

完成後の盤ぶくれを防ぐ 新たなインバートの抑制効果

小林 寛明¹・上野 光²・磯谷 篤実³・嶋本 敬介⁴・岸田 潔⁵

¹正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東京支社 (〒105-0011 港区芝公園2-4-1)
E-mail: kobayashi.hir-4k55@jrtr.go.jp

²(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 大阪支社 (〒532-0003 大阪市淀川区宮原3-5-36)
E-mail: ueno.hik-7c7u@jrtr.go.jp

³正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 本社 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)
E-mail: isogai.ats-26es@jrtr.go.jp

⁴正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)
E-mail: shimamoto.keisuke.00@rtri.or.jp

⁵正会員 京都大学大学院教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kishida.kiyoshi.3r@kyoto-u.ac.jp

近年、山岳トンネルにおいて完成後に盤ぶくれが発生し、対策を実施した事例が報告されているが、鉄道などの走行安全性を確保するためには、盤ぶくれを未然に防ぐことは非常に重要である。しかし、掘削時の地山状況から盤ぶくれがわずかでも懸念される地山に対して、曲率の大きいインバートや鉄筋コンクリート構造のインバートを採用することは、現実的ではない。本研究では、これらの課題の解決をすべく新たに整備新幹線の山岳トンネルで採用されているインバート構造¹⁾を対象に模型実験と数値解析を行い、盤ぶくれの挙動を把握するとともに、標準的なインバート構造と比較し盤ぶくれの抑制効果について検証を行った。その結果、新たなインバート構造は施工性、経済性は従来の構造と同程度でありながら、盤ぶくれ抑制効果が向上することを確認した。

Key Words : mountain tunnel, invert, floor heaving, model test, numerical analysis

1. はじめに

近年、完成後の山岳トンネルにおいて盤ぶくれが発生し、インバートの改築工事を行った事例²⁾³⁾や下向きロックボルトなどによる盤ぶくれの抑止対策工事を行った事例⁴⁾が報告され、山岳トンネルにおける盤ぶくれ防止は重要な課題となっている。筆者らは、山岳トンネルにおける盤ぶくれ事象に関して、これまで、過去の事例を分析実施し、完成後に盤ぶくれが発生しやすい地質的な条件を整理するとともに、その中で明らかになった、地山の吸水劣化が盤ぶくれの発生の原因になることを模型実験と数値解析で明らかにした⁵⁾。また、実際に盤ぶくれが発生したトンネルの事例を取り上げ、地質的な特徴と掘削時の状況から、完成後に盤ぶくれが顕在化する背景について考察した。さらにインバートによる掘削時および完成後の盤ぶくれの抑制効果を検証するために、インバート形状と支保工をパラメータとした数値解析を実施

した。その結果、早期閉合と曲率の大きいインバートが、地山の塑性領域の拡大を抑制し、完成後の盤ぶくれに効果的であることを示した⁶⁾。また、盤ぶくれ発生後の対策工としてロックボルトを取り上げ、その効果について研究を実施してきた^{例えば7), 8)}。

日本の地質は変化に富んでいることや、事前の調査には限界があること等から、建設時における検討により盤ぶくれを完全に防止することが難しく、これまでは、日常の維持管理において盤ぶくれの兆候を早期に発見し、ロックボルトやインバートの追加・改築等を適宜実施することにより、トンネルの安全性を確保してきた。しかし、盤ぶくれを防ぐための最も基本的な構造はインバートであり、建設時において適切な構造のインバートを設置することにより、盤ぶくれを未然に防止することが重要であると考えている。

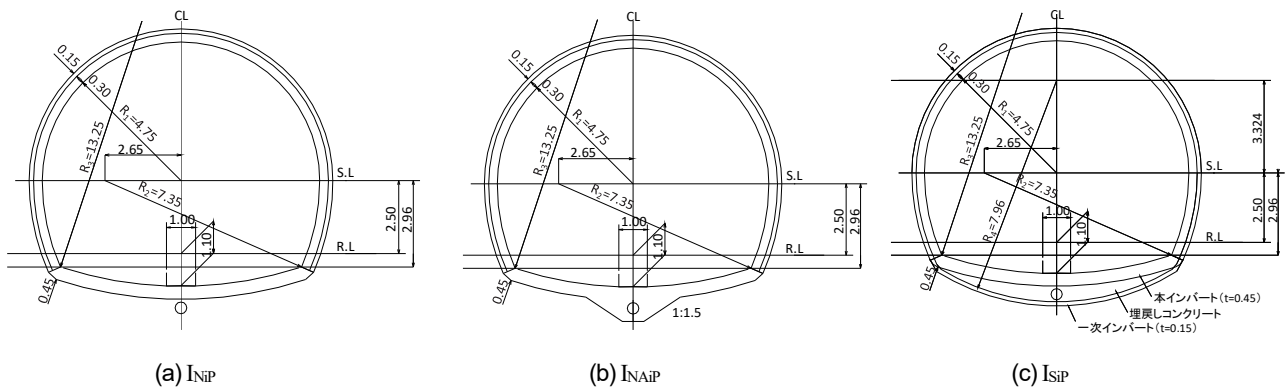


図-1 新幹線の山岳トンネルにおけるインバート構造

(1) インバートの設置基準

鉄道トンネルでは、矢板工法の時代より、地質が不良な地山ではインバート設置の必要性が示され^(例えば9), 数多く施工されてきた。その後、1983年に制定された NATM 設計施工指針(案)¹⁰⁾において、インバートの設置基準は地山等級により区分されて示されるようになり、地山等級が I_N 以下に該当する地山においてはインバート(図-1(a), 以下, I_{NP} と呼ぶ)を設置するように定められた。しかしその後、地山等級が II_N より良いと判断され、インバートが設置されていなかった北陸新幹線碓氷峠トンネルにおいて、完成後に盤ぶくれが発生した¹¹⁾ことから、2008年に制定された、山岳トンネル設計施工標準・同解説¹²⁾では地山等級に関わらず、すべての山岳トンネルにおいてインバートを施工するように改められ、その後、盤ぶくれの事例は減少した。

高速道路トンネルにおいても、地山等級 DI , DII , E は原則としてインバートの設置が必要とされ、地山等級 CI , CII においても、地質が泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の粘性土岩や風化結晶片岩、温泉余土等、劣化が予想される地質においては、インバートの設置が必要とされている¹³⁾。このように、盤ぶくれを防止するためのインバートの設置については各機関において重要性がすでに認識されてきている。

(2) 新たなインバート構造

2012年に北陸新幹線の峰山トンネルにおいて、インバートを設置していたにも関わらず、インバート完成後に盤ぶくれが発生し、対策工の施工を余儀なくされた事象が発生した⁶⁾。これにともない、インバートの設置基準と併せて、構造についても見直しが行われた。2014年には、盤ぶくれを抑制するために、新たなインバート構造の I_{NAP} (図-1(b))が示されるとともに、地質、地山強度比(G_N)、浸水崩壊度などの地山物性値や内空変位量などを指標としてインバート構造を選択するフロー¹⁾(図-2, 以下, インバート設計施工フローという)が定められた。

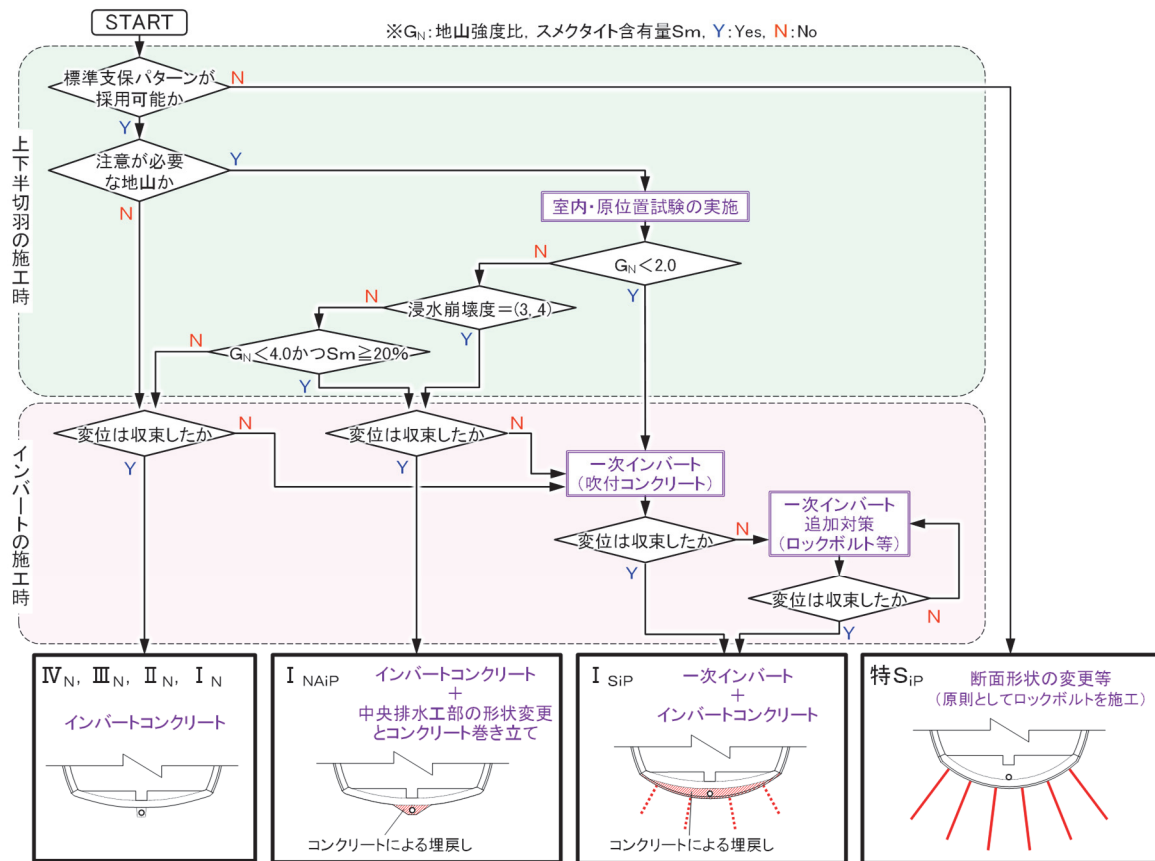
このフローは掘削時の状況から将来の盤ぶくれの可能性を検討するものであるため、地山試料試験に十分な期間が取れないことを想定し、試験項目を選定している。浸水崩壊度については鉄道・運輸機構が定める試験方法¹⁴⁾により判定される、区分3または4を閾値としている。区分3は浸水後24時間後の岩塊が細片化し、部分的に泥状化する状態を指し、区分4は、完全に泥状化することを指す。またスメクタイト含有量については、桜井ら¹⁵⁾の手法によることとされている。

このフローに示される I_{NAP} は、中央集水管部を幅広く掘削し、インバートコンクリートを中央集水管を抱き込んで打設し、中央集水管からインバート下の地山への水の供給を抑えるとともに、相対的に弱点部である中央通路部のコンクリートの巻厚を厚くした構造となっている。なお、 I_{NAP} が適用となるのは、泥質岩や凝灰岩類などの軟岩地山で地山強度比が2以上で、地山等級 I_N と判定されるものの、浸水崩壊度が3以上の地山である。または、地山強度比が4未満かつ膨張性粘土鉱物のスメクタイト含有量が20%以上である地山であり、吸水による強度低下や吸水膨張が懸念される箇所である。

(3) 本論文の目的

盤ぶくれを防止するためには、インバートの半径を小さくすることやインバートの巻厚を大きくすることが効果的であることは明らかである。しかし、インバートの盤ぶくれ抑制効果を定量的に確認する手法は定められておらず、インバートの半径や巻厚は経験的に定められていることが多い。さらに、盤ぶくれが懸念される地山においては、単にインバートを設置するだけにとどまらず、地山条件を踏まえた上で、長期的な安定性の観点から最適なインバート構造について、建設着手前に検討を行うことが必要である。

インバートを扱ったこれまでの研究の多くは、掘削時の内空変位量や近接構造物への影響の抑制などが主な研究対象とされており、完成後のインバートの盤ぶくれ抑



注) 浸水崩壊度は鉄道・運輸機構の試験方法および判定基準によること。

注) スメクタイト含有量試験については, 鉄道技術研究報告 (No.1312, 付属資料1) を参照すること。

注) 変位収束の判断は, 本インバートを施工しようとする時期において, 内空変位が2mm/月程度を目安とする。ただし, 一次インバートを施工した場合は, 極力インバート部で計測を行い, その結果で判断すること。

図-2 インバート設計施工フロー (施工時) 1)に追記

制を扱った研究はなされてこなかった。筆者ら⁵⁾⁶⁾はこれまで、トンネル完成後の盤ぶくれを防止することを目的として、長期的に吸水劣化する地山を対象とした模型実験や数値解析を実施し、インバートの半径を小さくすることで完成後の盤ぶくれを抑制できることを示した。インバートの半径を小さくし、断面を円形に近づけることで、軸力が導入されやすい構造とすることにより、盤ぶくれの可能性を減らせることは明白である。しかし、地山条件が悪いトンネルにおいて、例えば I_{SiP} のような半径の小さなインバートを施工するには、掘削に長い時間が掛かり、トンネル周辺の地山の塑性域の拡大を助長し、結果として内空変位量の増加や将来の盤ぶくれの可能性を高めてしまう恐れも否定できない。そのため、掘削断面積をむやみに大きくすることをせず、従来のインバートと施工性に大きな差異が無く、その弱部を補強することによって、より効果的に盤ぶくれを抑制できることが望ましい。

本論文では、このような懸念に対して、新たなインバート構造である I_{NAiP} を対象に、その盤ぶくれ抑制効果に

ついて、模型実験と数値解析により検証を行った。具体的には、このインバート構造に対し、新幹線断面を模擬した模型を製作し、インバート下の地山を強制的に膨張させることで、これまでの実験とは異なるメカニズムでインバートに盤ぶくれを生じさせ、インバートの破壊形態を観察し、その特徴を把握するとともに、インバートの隆起量から、 I_{NAiP} の盤ぶくれ抑制効果を検証した。またこれに加えて、数値解析を実施し、従来のインバート構造と比較を行い、新たなインバート構造の盤ぶくれ抑制効果を把握した。

2. インバート構造による盤ぶくれ抑制の事例

現在、新幹線の山岳トンネルのインバートは、地山が良好で盤ぶくれのおそれがない場合でも、半径13m程度、巻厚30cmまたは45cmの図-1(a)に示した標準的なインバートが用いられている。我が国で最初のNATMを対象とした技術指針である文献10)では、当時すでにインバ

ートの厚さは30cmまたは45cmが示されており、形状、厚さ等は経験的に決められてきた。道路においては、インバートの形状は様々であるが、新幹線と同程度で半径が10~20mの事例が多く、上半の半径の2~3倍程度の曲率、40~50cm程度の巻厚である^{13),16),17)}。なお、膨張性地山や早期閉合を要する地山の場合でも、通常の地山と同様なインバートとする例が多い。ただし、道路では新幹線とは異なり、保守用通路が中央に無いため、掘削断面を有効に利用するため、中央集水管をインバートの内側に設けている。

新幹線において、インバートがあるにもかかわらず完成後に盤ぶくれが発生した過去の事例^{例えは2)}では、いずれも I_{NP} が用いられており、中央通路の底盤部や左右隅角部に線路方向にひびわれが発生する変状形態となっている。インバートは覆工と同様、円弧状とすることにより軸力が導入されることが期待される。しかし、 I_{NP} のインバートの半径は、覆工に比べて大きいことから、特にコンクリートの厚さが薄くなる中央通路の底盤部において、曲げモーメントに対する耐力が相対的に小さくなる。そのため、インバートが地山から力を受けると、中央通路の底盤部にひび割れが入るものと考えられる。

インバートの半径を小さくして、覆工の半径に近づけることにより、軸力が導入されやすい構造となり、曲げモーメントに対する耐力を増加させることができると考えられる。例えば、北陸新幹線飯山トンネルでは、建設後(開業前)に盤ぶくれを生じたが、既設のインバート下部の地山を掘削し、新たなインバートを既設のインバートと一体となるように構築している。新たに施工されたインバートは中央集水管の下部まで抱き込むような形状をしており、半径6m程度となっている²⁾。

山形自動車道盃山トンネルにおいては、供用後に発生した急激な盤ぶくれ対策として、既設のインバートを撤去し、インバート下の地山を改めて掘削した後、新たに半径を13.1mから10.0mに変更し、設計基準強度を 18N/mm^2 から 24N/mm^2 に上げたインバートを再施工した¹⁸⁾。上記のように、掘削中あるいはインバート構築後に盤ぶくれが生じ、インバートの構造を変更する事例では、時間的、施工的制約から、数値解析等により検討を行う余裕がないことから、安全の裕度を見込み、十分なインバート半径、巻厚を与えて、経験的に設計を行っている事例が多い。本来は、施工に着手する前の地質調査などの結果から、完成後の盤ぶくれ発生の可能性を判断し、インバート構造の設計を行っておくことが望ましいが、そのような事例は多くない。これは、インバートを扱った既往の研究の多くが、主に掘削時の早期閉合と関連させ、内空変位量の抑制や支保能力の向上に着目したものの^{例えは17)}であることからわかるように、インバート構造がこれまで、掘削時の内空変位量の抑制を主な目的

としていたこと、完成後の盤ぶくれを評価する手法が確立されていなかったことなどが理由として考えられる。

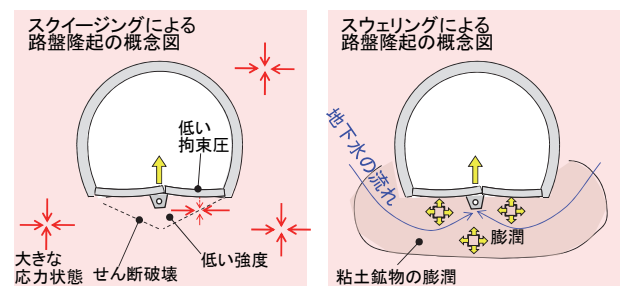
3. 模型実験

(1) 実験方法

本稿では、図-2に示した整備新幹線の山岳トンネルで採用されているインバート構造のうち I_{NP} に着目し、中央通路部の補強による盤ぶくれ抑制効果の確認を目的として、模型実験を行うこととした。ここで、模型実験にあたっては、山岳トンネルの盤ぶくれを適切な方法で再現する必要がある。実験に先立ち、完成後の盤ぶくれのメカニズムを以下のように整理した。

完成後の盤ぶくれの原因は、直接的にはインバートに作用する地山からの力によるものと考えられるが、嶋本ら⁸⁾によれば、完成後の盤ぶくれを生じさせる地山からの力の発生メカニズムとして、図-3に示すスクイーピングとスウェリングが考えられるとされており、スレーピングによる盤ぶくれ現象の再現⁵⁾を行っている。また、スウェリングに対しては、嶋本ら⁷⁾が静的破砕剤を混合した低強度モルタルを模型トンネルのインバートの下に配置し、これを膨張させる実験により、スウェリングによる盤ぶくれの現象の再現を行っている。

実験により、 I_{NP} の効果を検証するにあたっては、上記のスクイーピングによる盤ぶくれを再現する実験と、スウェリングにより再現する実験のどちらを行うかを定める必要があるが、実験後にインバート中央部が最も隆起する変形形態およびインバート内面側に線路方向の曲げひび割れが発生する破壊の形態のいずれについても、どちらの実験でもほぼ同様に発生させることができることが確認されていることから、本研究で行う実験は、後者の静的破砕剤を混合した低強度モルタル(以下、膨張モルタルという)を模型トンネルのインバートの下に配置し、これを膨張させることでインバートと地山が相互に作用しながら隆起が経時的に変化する実験を行うこととした。



(a) スクイーピング (b) スウェリング

図-3 想定される路盤隆起メカニズム⁸⁾

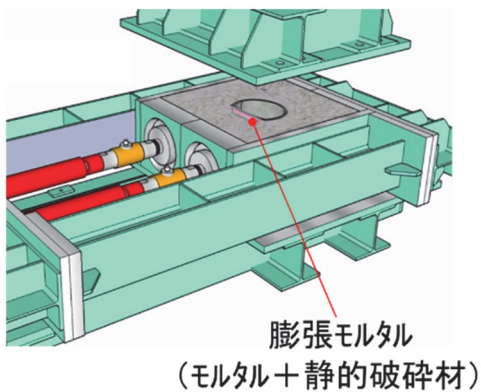


図-4 実験装置 (全体)

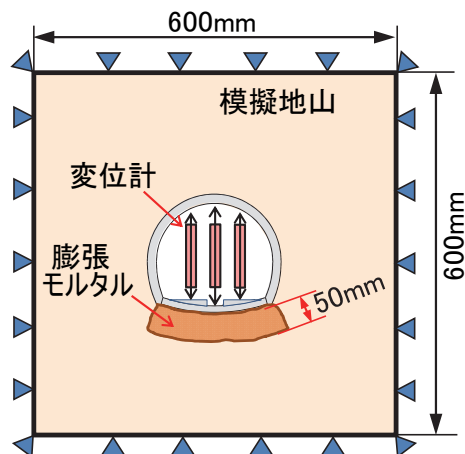


図-5 実験装置 (断面図)

実験には、図-4、5に示す実験装置を使用した。60cm×60cm×30cm（深さ）の土槽中に低強度モルタルで地山を模擬し、新幹線断面の1/50スケールとなるモルタル製のトンネル模型を鉛直方向がトンネルの線路方向に一致するように設置した。インバート下には盤ぶくれを再現するための膨張モルタルを配置し、計測を実施した。

覆工とインバートは別々に作製し、覆工とインバートの接合部は剛結しないようにビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との隙間を低粘度のエポキシ樹脂により充填した。覆工とインバートに用いたモルタルの配合は既往の研究⁹⁾を参考とし、表-1に示す配合とした。

模擬地山に用いた低強度モルタルは過去の実験^{9),19)}を参考に、表-2のような配合とした。また膨張モルタルは、この低強度モルタルに静的破砕剤を質量比で30%混入し、練り混ぜたものである²⁰⁾。製作順序は土槽にトンネルの模型を鉛直に配置し、周囲に低強度モルタルを打設する。その際にインバート下には、ベークライト製のスペーサーを設置した。低強度モルタル打設2日後に、このスペーサーを引き抜き、その空間に膨張モルタルを打設する。スペーサーの引き抜き状況を写真-1に示す。

表-1 モルタルの配合（トンネル模型）

材料	種類	単位量 (kg/m ³)
水	—	436
セメント	普通ポルトランドセメント	396
細骨材	硅砂6号	794
混和材	フライアッシュ	596
混和剤	減水剤	2.2

表-2 低強度モルタルの配合（模擬地山）

材料	種類	単位量 (kg/m ³)
水	—	649
セメント	早強ポルトランドセメント	185
細骨材	硅砂6号	650
混和材	ベントナイト	64.9
混和剤	減水剤	17.1
混和剤	分離防止剤	0.278

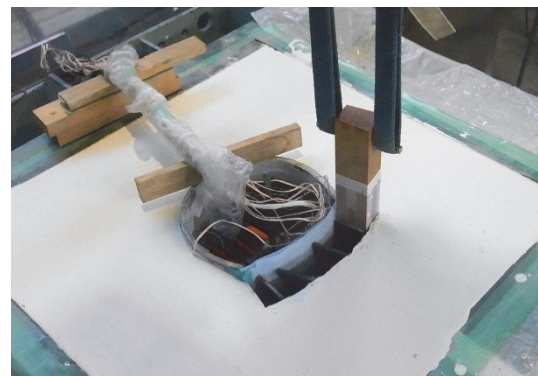


写真-1 スペーサー引き抜き状況

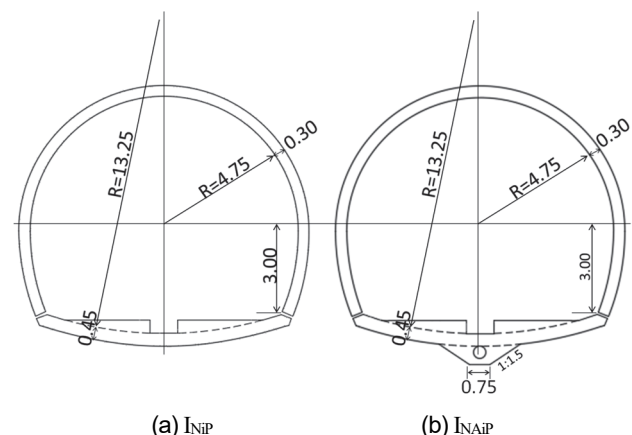


図-6 実験ケース（単位：m）

実験ケースは、図-6に示した2種類の新幹線複線断面をもととし、それぞれの1/50スケールで製作した模型のインバートの詳細な断面形状を図-7に示す。

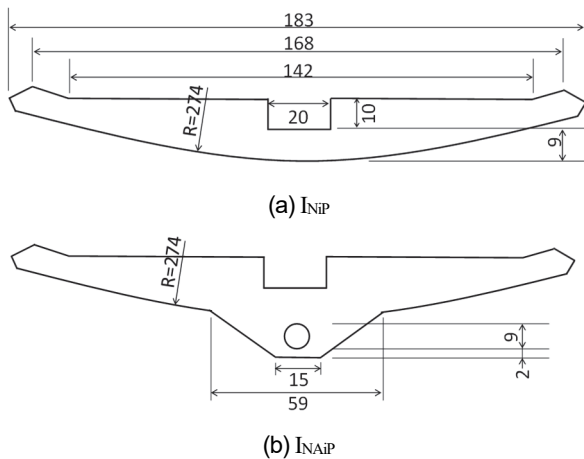


図-7 インバート模型の詳細図 (単位: mm)

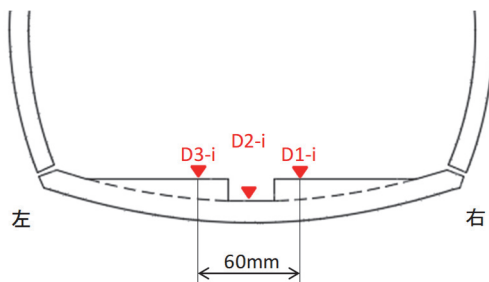


図-8 変位計設置位置

インバートの計測位置を図-8 に示す。I_{NIP} における計測位置を示しているが、I_{NAIP} も同様である。図の位置に変位計を設置し、中央通路部とレール位置の隆起量の計測を行った。トンネル軸方向の設置位置は中間部である。計測は5分おきに行い、膨張モルタルの膨張が終わるまで実施した。

(2) 実験結果

実験は膨張モルタルの膨張が完了するまで実施した。文献 21) では、変状が生じたトンネルの岩石を対象に多くの吸水膨張圧試験を実施しており、最大で 0.6 N/mm^2 程度の吸水膨張圧が確認されている。本実験と同じ配合の膨張モルタルで測定した膨張圧と、文献 21) で吸水膨張圧が最も大きかった試料とで、吸水膨張圧の経時変化を図-9 に示す。これより、本実験で使用した膨張モルタルによって、時間と共に進行する実際の岩石の膨張圧が表現できており、実トンネル地山の大きい膨張圧の測定データと同等の大きさの膨張圧が確認できていることがわかる。

写真-2 に I_{NIP} の実験完了後の盤ぶくれの状況を、写真-3 に I_{NAIP} の状況を示す。また、図-10 に両ケースの膨張モルタルの温度の変化を示す。膨張モルタルの膨張率は、外部環境温度の影響を受けやすく、膨張モルタルの温度が高いほど、膨張率も大きくなること示されており²²⁾、

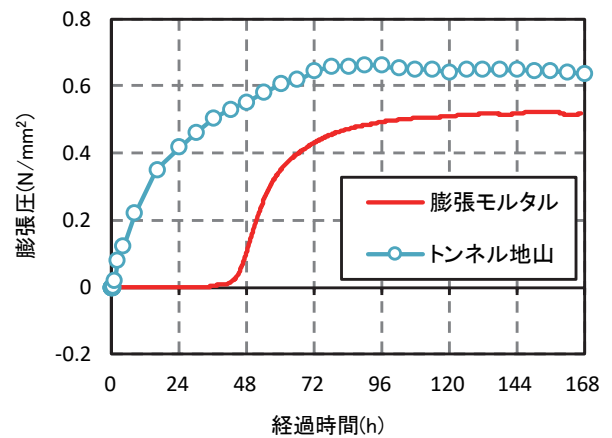
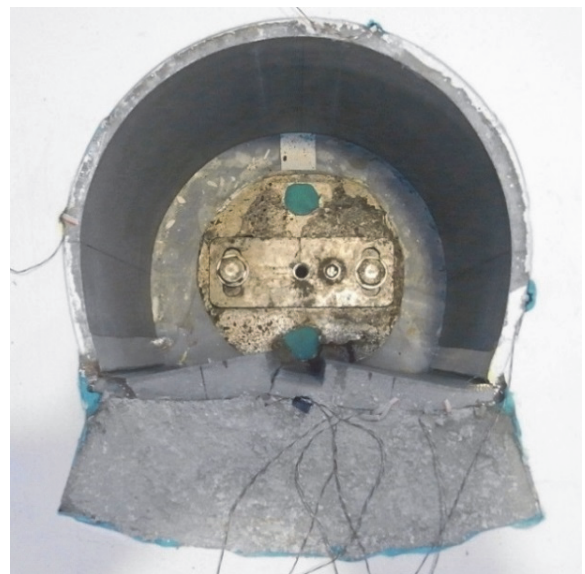
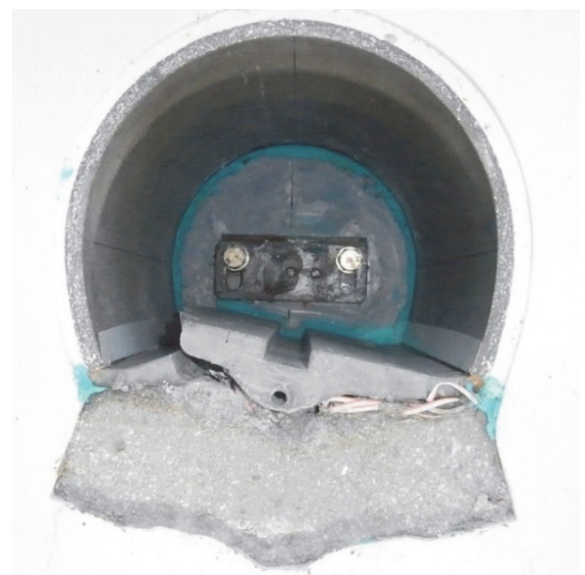


図-9 膨張モルタルの膨張圧

写真-2 盤ぶくれ状況 (実験完了時: I_{NIP})写真-3 盤ぶくれ状況 (実験完了時: I_{NAIP})

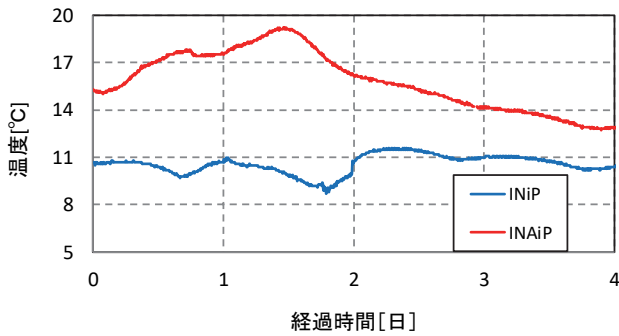


図-10 膨張モルタルの温度変化

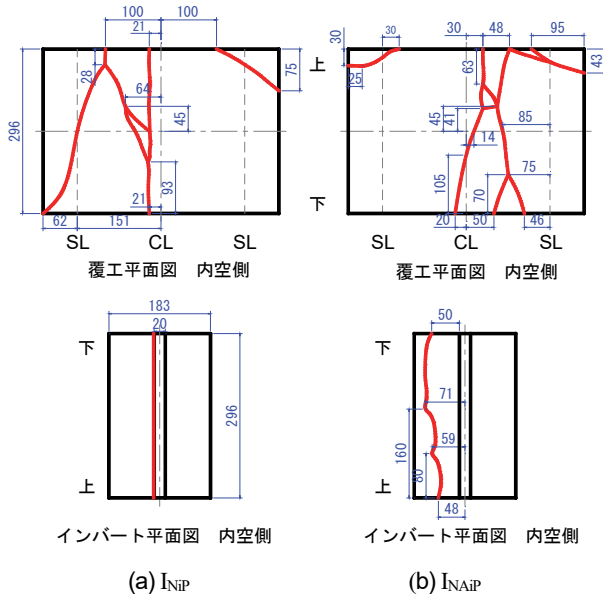


図-11 実験後のトンネル展開図 (単位: mm)

本実験においては I_{NAiP} の実験時の方が気温が高かったことから、膨張モルタルの温度も高く、膨張率も大きかったと考えている。

図-11 に実験後の覆工とインバートのひび割れを記入した展開図を示す。インバートにおいては、 I_{NiP} では、中央通路の左下の隅角部からひび割れが入っている。 I_{NAiP} では、左側の軌道直下の位置からひび割れが入っている。それぞれ部材厚の小さいところや断面変化点が弱部となり、ひび割れが発生した。鉄道トンネルにおいて、盤ぶくれが発生した詳細な報告事例は少ないが、中央通路部に縦断方向にひび割れが発生した事例²⁾と、さらに横断方向にもひび割れが発生した事例¹⁾が報告されている。今回の実験では、横断方向のひび割れは発生しなかったが、実験模型では、インバートのトンネル軸方向の端部が拘束されていないために横断方向の梁として曲げを受けた結果、縦断方向のみにひび割れが発生したと考えており、今回の実験では I_{NiP} のインバートに発生したひび割れの状況は、鉄道トンネルにおける実際の盤ぶくれ状況を再現することができていると考えている。また、 I_{NAiP} の結果からは、中央通路部にひび割れは発生しておらず

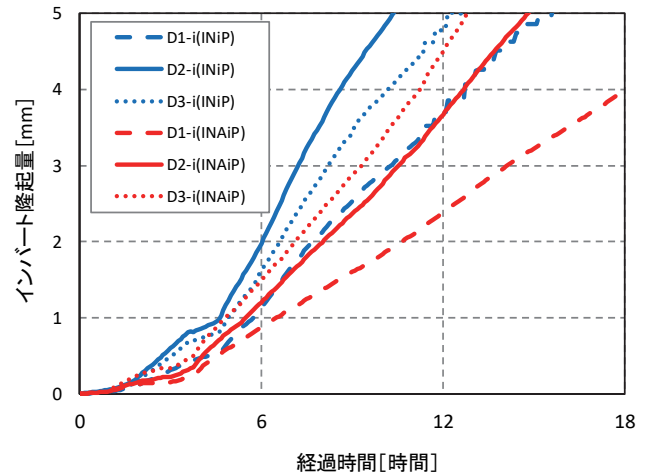


図-12 インバートの隆起量

鉄道トンネルのインバートの弱部を補強するという目的を果たすことができる構造であることが確認できた。一方で、覆工には概ねトンネル軸方向にひび割れが入っており、インバート構造の違いによる終局時点での破壊形態については、明瞭な差は見取れない。

図-12 に盤ぶくれ開始からの経過時間と隆起量の関係を示す。盤ぶくれ開始当初において、 I_{NiP} では左右のレール位置 (D1-i および D3-i) よりも中央通路部 (D2-i) の隆起量が大きく、 I_{NAiP} では D3-i, D2-i, D1-i の順になっていることから、左側が持ち上がり、左側がより大きく隆起する変形形態になっていたことが分かる。実験ケースごとで比較すると、同じ計測位置では中央通路部、レール位置ともに I_{NAiP} の方が盤ぶくれを抑制することができている。図に示すように隆起量が 2mm に到達する最も早い計測位置での所要時間で比較すると、 I_{NAiP} の方が 16%長く、3 箇所の平均では 26%長くなっている。また、 I_{NiP} で隆起量が最初に 2mm に到達する、経過時間 6 時間における隆起量で比較すると、平均で 23%抑制することができている。

ただし、文献 22)に示すように、膨張モルタルの膨張圧は一樣ではなく、両ケースを厳密に比較するためには、温度によって変わる膨張モルタルの膨張圧を厳格にコントロールした実験が必要であるが、それは現実的には困難である。そのため本論文では、同条件、対象での定量的な評価を行うため、次章において数値解析を実施している。

なお、実験は 1/50 のスケールで実施しているため、2mm の隆起量は実際には 100mm に相当する。実験は静的破砕剤によって盤ぶくれを再現しているため、静的破砕剤の反応が終わるまで盤ぶくれが継続している。また、隆起量に関する軌道整備基準では、例えば JR 東日本²³⁾の場合、列車速度が時速 245km 以上の区間では 12mm となっており、現実には盤ぶくれが 100mm となる前にロ

ックボルト打設などの対策工を実施するものと思われる。軌道整備基準は 10m 弦での変位量を基準としているために、一概には比較できないものの、実験結果を評価する範囲としては妥当であると考えており、定性的に見ても、 I_{NAIP} は盤ぶくれに対して I_{NiP} と同等以上の抑制効果があると考ええる。

4. 模型実験の再現解析

(1) 解析の概要

模型実験ではインバートが隆起し、破壊に至る過程を盤ぶくれの状況や計測結果から確認することができたものの、膨張モルタルは周囲の気温によって膨張圧が異なることから、条件を同一とするために、数値解析による再現解析を行うこととした。解析は二次元平面ひずみ状態とし、有限差分法 (FLAC^{3D}) により行った。

解析モデル図を図-13 に示す。寸法は模型実験と同様としており、対称性を考慮して半断面をモデル化している。インバートを含む覆工模型と地山モルタル、膨張モルタルとの間は、滑りと分離を表現できるインターフェイス要素²⁴⁾を配置している。

解析では、膨張モルタルの要素の σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} について、1 ステップあたり 0.02 N/mm^2 増加させるステップを 100 ステップ繰り返した。すなわち、最終ステップでの膨張圧は 2.0 N/mm^2 となる。ただし、この膨張圧 2.0 N/mm^2 は、膨張モルタルが完全に変位が拘束された状態であれば 2.0 N/mm^2 の膨張圧になるということであるが、周辺の地山モルタルやインバートが変形するため、膨張圧が減少し、インバートに作用する応力としては 2.0 N/mm^2 より小さい値となる。

覆工模型のコンクリートの入力物性値を表-3 に示す。コンクリートはひずみ軟化モデルとしており、ひび割れを表現することを目的として、式(1)に示すようにひび割れ発生時の応力を σ_{cr} 、ひび割れ発生時のひずみを ϵ_{cr} 、引張軟化係数を α として、引張破壊後に発生する引張ひずみの増加に伴って、引張強さ σ_t を指数関数で低下させている^{25),26)}。

$$\sigma_t = \sigma_{cr} \cdot \exp(-\alpha \cdot (\epsilon - \epsilon_{cr})) \quad (1)$$

また、ひずみの増加に伴って低下するせん断強さ c を式(2)に示すように、軟化開始時のせん断強さを c_{cr} 、せん断ひずみを ϵ'_{cr} 、軟化係数を β として表している。

$$c = c_{cr} \cdot \exp(-\beta \cdot (\epsilon' - \epsilon'_{cr})) \quad (2)$$

地山モルタルの入力物性値は、過去に実施した同配合のモルタルの強度試験結果等を参考に、表-4 のように設定した。地山モルタルは Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾塑性モデル、膨張モルタルは弾性モデルとした。

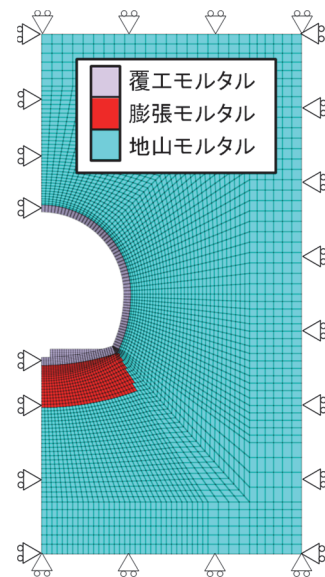


図-13 解析モデル (I_{NiP})

表-3 解析入力物性値 (覆工模型)

項目		物性値
一軸圧縮強さ	q_u	24 N/mm^2
弾性係数	E	$22\,000 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	ν	0.2
せん断強さ	c	5.6 N/mm^2
内部摩擦角	ϕ	40°
ダイレイタンシー角	ψ	12°
引張強さ	σ_t	1.91 N/mm^2

表-4 解析入力物性値 (地山モルタル)

項目		物性値
弾性係数	E	80 N/mm^2
ポアソン比	ν	0.3
粘着力	c	0.15 N/mm^2
内部摩擦角	ϕ	13°

(2) 解析結果

最大主ひずみ (引張ひずみ) コンター図を、図-14 に示す。 I_{NiP} では中央通路隅角部に、 I_{NAIP} では中央通路と側壁脚部の中間位置で引張ひずみが大きくなっており、実験の結果を再現できていることがわかる。引張ひずみの値については、 I_{NAIP} が I_{NiP} よりも大きくなっている。これはひび割れ発生箇所の巻き厚が I_{NAIP} の方が厚いため、ある変化量に対するひび割れ幅は大きくなったと考えられる。

次に、インバートの隆起量について示す。ここでの隆起量は、実験と同様に覆工の天端との相対変位で表し、インバート中央の位置 (以下、CL という) について図-15 に示す。横軸には膨張モルタルの要素に与えた膨張圧を

示している。この膨張圧が 1.0N/mm^2 の時点で比較すると、 I_{NAIP} のインバート隆起量は I_{NiP} の 55%程度に抑えられているのが分かる。また、 I_{NiP} は膨張圧 1.05N/mm^2 時にひび割れが急激に進行し、隆起量が急増しているが、 I_{NAIP} では膨張圧の増加に対して線形的に隆起量の増加が続いている。 I_{NAIP} は I_{NiP} に比べて施工性を大きく損なわないことを重視して、中央集水管設置のために掘削する範囲をやや拡大し、従来は碎石で埋め戻していた範囲を含めてコンクリートでインバートと一体化させた。それによって、中央通路部の剛性は高くなったものの、その効果、特に I_{NiP} と比べて明瞭な差があるかは明らかではなかったが、模型実験ならびに本章の数値解析によって、インバート下の地山が膨張し、インバートが盤ぶくれするような地山において、 I_{NAIP} は従来の I_{NiP} に比べて盤ぶくれを抑制する効果を有していると言える。

5. 実トンネルを想定した解析による盤ぶくれ抑制効果の評価

(1) 解析の概要

模型実験および前章における解析のような、トンネル全体の構造を模擬した再現解析では、インバートの隆起

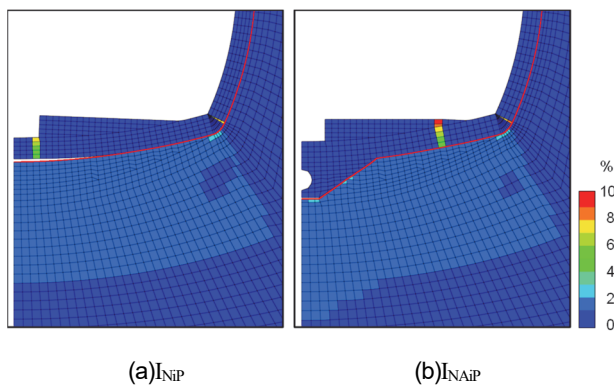


図-14 最大ひずみコンター図 (変形倍率5倍)

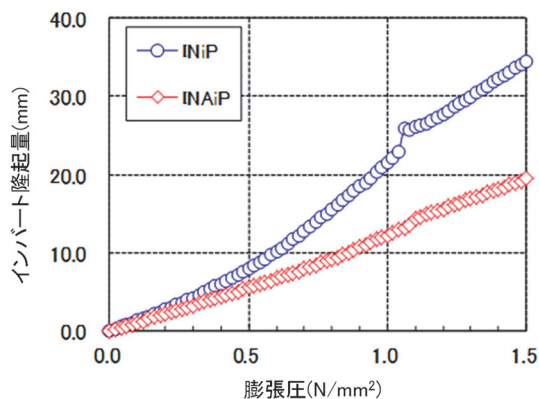


図-15 インバートの隆起量 (CL)

の状況、計測結果および解析結果から I_{NAIP} の中央通路部の補強効果や盤ぶくれ抑制効果を確認することができた。ただし、盤ぶくれ抑制効果について、これまで多く採用されてきたインバート形状との相対的な比較を行うため、別途、解析による検証を行う。解析ケースは実験を行った I_{NiP} と I_{NAIP} に加えて、比較のために I_S 地山で適用される I_{SiP} も対象とした。 I_S 地山は、著しい膨張の発生はないものの、掘削時の内空変位の収束に、吹付コンクリートによる一次インバートを要するような地山である¹²⁾。具体的には、新第三紀から第四紀更新世の堆積岩類または堆積物や変質および破碎の進行した岩石等で、地山強度比が概ね2以下である地山を指す。そのため、標準的なインバート形状のなかでは、半径が最も小さい。

解析モデルは前章と同様に、地山と覆工、インバートをモデル化した。解析ケースごとのインバートの形状を図-16に示す。寸法は新幹線複線断面の実物大である。

インバートの盤ぶくれやその対策工の効果の検証を目的としたこれまでの研究では、第4章のように地山と覆工、インバートを対象としてモデル化を行っている事例が多い^{8),27)}。このような解析は、より精度の高い結果を得るためには有効な手法であるが、本研究で目標としている実際の施工現場への適用を考慮した場合、解析に

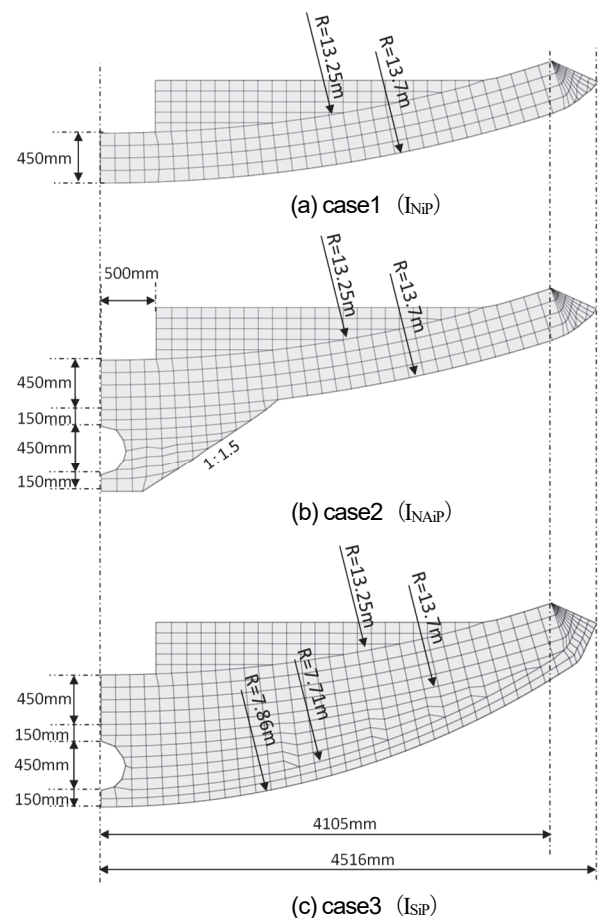
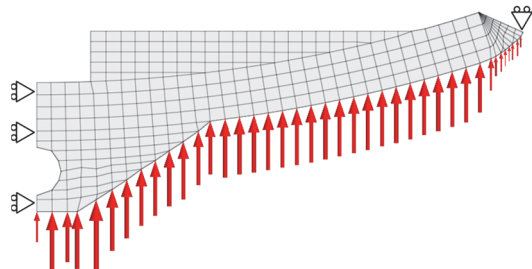


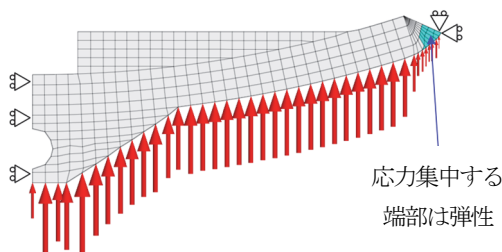
図-16 解析モデル

表-5 解析パターン

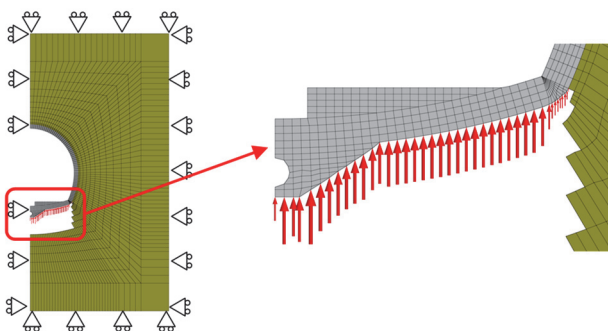
解析パターン	モデル化の対象	境界条件
パターン1	インバート	端部鉛直固定, 水平自由
パターン2	インバート	端部鉛直固定, 水平固定
パターン3	インバート, 覆工, 地山	地山の境界を完全固定



(a) パターン1



(b) パターン2



(c) パターン3

図-17 境界条件 (I_{NAIP}の例)

時間を要することはデメリットとなる。そのため本章では、解析の簡略化を図るため、インバート部のみをモデル化したケースも準備した。しかし、インバート部のみを対象とした解析モデルを使用し、解析結果を実際の盤ぶくれの挙動と比較することでインバートと覆工の境界条件について評価した研究が無いことから、モデル化の対象範囲や境界条件を表-5 および図-17 のように変えた3パターンを設定した。荷重はインバートの下面に等分布荷重を鉛直上向きに作用させ、盤ぶくれを再現する荷重漸増解析を行った。本解析条件は、前章のように要素に膨張圧を与えるのではなく、荷重制御で荷重を漸増させる解析であり、コンクリートは非線形モデルとしてい

表-6 解析入力物性値 (コンクリート)

項目		物性値
一軸圧縮強さ	q_u	21N/mm ²
弾性係数	E	20 000N/mm ²
ポアソン比	ν	0.2
せん断強さ	c	4.9N/mm ²
内部摩擦角	ϕ	40°
ダイレイタンシー角	ψ	12°
引張強さ	σ_{ct}	1.75N/mm ²

表-7 解析入力物性値 (地山)

項目		物性値
弾性係数	E	206N/mm ²
ポアソン比	ν	0.36
粘着力	c	0.58N/mm ²
内部摩擦角	ϕ	31°
ダイレイタンシー角	ψ	10°
側圧係数	K	1.0

るため、荷重増加とともに非線形的に隆起が進行する。

次に、覆工、インバートの物性値を表-6 に示す。コンクリートは Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾塑性モデルとし、ひび割れを表現することを目的として、前章と同様に引張強さを式(1)で低下させている。

地山の物性値を表-7 に示す。地山は地山等級 I_S 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 20.0kN/m³, 土被り 200m とした場合に求められる 2.0N/mm² としている⁹⁾。これらは過去の研究において実施した数値解析において、掘削時の内空変位量が 100mm 程度となることが分かっている。山岳トンネル設計施工標準・同解説¹²⁾では内空変位量による地山等級の区分が示されており、100mm~150mm では I_S と区分されることから、I_{NAIP} の適用を想定している。I_N と I_S の境界付近の地山と一致する。その他の物性値については、アイダンら²⁸⁾、赤木ら²⁹⁾、蔣ら³⁰⁾が示した軟岩の一軸圧縮強さと各種物性値の相関関係より設定している。

(2) 解析結果

a) パターン1

パターン1の解析結果として、横軸にインバートへの載荷圧、縦軸にインバート中央部の隆起量としたグラフを図-18 に示す。I_{NP} で 0.14N/mm², I_{NAIP} で 0.36N/mm², I_{SP} では 0.73N/mm² の載荷圧で隆起量はいずれも 5mm 程度で変位が急激に増加し、発散する結果となった。発散する直前のステップにおける引張りひずみコンター図を図-19 に示す。変形倍率は図に各々表記されているとおりであり、水色は変形前の形状を表している。I_{NP}, I_{SP} で

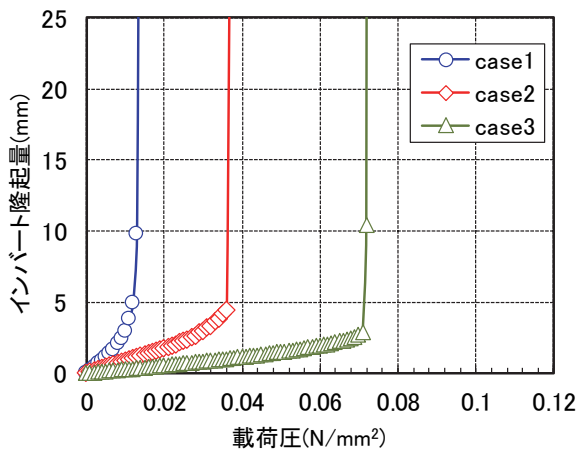


図-18 載荷圧とインバート隆起量 (パターン1)

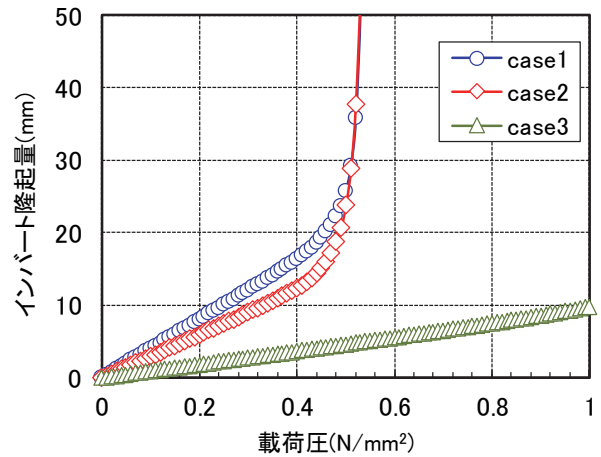
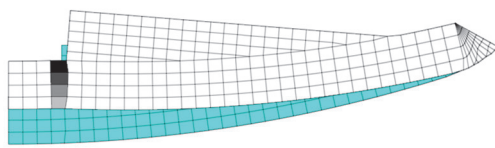
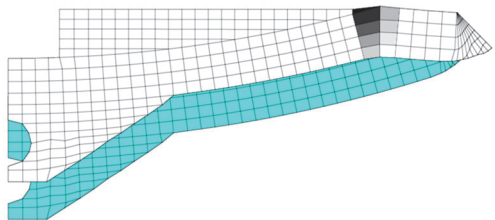


図-20 載荷圧とインバート隆起量 (パターン2)



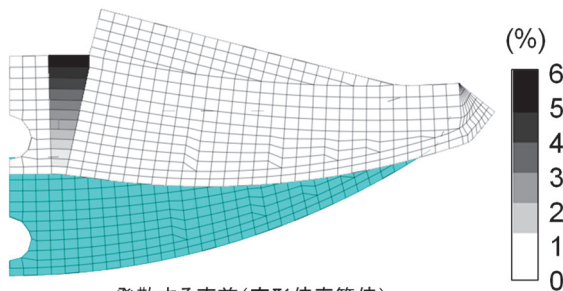
発散する直前(変形倍率等倍)

(a) case1



発散する直前(変形倍率等倍)

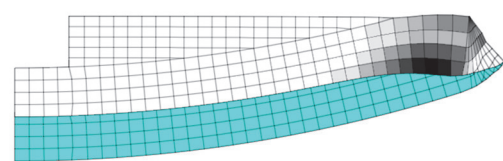
(b) case2



発散する直前(変形倍率等倍)

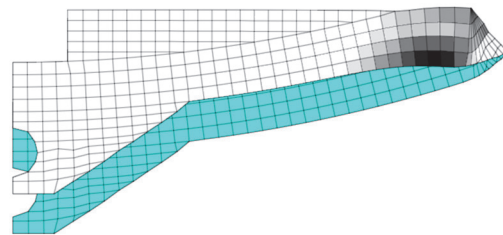
(c) case3

図-19 引張ひずみコンター図 (パターン1)



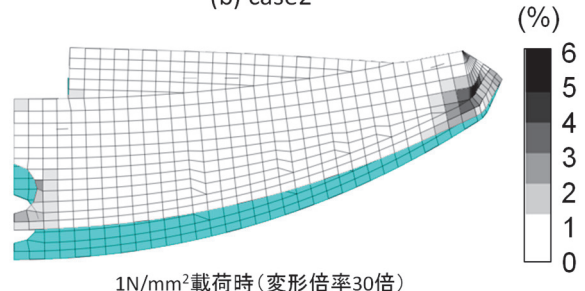
発散する直前(変形倍率等倍)

(a) case1



発散する直前(変形倍率等倍)

(b) case2



1N/mm²載荷時(変形倍率30倍)

(c) case3

図-21 引張ひずみコンター図 (パターン2)

は中央通路隅角部で、 I_{NAIP} ではインバート天端の水平部と内面曲線の摺り付き部でひび割れが発生していることがわかる。 I_{NIP} 、 I_{NAIP} のひび割れ発生位置が実験や実現象に似ているものの、隆起量5mmで解析が発散しており、盤ぶくれの予測や対応策の検討などの実務上の解析方法としては、境界条件の設定が適切ではないと思われる。

b) パターン2

パターン2の解析結果を図-20に示す。 I_{SIP} では1N/mm²を載荷した時点でも弾性的な挙動を示したが、 I_{NIP} 、 I_{NAIP} では0.5N/mm²程度で大きな変位が発生し、発散した。 I_{NIP} と I_{NAIP} の結果を比較すると、 I_{NAIP} の方が変形は小さかったものの、その差は僅少であった。発散する直前のステップ(I_{SIP} は1N/mm²載荷時)における引張ひずみコンター図を図-21に示す。いずれの形状においても、破壊

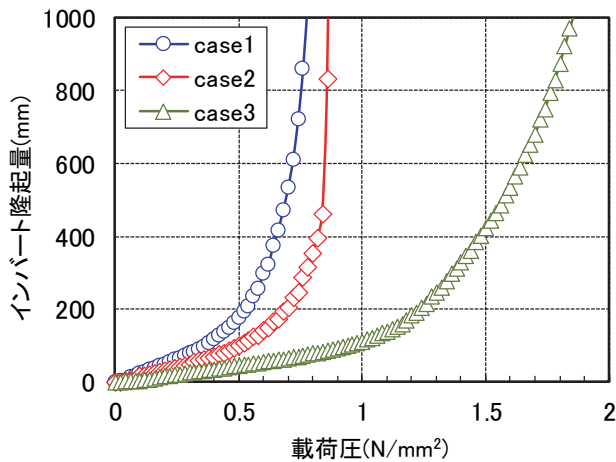


図-22 荷重圧とインバート隆起量 (パターン3)

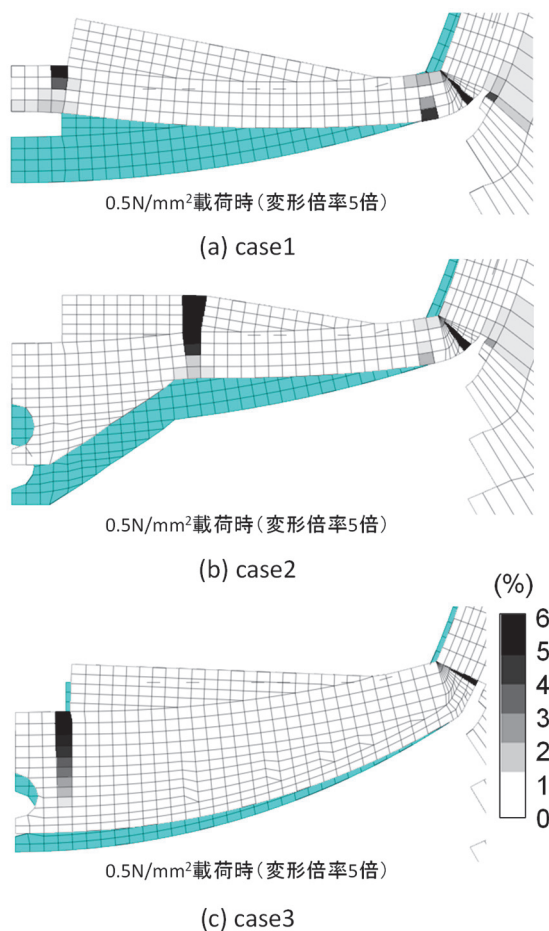


図-23 引張ひずみコンター図 (パターン3)

がインバートの側壁側で発生しており、 I_{NAIP} のような中央通路部の増し厚が効果を発揮しない変形モードとなっていることがわかる。また I_{NP} では、実際の被害事例や実験結果とは異なった破壊形態であり、境界条件の設定がパターン1と同様、適切ではないと思われる。

c) パターン3

パターン3の解析結果を図-22に示す。 I_{SP} では荷重圧1.2N/mm²あたりから荷重圧の増加に対して非線形的に

インバート隆起量が増加しているが、2.0N/mm²を荷重した時点でも発散はしなかった。0.5N/mm²荷重時における引張ひずみコンター図を図-23に示す。また、この時点におけるインバート中央部の隆起量についても併記している。 I_{NP} 、 I_{SP} はパターン2と同じく中央通路隅角部でひび割れが発生しており、 I_{NAIP} は中央集水管巻き立ての摺り付き部の内面側でひび割れが発生している。 I_{NP} 、 I_{NAIP} のひび割れ位置は、実験の結果と同様である0.5N/mm²荷重時の隆起量は I_{NP} 、 I_{NAIP} 、 I_{SP} の順に大きくなっている。なお、パターン3はパターン1と比較すると20倍以上の大きな荷重圧に対しても、大きな変位が生じるものの解析は発散せずに形状を保っている。

また I_{NP} と I_{NAIP} の結果からは、 I_{NAIP} の方が変形は小さく460mm隆起したステップの次から急激に隆起が進行しており、これが解析上の限界隆起量と捉えても、実務上の解析手法としては十分であると考えられ、境界条件の設定方法などが妥当であったと考えている。この時の盤ぶくれ抑制効果は、0.5N/mm²荷重時の変位量と比較すると、 I_{NP} の隆起量に対して I_{NAIP} では56%、 I_{SP} では25%となっており、 I_{NAIP} の盤ぶくれ抑制効果を示すとともに、 I_{NP} と I_{SP} の中間的な役割を果たしていることが分かった。

本章では、インバートの盤ぶくれを再現する解析の簡略化のためにモデルの単純化を検討したが、覆工とインバートの接合部の境界条件の設定は単純化できず、実際のインバートに近い挙動を表現するためには、地山とトンネルをモデル化する必要があることが分かった。また、これらのことから、インバートの盤ぶくれに対する耐力は側壁脚部との軸力伝達や覆工背面の地盤反力にも大きな影響を受けるものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、整備新幹線の山岳トンネルにおける新しいインバート構造 (I_{NAIP}) について模型実験および数値解析を行った。 I_{NAIP} は施工性を損なわないことを重視して検討し、定められた構造であったために、盤ぶくれに対する効果については明らかではなかったが、本研究により次のような結果が得られた。

- (1) 模型実験後の破壊形態より、 I_{NAIP} は一般的なインバートの弱部である中央通路部にひび割れは発生せず、中央通路部が補強されていることが確認できた。
- (2) 再現解析では、実験におけるインバートの破壊形態と同様な結果が得られ、その解析結果から、中央通路部の隆起量で、 I_{NAIP} は従来の I_{NP} に比べ、約55%程度に盤ぶくれを抑制する効果を有していることが分かった。

- (3) 標準的なインバート形状との相対的な比較を行うため、 I_{SP} も加えた解析を実施し、同じく中央通路部の隆起量で I_{NP} に対して I_{NAIP} では 56%、 I_{SP} では 25%と I_{NAIP} は I_{NP} と I_{SP} との中間的な盤ぶくれ抑制効果が期待できることが分かった。
- (4) 解析では、解析の簡略化を図るため、モデル化の対象範囲や境界条件を変えた解析も併せて実施した。変形モードおよび隆起量の解析結果からは、側壁とインバートの接合部の境界条件の設定は単純化できず、実際のインバートに近い挙動を表現するためには、地山とトンネルをモデル化する必要があることが分かった。

今回検討の対象とした I_{NAIP} は、これまで一般的な地山で採用されてきた I_{NP} とインバートの掘削半径は同じであり、中央集水管部分を幅広く掘削するのみで施工性や経済性は I_{NP} と同程度であると考えている。一方で、このように部分的に中央通路部を補強することで、効果的に盤ぶくれ抑制効果を向上させることが分かった。

過去の経験から将来の盤ぶくれを懸念する地山で I_{NAIP} の適用を進めることで、その施工性や経済性を活用した盤ぶくれ抑止対策として、山岳トンネル施工ならびにトンネルの長期的な安定性の確保や維持管理の低減に寄与できるものと考えている。

I_{NAIP} の導入により、完成後の盤ぶくれの発生の恐れが減少しているものと考えられるが、現状では、インバート設計施工フローを適用し、 I_{NAIP} を施工したトンネルの事例が少なく、長期にわたる観察や計測データの蓄積がまだできていない。今後は、フローの判定基準や、想定された地山に対して I_{NAIP} が十分な盤ぶくれ抑制効果を発揮するか、施工事例を蓄積していきながら、検証していく必要がある。そのため、今回示した模型実験や数値解析の他に、施工事例の分析により、 I_{NAIP} の盤ぶくれ抑制効果の検証や評価の実施も行う予定である。

参考文献

- 1) 齊藤道真, 秋田勝次, 蓼沼慶正, 丸山修, 上野光, 渡辺和之: 山岳トンネルのインバート変状に着目した地山評価と対応策, 土木学会第 70 回年次学術講演会 III-116, pp. 231-232, 2015.
- 2) 三浦貴幸, 柿崎昌志, 湊敦之, 田湯正孝: 開業直前にインバート盤ぶくれ対策を施工, トンネルと地下, Vol. 46, No. 6, pp. 7-16, 2015.
- 3) 丸山勝, 中野清人, 天野淨行, 下村哲雄: 61 日間連続車線規制によるインバート再構築工事—上信越自動車道日暮山トンネル—, トンネルと地下, Vol. 44, No. 12, pp. 17-28, 2013.
- 4) 久保原猛, 若林秀明, 鈴木延彰, 齋藤貴: 供用中のトンネルで未収束路盤隆起に挑む—北陸新幹線—ノ瀬トンネルほか—, トンネルと地下, Vol. 45, No. 9, pp. 45-53, 2014.
- 5) 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. 80-93, 2015.
- 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. 96-107, 2016.
- 7) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の吸水膨張による山岳トンネルの地盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 68, No. 3, pp. 65-79, 2012.
- 8) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 中西祐介, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の塑性化に伴う山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 69, No. 1, pp. 54-72, 2013.
- 9) 土木学会: トンネル標準示方書 (山岳編)・同解説, 1977.
- 10) 日本鉄道建設公団: NATM 設計施工指針 (案), 1983.
- 11) 渡邊康夫, 藍郷一博, 鈴木尊: 供用中の新幹線トンネルで発生した路盤隆起の原因とその対策, トンネルと地下, Vol. 38, No. 9, pp. 7-16, 2007.
- 12) 独立行政法人鉄道建設・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.
- 13) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領第三集トンネル編, 2015.
- 14) 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 地質調査標準示方書, p. 56, 2019.
- 15) 桜井孝, 立松英信, 水野清: 膨張性粘土鉱物の簡易定量法の研究, 鉄道技術研究報告, No. 1312, 1986.
- 16) 土木学会: トンネルライブラリー第 25 号 山岳トンネルのインバート, 2013.
- 17) 中野清人, 小川澄, 楠本太, 樽井稔: 早期閉合トンネルの現状と挙動分析, トンネル工学報告集, 第 20 巻, pp. 151-162, 2010.
- 18) 佐久間智, 菅原徳夫, 多田誠, 遠藤祐司: 供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する, トンネルと地下, Vol. 40, No. 12, pp. 27-37, 2009.
- 19) 野城一栄, 橋直毅, 小島芳之, 野々村政一, 朝倉俊弘: 地震による変位を想定したトンネルの模型実験, トンネル工学報告集, 第 17 巻, pp. 195-202, 2007.
- 20) 嶋本敬介, 川越健, 石田良二: 地圧による変状トンネルの岩石の吸水膨張特性に関する一考察, 第 51 回地盤工学研究発表会, G-05, pp. 1481-1482, 2016.
- 21) 川越健, 嶋本敬介, 野城一栄: 泥質岩中の割れ目密集部がトンネルの変状に与える影響の検討, 第 44 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, No. 53, pp. 295-300, 2016.
- 22) 原田哲夫, 副田孝一, 出光隆, 渡辺明: 静的破砕剤の膨張圧測定法と膨張圧の諸性質, 土木学会論文集, No. 478/V-21, pp. 91-100, 1993.
- 23) 財団法人鉄道総合技術研究所: 都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル, 2007.
- 24) ITSCA Consulting Group, Inc.: FLAC^{3D} Version 4.0 Theory and Background, 2009.
- 25) 新井泰, 有賀貴志, 平野勝識, 渡辺忠朋: 鉄筋腐食と断面欠損による RC はりの曲げ挙動に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 169-174, 2007.

- 26) 野城一栄, 小島芳之, 新井泰, 岡野法之, 竹村次朗: 圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 4, pp. 1024-1038, 2009.
- 27) 中岡健一, 畑浩二, 木梨秀雄: 盤膨れに着目した山岳トンネルの長期挙動解析, トンネル工学報告集, 第26巻, 1-32, 2016.
- 28) アイダンオメール, 赤木知之, 伊東孝, 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方法について, 土木学会論文集, No. 448/III-19, pp. 73-82, 1992.
- 29) 赤木知之, アイダンオメール, 伊東孝, 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.
- 30) 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.

(Received February 13, 2019)

(Accepted August 26, 2019)

INHIBITION EFFECT OF A NEW SHAPE INVERT THAT PREVENTS FLOOR HEAVING AFTER COMPLETION

Hiroaki KOBAYASHI, Hikaru UENO, Atsumi ISOGAI,
Keisuke SHIMAMOTO and Kiyoshi KISHIDA

Recently, many cases have been reported in which mountain tunnels have been occurred floor heaving after completion and countermeasures were forced. In particular, since the floor heaving is a problem directly related to the running safety of the train, invert is the most important structure and it is difficult to permit large displacements resulting from floor heaving. However, it is not easy to adopt invert with a large curvature or reinforced concrete structure for all grounds where floor heaving is concerned from the ground condition during excavation from the viewpoint of workability and economy. For this reason, it has been desired to provide an invert structure which is relatively easy to construct, capable of flexibly coping with on-site and economical, and having a high effect of inhibiting the floor heaving. In this research, we performed a model experiment and numerical analysis on the new shape invert structure devised to solve these problems, grasp the behavior of it, compare it with the standard invert structure, verified the inhibitory effect.