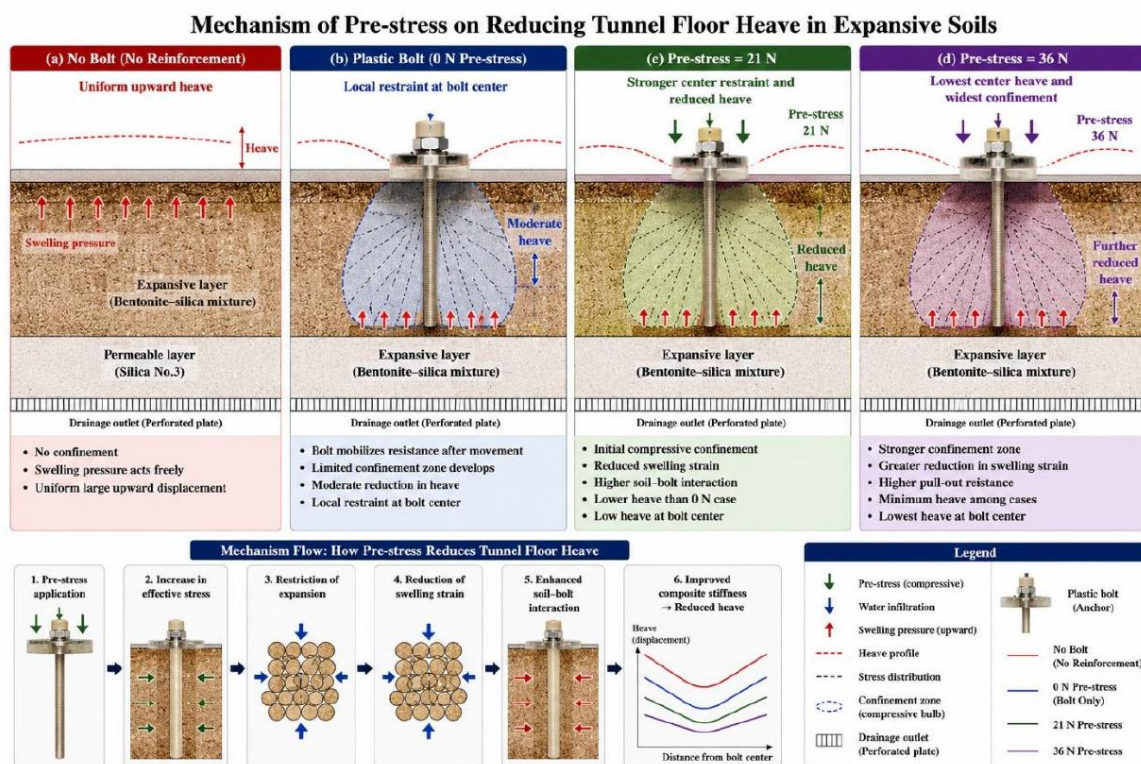


図5-6 膨潤性地山の盤ぶくれを抑制するロックボルト機構：(a) 無補強，(b) 無緊張ロックボルト，(c) 21 Nプレストレスロックボルト，(d) 36 Nプレストレスロックボルト

5.5 Grob's lawによる検証

図5-7は、圧密試験および模型盤ぶくれ試験から得られた拘束応力と膨潤変形の関係を示す。両試験では試験方法や境界条件が異なるため、同一拘束応力に対する膨潤量には差が認められるものの、拘束応力の増加に伴って膨潤変形が非線形に低下するという共通した傾向が確認された。

約 2.4 kPa の低拘束条件では、圧密試験で約 5.5 mm、模型盤ぶくれ試験で約 3.3 mm の膨潤変形が生じた。この範囲では、地盤の膨潤を抑える拘束が小さいため、吸水に伴う体積増加が比較的大きな変位として現れた。圧密試験と模型試験の膨潤量の差は、供試体寸法、給水条件、応力状態および側方拘束条件などの違いによるものと考えられる。

拘束応力を約 7.3～19.6 kPa へ増加させると、膨潤変形は約 1.8～2.0 mm まで急速に低下した。すなわち、低拘束域から中拘束域では、拘束応力の増加が膨潤変形の抑制に大きく寄与する。一方、拘束応力が約 39.2 kPa を超えると、膨潤変形は 0.5 mm 未満に近づき、拘束応力をさらに増加させても、追加的な変位低減効果は小さくなった。

このように、拘束応力の増加に伴って膨潤変形が急速に低下した後、高拘束域で一定値に近づく非線形的な関係は、Grob' s law が示す応力－膨潤変形関係と整合する。ロックボルトに導入したプレストレスは、支圧板を介して膨潤性地山へ作用する追加的な拘束応力として解釈できる。プレストレスを増加させることで、地盤の応答状態は膨潤変形の大きい低拘束域から、膨潤変形の小さい高拘束域へ移行する。

ただし、高拘束域ではプレストレスの増加に対する変位低減効果が逡減する。このため、プレストレスは大きいほど常に合理的であるとは限らない。実際の設計では、必要な盤ぶくれ抑制量に加え、ボルトの許容軸力、定着部の引抜き抵抗、支圧板下の地山強度、支圧板の耐力および施工性を考慮し、適切なプレストレスを設定する必要がある。

以上より、図 5-7 に示す結果は、ロックボルトによる拘束応力の付与が盤ぶくれ抑制に有効であることを示すとともに、プレストレス効果には拘束応力の増加に伴う逡減性があることを示している。

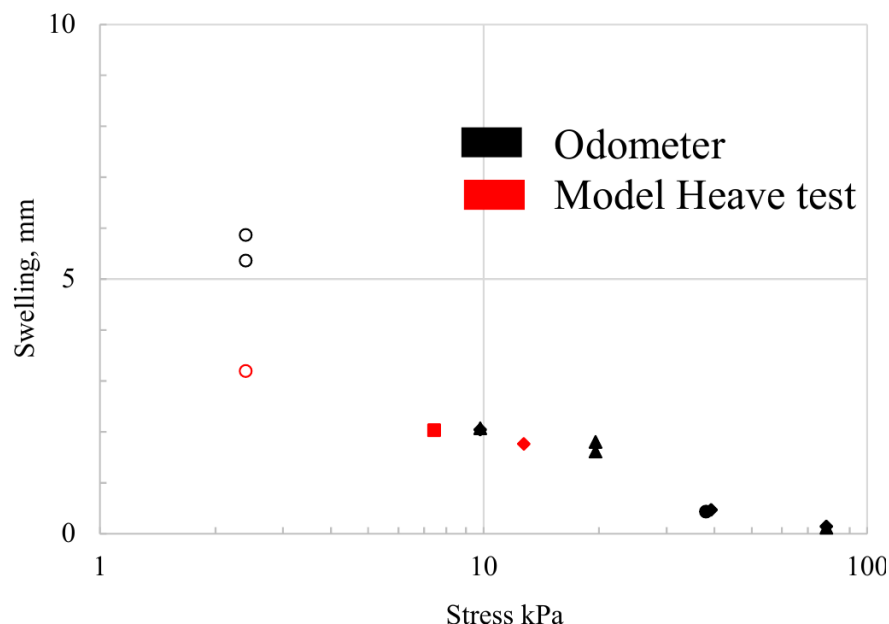


図 5-7 圧密試験および模型盤ぶくれ試験における拘束応力と膨潤変形の関係

5.6 本章のまとめ

本章では、膨潤性地山の盤ぶくれに対するロックボルトの抑制効果を長期模型実験により検討した。無緊張ロックボルトを設置すると、約 210 日後の盤ぶくれ変位は無補強条件より約 29%低減した。これは、支圧板による変位拘束、ボルト周面抵抗および定着部への荷重伝達によるものであり、ロックボルト自体が盤ぶくれ抑制に有効であることを示している。

プレストレスを導入すると、給水直後から圧縮拘束が作用し、盤ぶくれ変位の低減率は 21 N 条件で約 35%，36 N 条件で約 42%となった。一方、深部のボルト軸力は、初期プレストレスによらず長期的に近い値へ収束した。

以上より、ロックボルトが盤ぶくれ抑制の基本的な役割を担い、プレストレスは初期変形の抑制と支圧状態の維持によって、その効果を早期から発揮させることが明らかとなった。

第 6 章 結論

6.1 本研究で得られた知見

本研究では、膨潤性地山におけるトンネル変状を、膨潤材料の性質、周辺地山による拘束、トンネル下部における荷重再配分と応力集中、さらにロックボルトによる変形拘束という一連の力学過程として整理した。数値解析では周辺地山剛性、最大膨潤ひずみおよび最大膨潤圧の影響を分離して検討し、模型実験では無補強、無緊張ロックボルトおよびプレストレスロックボルトの長期挙動を比較した。

周辺地山が軟らかい場合には、膨潤層と周辺地山の変形が許容されるため、地山変位と盤ぶくれが卓越した。一方、周辺地山が硬い場合には、膨潤変形が抑えられる代わりに拘束反力が増加し、インバートへ作用する荷重が大きくなった。したがって、地山剛性は単にトンネルの安定性を高める要因ではなく、膨潤作用を構造物へ伝達する拘束条件として評価する必要がある。

また、トンネルと膨潤層の間に非膨潤地山が存在する場合には、その層が変形を吸収し、膨潤作用の直接的な伝達を緩和した。しかし、緩衝層の厚さや剛性が不十分であれば、膨潤変形は周辺地山内の圧縮とせん断を介してインバートへ伝わる。このため、膨潤層の位置とトンネルとの離隔は、材料の膨潤特性と併せて評価すべき重要な条件である。

最大膨潤圧と最大膨潤ひずみは、いずれもインバート荷重、膨潤層変形および周辺地山のせん断帯を増加させたが、その役割は異なる。最大膨潤圧は地山が発生し得る力の強さを表し、最大膨潤ひずみは拘束下で地山が構造物へ作用し続ける変形量と応力蓄積の経路を表す。同じ最大膨潤圧であっても最大膨潤ひずみが大きければ、膨潤層はより長い変形経路を通じて周辺地山とトンネルへ仕事をを行い、インバート荷重を増大させる。したがって、膨潤性地山の評価では、最大膨潤圧のみではなく、最大膨潤ひずみとの組合せを用いる必要がある。

膨潤層から発生した作用はトンネル周面へ一様に伝達されず、周辺地山の圧縮、せん断抵抗およびトンネル形状の影響を受けて再配分された。特に、側壁とインバートの接続部では、幾何学的な形状変化と変位拘束により応力が集中し、材料の最大膨潤圧を大きく上回る局所圧力が生じた。最大膨潤ひずみまたは最大膨潤圧の増加に伴って、インバート両側から下部地山へ延びるせん断帯も深く広く発達した。このことから、構造設計では平均膨潤圧だけでなく、インバート隅角部の局所的な荷重増幅と周辺地山のせん断変形を考慮する必要がある。

トンネル下部の膨潤現象は、Terzaghi の落し戸が上方へ移動する上昇床問題として説明できる。膨潤の進行に伴って下部地山の側方土圧係数 K_h が増加し、周辺地山内のアーチングとせん断抵抗が動員された。 K_h を用いた鉛直方向の力の釣合いから求めたインバート平均圧力は、数値解析値と概ね一致し、最大膨潤ひずみおよび最大膨潤圧を変化させた場合にも同様の傾向を示した。したがって、インバート荷重は膨潤材料単体の圧力ではなく、膨潤変形によって誘起される周辺地山内の応力再配分を含めて評価する必要がある^{2,3)}。

ロックボルト模型実験では、無緊張ロックボルトによって約 210 日後の盤ぶくれ変位が無補強条件より約 29%低減し、プレストレスを導入しなくてもロックボルト自体が有効であることが確認された。ボルト周面抵抗と定着部反力が動員されることで、膨潤に伴う作用の一部がボルト軸力として定着部へ伝達され、地盤—ボルト系の見かけの剛性が増加した。

プレストレスを導入すると、給水前から支圧板を介した圧縮拘束が加わり、約 210 日後の盤ぶくれ変位は 21 N 条件で約 35%、36 N 条件で約 42%低減した。深さ 35 mm 位置のボルト軸力は、初期プレストレスの差にかかわらず長期的に約 95~104 N へ収束した一方、支圧板位置の圧縮力は 36 N 条件でより長く維持された。これにより、プレストレスの主要な役割は最終軸力を増加させることではなく、ロックボルトの抵抗機構を変状発生初期から動員し、能動的な支圧状態を長く維持することにあると整理できる。

拘束応力と膨潤変形の関係は Grob's law¹⁾が示す非線形的な傾向と整合し、拘束応力の増加に伴って膨潤変形は急速に低下した後、高拘束域では低減効果が逡減した。この結果は、ロックボルトによる拘束が盤ぶくれ抑制に有効である一方、過大なプレストレスを導入しても効果が比例的には増加しないことを示す。設計では、変位低減効果に加えて、ボルト容量、定着部と支圧板下の地山強度、施工性および長期的な界面抵抗を考慮する必要がある。

6.2 設計上の示唆と今後の課題

以上の結果から、膨潤性地山におけるトンネルの長期安定性を評価する際には、最大膨潤圧だけでなく、最大膨潤ひずみ、周辺地山剛性、膨潤層の位置と厚さ、地下水条件、トンネル形状ならびに補強材の荷重伝達特性を一体的に扱う必要がある。特に、インバート隅角部の局所応力を平均圧力から直接推定することはできないため、地山-構造相互作用を考慮した解析または適切な荷重増幅の評価が必要である。

対策工の検討では、膨潤作用の伝達を緩和する緩衝層や排水工と、変位を定着部へ伝達するロックボルトを組み合わせることが有効である。ロックボルトについては、まず無緊張条件でも得られる基本的な補強効果を評価し、その上で要求される初期変位抑制性能に応じてプレストレスを設定することが合理的である。地下水の浸入により高飽和状態が想定される場合には、ボルト周面抵抗の低下を考慮し、十分な定着長の確保と排水対策を併用する必要がある。

本研究の数値解析は二次元平面ひずみ条件に基づき、模型実験は直径 152.4 mm の円筒土槽と一次元的な膨潤条件を用いた。このため、実トンネルの三次元形状、地層の不均質性、施工時の緩み、地下水位の季節変動および複数年にわたる時間依存挙動を直接再現していない。また、模型実験で得られた変位低減率は、実構造物の設計値へ直接換算するものではなく、補強機構と条件間の相対的な傾向を示すものである。

今後は、三次元的なトンネル形状とロックボルト配置を考慮した数値解析、浸透・膨潤・地山軟化・ボルト界面挙動を連成した長期解析、ならびに実トンネルにおけるインバート変位、作用圧、ボルト軸力および地下水状態の継続計測が必要である。これらの検証を通じて、最大膨潤圧と最大膨潤ひずみから局所荷重を評価する方法、周辺地山剛性に応じた対策選定法、および定着長・配置間隔・プレストレスを含むロックボルト設計法へ発展させることが課題である。

参考文献

- 1) Grob, H. : Swelling and heave in Swiss tunnels, Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Vol.14, No.1, pp.55-60, 1975。
- 2) Terzaghi, K. : Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.307-311, 1936。
- 3) Tamura, T. : Active and passive earth pressures on the trap door, Modern Tunnelling Science and Technology, 2001..