

鋼管を用いた複合構造による インバート工法の実用化に向けた検討

北村 元¹・岩尾 哲也¹・安井成豊²・西村和夫³

¹正会員 (株)高速道路総合技術研究所 道路研究部 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

E-mail:h.kitamura.aa@ri-nexco.co.jp

²正会員 (一社) 日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 (〒417-0801 静岡県富士市大淵3154)

³正会員 首都大学東京 都市環境学部 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

NEXCOが管理する高速道路トンネルにおける盤ぶくれ現象に対し、連続的な通行止めを行うことなくインバートを設置できる工法として、鋼管を用いたコンクリートとの複合構造によるインバート設置工法の研究開発をすすめている。過年度までに、全体構造や施工方法を概ね定めたところであるが、実現場での適用に際しては、細部構造や懸念事項に対する更なる検証が必要と考え、実験や数値解析により検討を行った。本稿は、これら実用化に向けた細部検討を取り纏めたものである。

Key Words : heaving, invert, hybrid construction, steel pipe, close road

1. はじめに

NEXCO3 社が管理する高速道路トンネルは約 1 600km に達するが、トンネル底盤部が隆起し、路面が隆起する盤ぶくれ現象（以下盤ぶくれという）が各所で報告されている。このことは、NEXCO3 社が検討した「高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会」においても言及されており、全国で約 9km にわたる延長で確認されている（図 1）。盤ぶくれへの対策工はインバートを設置することによる断面閉合が最も効果的と考えられるが、標準的な 2 車線断面のトンネルにおいて供用後に通常のコンクリート構造によるインバート

を設置するためには、一定期間の通行止めが必要となるといった課題がある。これに対し、車線規制で施工が可能な新たなインバートの設置工法（以後「新工法」とよぶ）の研究開発に取り組んでいる。

以前に新工法の全体構造や施工方法の検討内容は報告済みであるため、本稿は、新工法の実用化を目指した細部構造の検討や、懸念事項に対する検証内容を報告する。

2. 新工法の概要

通行止めはトンネル中央付近の掘削が原因であるため、車線中央付近の掘削を行わずに側方から鋼管を打設する、「鋼管とコンクリートの複合構造によるインバート設置工法」を新工法として考案した（図2～3）。

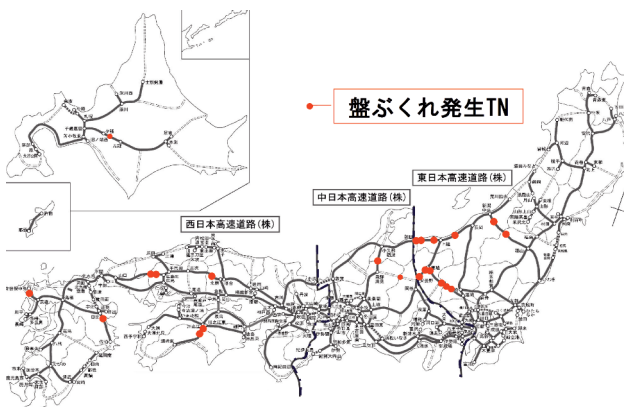


図1 盤ぶくれ発生状況

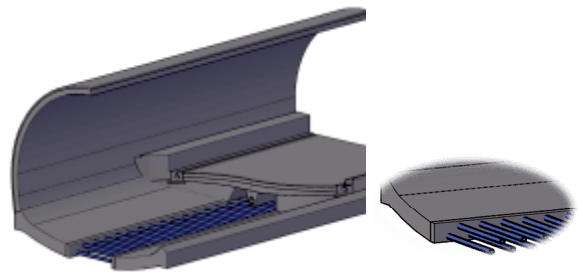


図2 新工法イメージ

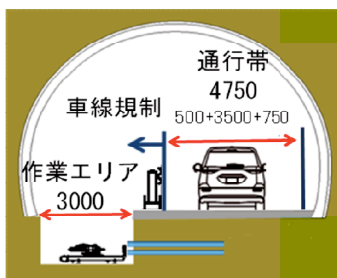


図3 鋼管の施工方法

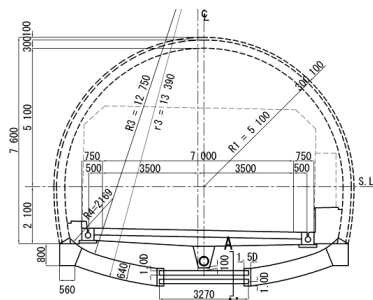


図4 断面形状

(1) 過去の検討概要

a) 設計関係

供用後に盤ぶくれが発生したトンネルの膨張圧を文献にて調査したところ0.1MPaを下回る場合がほとんどであったため、新工法で対応する盤ぶくれ膨張圧は0.1MPaに設定し、これに対する断面および部材の検討を主に二次元FEM解析にて行い、図4の断面形状や構造諸元を定め⁹⁾、これに対して各種検討を行った。また、インバートを構築するために必要な掘削による既設覆工コンクリートへの影響を三次元FEM解析にて検討した^{5, 9)}。

b) 施工関係

施工については、狭小な施工ヤードからの汎用機械による中硬質な地山に対する鋼管打設の施工性を実物大実験にて可能であることを確認するとともに、前述の三次元解析結果を踏まえた既設覆工コンクリートへの影響を考慮した施工方法を定めた⁹⁾。

(2) 実用化に向けての検討

各種検討を経て概ねの構造および施工方法を定めたが、新工法の実用化に際しては複数の課題が存在し、それに対する検討を行った。主な課題検討内容は以下である。

a) インバート構造としての一体性

コンクリートおよび鋼管単体での力学的信頼性はあるが、これらの接合部の耐力が不明瞭なため、想定する盤ぶくれ膨張圧を载荷する実物実験により接合部構造の検討を行うこととした。

b) 鋼管の隙間部分からの膨張圧による地山の抜け出し

通常のインバートは下部の地山を閉塞するのにに対し、新工法は鋼管部分に隙間があるため、そこからの地山の抜け出しが考えられる。これに対しては土粒子をモデル

化した数値解析（二次元 DEM 解析）により検証することとした。

上記検討結果を以下に示すこととする。

3. 鋼管とインバートコンクリート接合部の細部構造の検討

接合部の構造は、橋梁下部工の鋼管杭の考え方⁹⁾に準じて、定着長を $1.0D$ (D は鋼管径)、被りを $0.5D$ とすることを基本案としたが、定着長や被りに着目し(図5)、基本案のほかこれらを変化させた試験体も作成し、耐力試験の結果を比較することで、接合部の最適な構造の検討を行った。

(1) 試験概要

a) 試験方法

地山の膨張圧 (0.1 MPa に設定) を载荷した場合に接合部に作用する力を算出し、これを再現させるとともに、周辺拘束を考慮せず単純化し、さらにコンクリート部を固定条件とし、鋼管部のみに膨張圧が作用する試験方法とした (図6)。

b) 試験体

実現象は、鋼管長 $L=2,940\text{mm}$ に対して等分布の膨張圧が作用することが想定されるが、今回の試験は単純化のために集中荷重による試験とした。また試験ヤード等の制約から、実物サイズでの試験が困難なため、鋼管とコンクリートの接合部に発生するせん断力 ($R=58.8\text{kN}$) と曲げモーメント ($M=28.8\text{kN}\cdot\text{m}$) に着目し、この値が今回の試験体の接合部に作用するように集中荷重やスパン

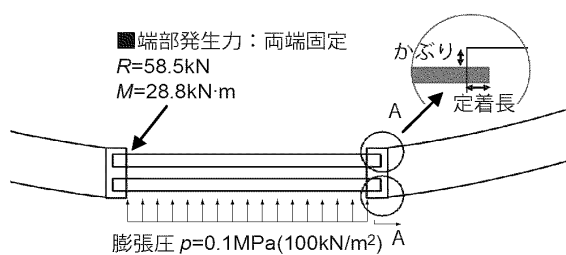


図5 試験における着目点

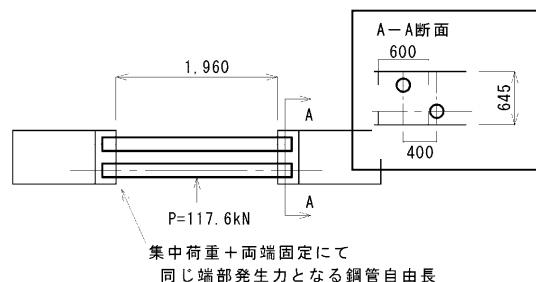


図6 試験体モデル

長を調整した（図 6）。なお、今回の試験体における、等分布の 0.1 MPa の膨張圧に相当する集中荷重は鋼管が 400mm 間隔時は「117.6 kN」であり、以後に示す試験結果を評価する際の基本となる設計荷重である。

(2) 試験条件および試験体

定着長 1.0D、被り 0.5D の接合部仕様を基本とし、定着長と被りを変化させた接合部仕様や定着部に補強鉄筋を配置した接合部仕様等、表 1 に示す 4 ケースの試験条件を設定し、接合部の挙動変化を確認した。

試験は、各試験条件に対して上段鋼管と下段鋼管を別々に再現した試験体とし、各条件（Case1～4）の上段、下段鋼管に対して各 2 体、合計 16 体の試験を実施した。なお補強鉄筋は写真 1 のような半円フックの形状とした。

試験体の概要図を図 7 に、正面写真を写真 2 に、試験に用いた材料諸元を表 2 に示す。

なお、鋼管の挙動や接合部周辺のコンクリートの挙動を把握するため、載荷荷重、変位（鋼管、コンクリート）、鋼管ひずみ（表面上下、鋼管中心部）、コンクリートひずみ（表面、内部）の計測を行った。

表 1 試験条件一覧

条件/ 項目	条件 1 (Case1)	条件 2 (Case2)	条件 3 (Case3)	条件 4 (Case4)
定着長	1.0D	2.0D	1.0D	1.0D
被り	0.5D	0.5D	0.5D	1.0D
補強	無	無	有	無

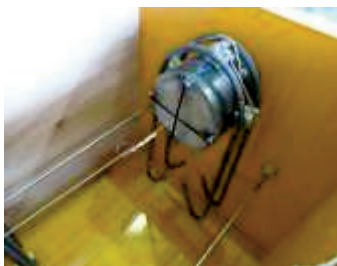


写真 1 補強鉄筋の設置状況

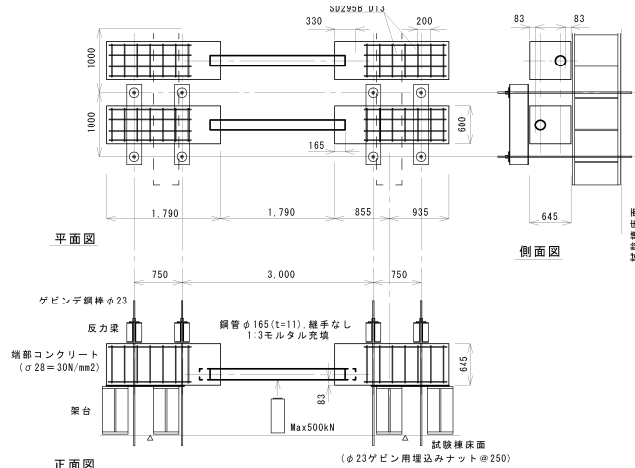


図 7 試験体の概要図



写真 2 試験体正面写真

表 2 仕様材料一覧

項 目	仕 様	備 考
鋼管	φ165.2mm t=11mm STK400	引張強さ：493N/mm ² 耐力：407N/mm ²
充填モルタル	1：3モルタル(N)	試験時 25.0N/mm ²
コンクリート	目標 σ=30N/mm ²	試験時 30.4N/mm ²
補強鉄筋	SD295A D13	

(3) 試験状況

試験は、初期段階は 10kN、後半は 5kN 間隔の載荷ステップとし、荷重状態が 30 秒間維持できたのちに、荷重を上げる載荷方法とした。荷重を上げて変位のみが進行して荷重を維持することが困難となった場合や、コンクリートに急激なせん断破壊等が生じた場合には、その状態を最大耐力と判断した。

試験後の例として、Case1 の上段鋼管の状況写真およびひびわれスケッチを写真 3、図 8 に示す。鋼管の真上鉛直方向に伸びるひびわれが最初に発生したが、ひびわれの幅は狭く、天端や底面の奥行き方向には確認されなかった。次に、鋼管の側部から水平方向に伸びるひびわれが発生し、荷重の増大とともに、そのひびわれ幅が大きくなり、試験体コンクリート部の奥行き方向に



写真 3 Case1 ひびわれ状況写真

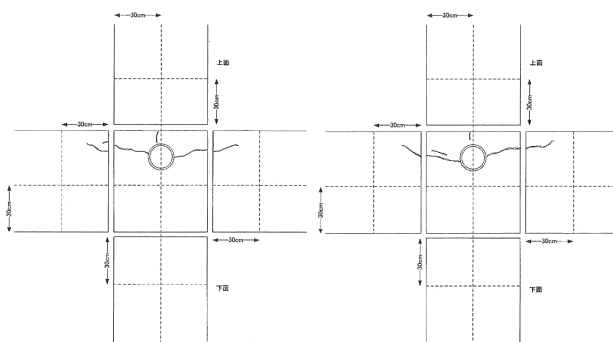


図 8 Case1 ひびわれスケッチ

も伸展し、最終的には、天端部に向かって斜め上方に伸びるひびわれが発生する状況であった。

(4) 試験結果

a) 最大荷重

最大荷重（耐力）は、増加荷重を保持出来なくなった荷重の最大値である。

上段鋼管の各ケースにおける最大荷重を図 9 に示す。基本仕様となる Case1 を基準とした場合、Case2（定着長 2 倍）はほぼ同等で設計荷重の約 1.2 倍程度であった。Case4（被り 2 倍）は、最大荷重が約 1.5 倍に上昇し、Case3（定着長、被り同一、鉄筋補強）は、最大荷重が 2 倍を示す結果となった。なお、下段鋼管はどのケースでも 200kN を上回る結果であり各条件下で大きな違いはなかった。

b) 変位挙動および鋼管ひずみの変化点荷重

インバートとしての構造体が長期的に耐力を有するか否かの評価をする場合、最大荷重での評価は適当ではなく、構造体が弾性的に変形する領域での評価が必要と考えた。

①変位挙動の変化点

荷重と変位の計測データ（図 10）をみると、载荷初期段階は荷重の増加とともに直線的に変位が増加してい

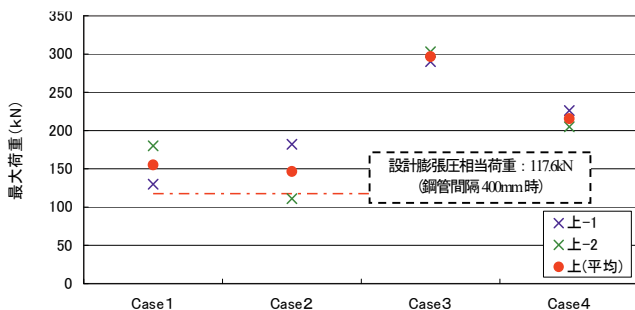


図 9 上段鋼管の最大荷重の比較

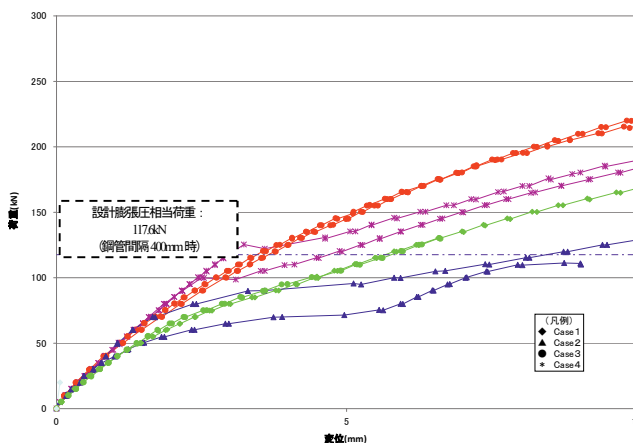


図 10 上段鋼管中央部の初期载荷時の挙動

く領域があるとともに、増加荷重に対して変位の増加量が多くなる変化点が存在する。

Case1 を基準とした場合、Case3（定着長、被り同一、鉄筋補強）はほぼ同等の荷重を示し、Case4（被り 2 倍）は 1.6 倍の値を示した。ただしこれは設計荷重 117.6kN をわずかに下回る結果である（図 11）。

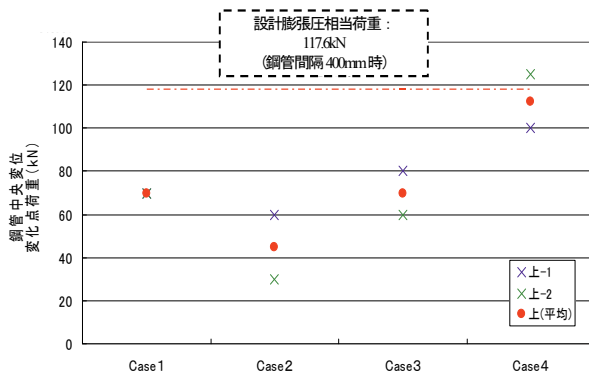


図 11 上段鋼管の変位変化点荷重

②鋼管接合部のひずみ変化点

上段鋼管の Case1 の荷重と鋼管接合部のひずみの計測データの例（図 12）をみると、载荷初期段階は鋼管上部が圧縮ひずみを示し、鋼管下部が引張ひずみを示す単純曲げ状態を示す。その後、ひずみ増分が正負逆転する挙動となるのが確認できる（図中の○印）。

この挙動は、鋼管端部が固定された状態から、鋼管周囲のひびわれ発生とともに、固定状態が失われる挙動変化と考えられる。よって、接合部が一体構造を保持できなくなる変化点と考えられる。

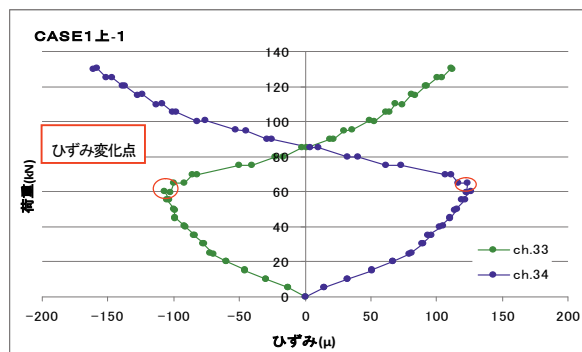


図 12 上段鋼管の接合部のひずみ挙動

Case1 を基準とした場合、Case2（定着長 2 倍）はほぼ同等の荷重を示す。Case4（被り 2 倍）は約 2 倍に、Case3（定着長、被り同一、鉄筋補強）が 2 倍以上の荷重を示し、この両ケースが設計荷重 117.6kN をほぼ満足する結果であった（図 13）。

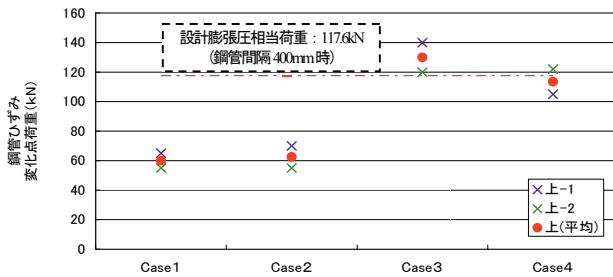


図 13 上段鋼管の接合部ひずみ変化点荷重

表 3 設計荷重に対するまとめ

設計相当荷重=117.6kN		(kN)			
上段 鋼管	最大荷重	155.0 (1.32)	146.5 (1.25)	296.5 (2.52)	215.5 (1.83)
	変位変化点荷重	70.0 (0.6)	45.0 (0.38)	70.0 (0.6)	112.5 (0.96)
	ひずみ変化点荷重	60.0 (0.51)	62.5 (0.53)	130.0 (1.11)	113.5 (0.97)
下段 鋼管	最大荷重	262.5 (2.23)	275.0 (2.34)	255.0 (2.17)	242.5 (2.06)
	変位変化点荷重	177.5 (1.51)	210.0 (1.79)	217.5 (1.85)	217.5 (1.85)
	ひずみ変化点荷重	177.5 (1.51)	275.0 (2.34)	242.5 (2.06)	235.0 (2.00)

c) 試験結果のまとめ

各条件における，最大荷重，変位挙動変化点荷重，およびひずみ変化点荷重の平均値をまとめた結果を表 3 に示す．なお，() 内は，設計荷重の 117.6kN に対する比率である．

(5) 考察

a) 最大荷重

補強のないケース (Case1, 2, 4) における上部鋼管試験体の破壊過程は以下のように推定される (図 14) ．

- ① 鋼管を介して被りコンクリートに圧縮力が作用し，上部鋼管における被りコンクリート部に縦方向の割裂ひびわれが発生．ただし，コンクリート天端奥行き方向には伸展せず．
- ② 鋼管が引き続き鋼管上部のコンクリートを押し上げ，鋼管から水平方向に伸びるひびわれが発生 (ひびわれ面は鋼管定着長と試験体幅で構成される三角形部分と想定) ．
- ③ 鋼管上部のコンクリート塊がさらに押し上げられ，固定された端部との間でせん断力が作用し，②の水平ひびわれとコンクリート上部面の固定端を結ぶせん断ひびわれが発生 (→最大荷重) ．

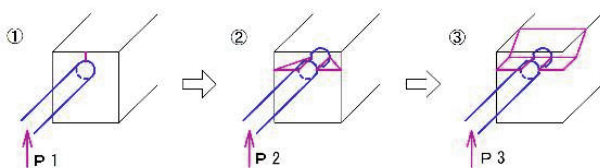


図 14 推定される接合部の破壊過程

したがって，最大荷重は，②の引張ひびわれ発生後のせん断耐力にて決定されるものと推定される．せん断耐力を単純に試算すると約 73kN である．

しかし上記値と Case1 の最大荷重 (155kN) との間に大きな差異があるが，これは，破壊過程②の段階において引張破壊がなされていない残り半分の面積部分がコンクリート断面として健全性を保っていてその部分の引張り耐力が寄与していると考えられる．この引張耐力を単純に試算すると約 80kN である．

せん断耐力 73kN と引張耐力 80kN の合計は，試験での最大荷重 155kN と同等となる．

また，上記の考え方を Case4 に適用すると，被りが大きくなる分せん断破壊面積が大きくなり，せん断耐力が大きくなる．せん断耐力と引張耐力の試算値の合計は 190kN となり，試験結果 215.5kN の Case1 からの増加傾向を概ね説明できる．

よって，上段鋼管は鋼管横から発生する引張ひびわれが互いにつながり，そののち，鋼管定着長の個所まで引張破壊域が水平方向に発達するとともに鋼管定着端部から斜め方向に伸びるせん断面におけるせん断破壊にて最終耐力に達すると考えられる．

b) 変位挙動の変化点荷重

変位挙動の変化点荷重は，図 14②に示すように接合部横に引張ひびわれ等が発生することで端部拘束が変化していく変曲点の値と考えた場合，その値は前述の試算より約 80kN となる．その値に対して，上段鋼管の Case1～3 の試験値は小さく，被りが大きくなる Case4 は大きな荷重を示す結果であった (表 3) ．また，下段鋼管はいずれも大きな荷重を示している．

したがって，この値は単純な引張破壊荷重ではなく，自由面との距離 (鋼管移動の拘束の程度) が影響する荷重であると考えられる．

そのため，上段鋼管は鋼管上部のコンクリート被りの大小によって差が生じ，それ以外の鋼管定着長や補強の有無は影響しない結果となる．しかし，Case4 における荷重が明確に増加することから，自由面との距離としての被り増加に伴う影響が今回の試験結果では，被り増加率の 8 割程度寄与することが確認された．

下段鋼管は，Case1 が唯一小さい値を示すが，下方コンクリートの被りは同じとなる Case2 および Case3 に対して被りが倍となる Case4 との間に優位な差がない．このことから，下方からの膨張圧を考えた場合には下方のコンクリート被りの影響は下段鋼管の拘束等に対してとくに影響を与えないと考えられる．

(6)まとめ

表3の結果や前述の検討内容から以下のように総括する。

a) 上段鋼管

基本仕様としたCase1は、設計荷重117.6kNを満足しないため補強が必要。補強は、定着長を伸ばすことが考えられるが、Case2の試験結果において明確な補強効果が確認できないため適当ではないと判断した。また、Case3の補強鉄筋を配置する案は、最大荷重とひずみ変化点荷重が向上し、補強効果を確認できる。さらにCase4のコンクリート被りを増加させる案は、最大荷重、変位挙動変化点荷重およびひずみ変化点荷重のいずれも補強効果が確認でき、ほかの補強方法と比較して、効率的な補強方法と考えた。

b) 下段鋼管

基本仕様のCase1にて、最大荷重、変位変化点荷重およびひずみ変化点荷重といった今回考察したすべての荷重で設計荷重117.6kNを上回っており、基本仕様で問題ないと判断された。

c) 総合評価

a)で記述したとおり、被りを増したCase4が効率的な補強工法と考えられるが、被り1.0Dでは設計荷重117.6kNをわずかに下回る。Case4の仕様は、Case1と比較すると変位変化点荷重で約1.6倍、ひずみ変化点荷重が約2倍向上することが確認されており、上段鋼管の被りをさらに0.5D増せば設計荷重を十分上回ると考え、図15のように被りを1.5Dに見直すこととした。

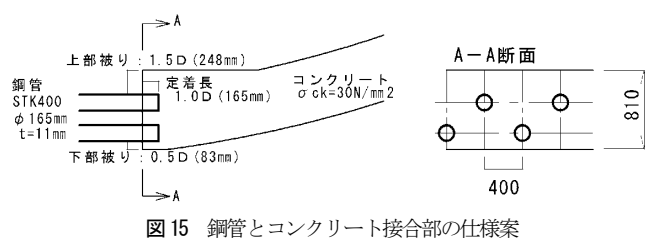


図15 鋼管とコンクリート接合部の仕様案

5. 鋼管の隙間部分からの膨張圧による地山の抜け出しに関する検討

通常のインバートは地山を閉塞するのに対して、新工法は鋼管部分に隙間があり、膨張圧により地山が鋼管の間を抜け出すことが懸念される。これに対する検証は、実際の供試体を用いた検証は困難なため、二次元DEM解析（個別要素法）により検証することとした。

本解析は、最下段地山粒子に下方から上方へ一定の荷重（0.1Mpa）を載荷し、路盤面（最上段）の地山粒子に

作用する力（粒子の動き）を観察することで鋼管による盤ぶくれの抑制効果を検証するものである。

(1) 二次元DEM解析モデル

本解析では、トンネルを縦断方向に切った断面をモデル化することとし、地山の盤膨れは二次元DEMにて再現した。

地山は半径6mmの粒子（要素）の集合体として扱い、粒子はランダムに配置する。鋼管は半径82.6mmの1つの粒子（要素）とし、固定させる。解析モデルのサイズは、新工法の標準的な設計から図16に示すスケールとし、概ね1万個の粒子（横約160、縦約65粒）によるモデルとした。

また、解析面の境界は、路盤面は自由境界、側方および下方は固定線境界とし、最下段に荷重0.1Mpaを膨張圧として載荷する。

(2) 解析方法

解析は、最下段の要素に膨張圧を載荷後、少しずつ時間を経過させたときの粒子の運動を見るものである。今回のモデルでは、計算ステップは1ステップ10E-5（s）で概ね30万ステップの解析となり、感覚的には、瞬間的な変化をコマ送りでみるのと同様である。

(3) 解析モデルの物性値

解析に用いる物性値は、大変状を起こした山形道の盃山トンネルのものを基本とした（表4）。また、盃山トンネル以外の条件下での適用も確認するために、粘着力と内部摩擦角を変化させたケースも設定した（表5）。なお、鋼管の弾性係数は地山と同一とし、境界は線要素、粘着力および引張強度はゼロとした。

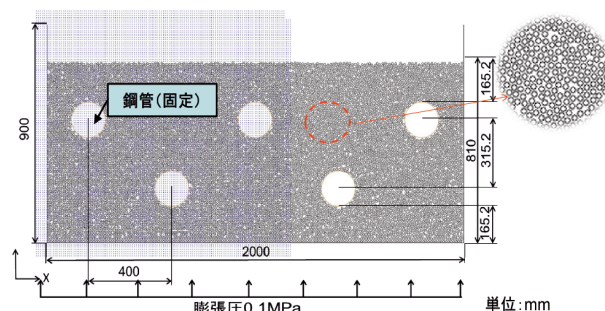


図16 二次元DEM解析のモデル

表4 解析に用いた物性値

	弾性係数 (MPa)	せん断弾性比	許容引張応力 (MPa)	粘着力 (MPa)	内部摩擦角 (deg)	単位体積重量 (N/mm³)
円要素 (地山)	36	0.20	-6.8E-1	0.319	25	2.0×E-05
円要素 (鋼管)	36	0.20	-6.8E-1	0.319	25	7.7×E-05
線要素	36	0.20	0	0	25	2.0×E-05

※着色部の物性値を変化させたパターンでの解析も実施

表5 物性値 (c, ϕ) を変化させたパターン

ϕ (deg) \ c (MPa)	25	15	5
0.319	—	①	②
0.25	③	④	⑤

(4) 解析結果

a) 基本の物性値 (盃山) に対する結果

解析ステップの、初期の段階、最終段階 (収束した状況) の結果を図17に示す。粒の色 (明暗) は各粒子が受けている力を示している。鋼管 (大きな粒子) によって地山粒子の運動が拘束され、下方からの力を鋼管が支持し、粒子間の粘着力や摩擦も相まって表面付近の粒子は大きな力を受けておらず、変状はしていない。

b) 物性値を変化させたケースに対する結果

ここでは、盃山トンネル以外の地山への適用性を確認するために、物性値 (c, ϕ) を表5に示す①～⑤のパターンで変化させた場合の解析結果のうち、盃山の基本パターンとはcも ϕ も異なる⑤のケースを図18に例示する。①～④の物性値のケースにおいても、基本の物性値のケースの結果に対し、大きな差異は見受けられず、いずれのケースも盤ぶくれへの抑制効果を確認できる。

(5) 結論

図示はしていないが、鋼管がないと表面粒子も含め、地山粒子は上方へ拔出してしまうのに対し、鋼管があるモデルでは粒子の上方への拔出は確認されないことから、地山は中抜けしないと評価される。さらに、地山物性値を変化させたモデルにおいても同様な結果が得られたことから、盤ぶくれが想定されるような地山における盤ぶくれ抑制効果も期待できる工法と評価した。

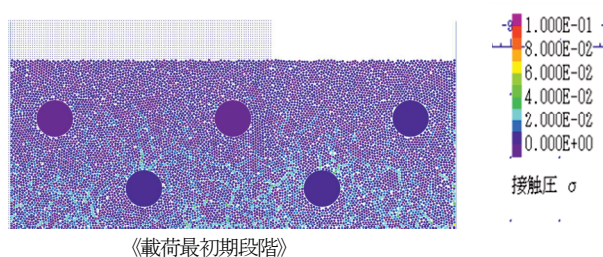


図17 基本パターンの解析結果
(c=0.319, $\phi=25$)

6. まとめ

盤ぶくれが発生しているトンネルの中には、連続的な“通行止め”が問題となり、インバートの設置が行えていないトンネルが存在している。このようなトンネルに対して1車線を確保してインバートを新設できるのが、本新工法である。現段階は、基本形状の検討を終え、細部仕様の検討なども行い、検討としては最終段階にある。引き続き、現場適用に必要な検討を行い、実施工を通じて施工性や補強効果などの検証を行い、現場のニーズに応えるべく新工法を確立してゆく予定である。

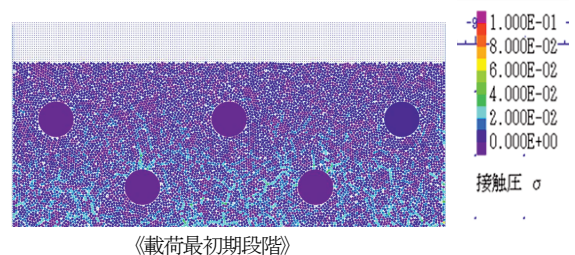


図18 物性値を変化させた場合の解析結果
(c=0.25, $\phi=5$)

謝辞：本検討において、数値解析や現場実験にご協力を
いただいている、首都大学東京、施工技術総合研究所お
よびNEXCO総研の関係者の皆様に、深く感謝の意を表
します。

参考文献

- 1) 設計要領第三集 トンネル本体工建設編,p81,東日本高速道
路(株),中日本高速道路(株),西日本高速道路(株),2012.
- 2) トンネルの補強工法に関する研究, (株)高速道路総合技術
研究所,2012.8
- 3) トンネルの補強工法に関する研究, (株)高速道路総合技術
研究所,2014.1
- 4) 北村元, 大津敏郎, 岩尾哲也：供用路線における複合構
造インバート設置工法の開発, 第 30 回日本道路会
議,2013.10
- 5) 鈴木一輝, 土門剛, 北村元, 安井成豊, 西村和夫：複合
構造インバートの施工過程を考慮した三次元数値解析,
トンネル工学報告集, vol23, 2013.11
- 6) 北村元, 岩尾哲也, 安井成豊, 西村和夫：供用中のトン
ネルにおける鋼管を用いた複合構造によるインバートの
設置工法の検討, トンネル工学報告集, vol23, 2013.11
- 7) 北村元, 岩尾哲也, 安井成豊, 西村和夫：供用中トンネ
ルにおける中央部を鋼管構造としたインバート設置工法
の研究, トンネルと地下, pp.55-64, (株)土木工学社,2014.6
- 8) NEXCO3 社：高速道路資産の長期保全及び更新のあ
り方に関する技術検討委員会報告書, 2014.1.
- 9) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編,P398, 日本道
路協会,2002.

(2014. 9. 15 受付)

Examination for the practical use of the invert setting method of construction by the compound structure using the steel pipes in a tunnel

Hajime Kitamura, Tetsuya Iwao, Shigetoyo Yasui , Kazuo Nishimura

Heaving, which is a phenomenon where the tunnel floor rises up, is becoming evident in tunnels managed by NEXCO. The most effective way to deal with the situation is to construct inverts and we are currently developing a new hybrid method to construct inverts using concrete and steel pipes that does not require the road to be closed continuously for a period. The structure and method have largely been decided last year, but we felt it necessary to further verify the fine parts of the structure and matters of concern for the actual construction. Tests and numerical analyses were carried out for the verification and this paper reports on the findings.