

弾性波探査を活用した 一次インバートの施工合理化に関する検討

小原 寛士¹・石川 大輔²・浅野 彰夫³

¹正会員 鉄道・運輸機構 北海道新幹線建設局 倶知安鉄道建設所
(〒044-0056 北海道虻田郡倶知安町北 6 条西 3 丁目 2-2)
E-mail: obara.hir-r8w6@jrtr.go.jp

²正会員 鉄道・運輸機構 北海道新幹線建設局 倶知安鉄道建設所
(〒044-0056 北海道虻田郡倶知安町北 6 条西 3 丁目 2-2)
E-mail: ishikawa.dai-74gv@jrtr.go.jp

³正会員 清水建設株式会社 北海道支店土木部 (〒060-8617 北海道札幌市中央区北 1 条西 2 丁目-1)
E-mail: akki@shimz.co.jp

北海道新幹線, ニツ森トンネル(尾根内)工区では盤ぶくれ対策のため, 一部区間で一次インバートを施工しているが, 早期閉合による工程への影響や一次インバートの支保選定が課題となっている。今回, 表面波探査を用いて掘削後の下半盤地山の弾性波速度を測定し, その低下状況や速度値を閉合距離や支保選定の指標として活用できないか, 検討した。その結果, S 波速度 (V_s) の低下が切羽近傍で停止する地山と継続する地山があり, 前者では早期閉合の必要性が少ないと考えられた。また, 変状した箇所では V_s が 800m/s 以下の範囲が他の箇所より深部まで達しており, V_s が一次インバート支保構造の指標となる可能性が示唆された。さらに, 一次インバートが隆起した断面で実施した FEM 解析からも, インバート下部の地山強度低下が隆起に影響することが示唆された。

Key Words: mountain tunnel, invert, heaving, seismic exploration, strength degradation

1. はじめに

鉄道・運輸機構が主体となって建設してきた整備新幹線の山岳トンネルの一部では, インバートが時間をかけて隆起し, 変状が発生する盤ぶくれ現象が確認されており, 事業全体の工程に影響を及ぼす事例も生じている。平成 26 年度より整備新幹線のトンネル工区では, 地山強度比などの指標を基にインバート形状の変更や一次インバートの有無を判定する盤ぶくれ対策フロー(以下, フロー)を用いて施工を行っている(図-1)。フローによると, 「注意が必要な地山」において地山強度比が 2 を切ると, 一次インバートが必要という判定になるため, 岩盤強度が比較的小さく, 土被りの大きな地山では一次インバートが必要と判定される箇所が増大する傾向にある。しかし, 一次インバートを施工すると, 掘削のサイクルタイムが増加し, 進行が低下する。このことから, 工程や予算制約の厳しい新幹線工事の中で, 施工への影響を抑えた一次インバートの選定と施工の合理化が課題となっている。本稿では, 盤ぶくれのリスクの高い地山

が継続的に出現する北海道新幹線, ニツ森トンネル(尾根内)工区における, 弾性波探査を活用した効率的な一次インバート施工方法およびインバート部の変状発生箇所予測手法の検討状況を報告する。

2. 工事概要

(1) 工区・地質概要

ニツ森トンネルは, 倶知安駅・新小樽(仮称)駅間に位置する全長 12,650m の山岳トンネルである。ニツ森トンネル(尾根内)工区はその中間工区であり, 斜坑延長 230m, 本坑延長 4,615m で, 土被りは最大で約 400m である。令和 4 年 8 月 1 日現在, 計 2,748m の本坑掘削が完了している(図-2)。

本工区でこれまでに掘削した地層は国富層と大和層に当たり, ほぼ全線がフローにおける「注意が必要な地山(新生代の火山砕屑岩類)」に該当する。既往の掘削区間で出現した地山は主にデイサイト質火砕岩と安山岩質火山角礫岩から成る。デイサイト質火砕岩には熱水変質

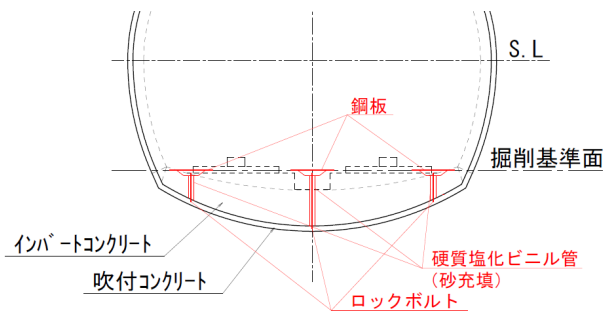


図-3 一次インバート隆起状況確認用ロックボルトの設置例

の進んだものが見られ、著しく強度が低下したものも確認されている。

(2) 一次インバート施工箇所の選定状況

ゲイサイト質火砕岩の強変質部は一軸圧縮強度が10MPa以下のものが多く、10MPaの場合土破りがおおむね250mを超えると地山強度比が2を下回ることから、フローにより一次インバートが必要と判定されることとなる。本工区では掘削済延長約2,748mのうち、合計1,086m間で一次インバートを施工している。なお、計測Aによる内空変位は10mm程度（最大で40mm程度）と小さい箇所が多いため、インバート部に鋼製支保工を施工した区間はこのうち100m程度であり、他の区間は厚さ15cmの吹付コンクリートのみ施工している。また、本工区では一次インバート施工後に、吹付コンクリートに埋め込んだロックボルトの変位によって隆起状況を監視している（図-3）が、実際に一次インバートが10mm以上隆起して破損し、インバート部に増しロックボルトを施工した箇所が複数ある。

(3) 一次インバート施工上の課題

一次インバートの施工は、掘削直後の過大な変形抑制のため、切羽直近で早期閉合が行われていることが多いが、掘削のサイクルタイムが増大するため、掘削進行が落ち込み、本工区の実績では月進が30～50mとなった。また、早期閉合を行うことは、一次インバート施工中の切羽の安定や支保剛性向上の必要性から、工費の増加にもつながる。しかし、本工区では天端沈下や内空変位量が10～20mm程度で収束傾向となる箇所が大半を占めている。このことから、大半の区間では一次インバートに掘削直後の変形抑制機能は求められていないと考えられる。また、本工区において一次インバート隆起による変状が発生し、インバート掘削面にロックボルトを追加施工した箇所についても、上下半の天端沈下、内空変位量には異常がみられず、通常実施している上下半の計測Aだけでは適切な一次インバートのスペックが判断できな

表-1 下半盤弾性波速度の測定方法

	表面波探査	屈折法弾性波探査	簡易弾性波探査	PS検層
探査可能深度	20m～30m	一般に測線長の1/5～1/10	表層	ボーリング長に応じ設定可能
	○	○	×	○
測定時間 (線路方向20m)	0.5日 5m間隔 4箇所	2日 (測線100m)	0.5日 (測線20m)	2日 5m間隔 4箇所
	○	△	○	△
信頼性	地表からの探査に活用されつつあるが、トンネル坑内の探査事例確認できず	トンネル地上部のほか、坑内探査でも事例有	トンネル坑内で一般的に利用されている	地上からのボーリングで多く実施されている
	△	○	○	○
総合評価	○	○	×	○

いという課題も生じている。

3. 一次インバート施工箇所における弾性波探査

(1) トンネル坑内における弾性波探査手法の検討

トンネル周辺地山の弾性波速度は、トンネル掘削後に低下することが知られている。変状が発生した地山の弾性波速度が低下していることを示した既往の報告²⁾より、弾性波速度の低下状況から、下半盤の一次インバート施工時期や変状リスクを判定できると考えた。トンネル坑内における弾性波速度の測定手法として、ベンチ上を発破による屈折法弾性波探査で深度7m程度までの弾性波速度を計測したもの³⁾や、下半盤において簡易的な屈折法弾性波探査を実施し、表層の弾性波速度を計測したもの⁴⁾が報告されている。また、PS検層もトンネル工事において地上からのボーリングで一般的に行われる。これらの探査は事例が多く、信頼性は高いが、深層までの屈折法弾性波探査は探査深度の5～10倍の探査測線が必要であり、PS検層も測点ごとにボーリング孔の設置が必要となるなど、工程上の影響が大きい。施工中に多数の調査を実施することは現実的でない（表-1）。

そこで、本工区では特段の事前準備が必要なく、簡便に地山のS波速度（以下 V_s ）を推定できる、起振器利用の表面波探査を用いることとした。表面波探査は、ハンマー打撃やバイブレーターを用いて様々な振幅の弾性波を発生させ、そのうち表面波のレイリー波速度を計測し、地盤の深度別レイリー波速度構造を調べるものである（図-4）。 V_s はレイリー波速度の0.9～0.95倍であるこ

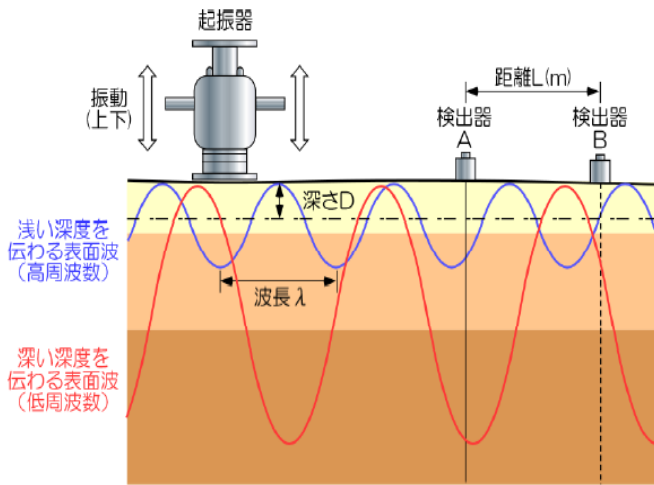


図-4 起振器利用の表面波探査概要

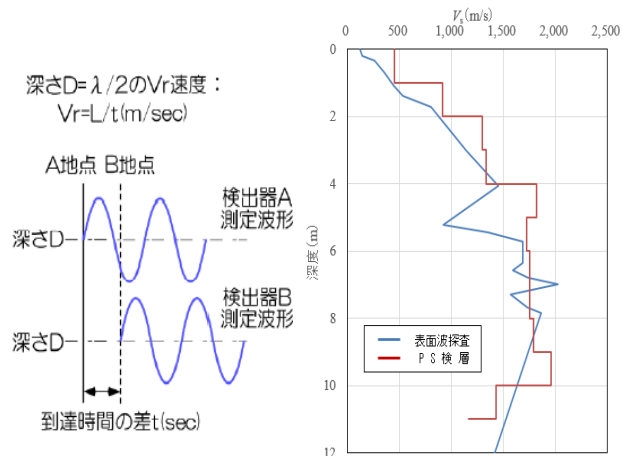


図-5 PS 検層と表面波探査による同一地山の V_s 測定例

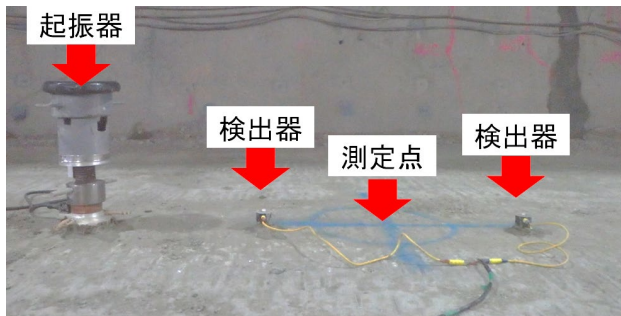


写真-1 下半盤における表面波探査実施状況

とが知られており、地山の V_s 構造が求められる。起振器及び検出器は重量数十 kg 程度で特殊な機械等を使用せず、人力で設置することができ、10 箇所程度の探査であれば 1 日未滿で実施できるため、工程への影響が少ない (写真-1)。

しかし、トンネル坑内における過去の起振器利用の表面波探査事例は確認できず、坑内の岩盤における適用性を確認するため、坑内の同一箇所でも表面波探査と PS 検層で得られる V_s を比較 (図-5) した。その結果、表面波探査より得られた V_s と PS 検層で測定した V_s がおおむね一致することを確認できたことから、トンネル坑内の弾性波速度測定に利用可能な手法と判断し、活用することとした。

(2) 表面波探査の実施

フローより一次インバートの施工が必要となった区間において、ベンチ上で 1 箇所、さらにそこから間隔を 4~5m 毎に下半盤 2~3 箇所程度で表面波探査を実施した (図-6)。探査深度は 15~20m である。これにより、地山が均質であると仮定したとき、掘削後の下半盤における弾性波速度の低下傾向が把握できると考えた。探査はフローで一次インバートが必要と判定された複数区間において実施し、切羽付近の他に、掘削から数箇月が経過し一次インバートに変状が発生した箇所や、一次インバ

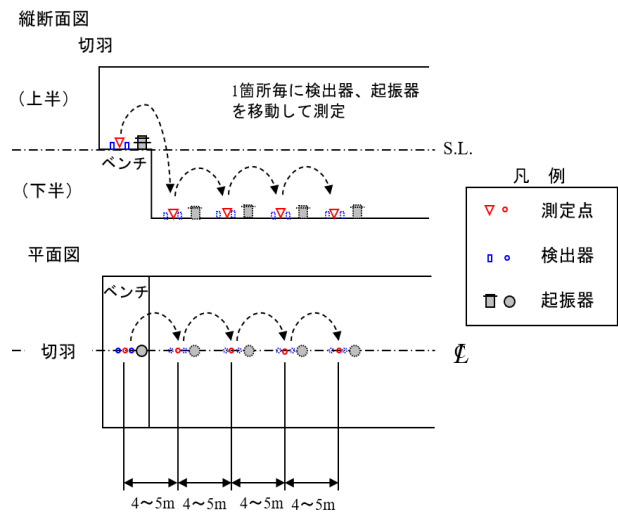


図-6 切羽付近における表面波探査の実施例

ート施工前に下半盤付近で変状が発生した箇所を対象とした。同一区間の探査は同じ日に実施している。表面波探査は一次元の探査だが、分析の際には対象領域をグリッド分割し、Kriging 法や IDW (Inverse distance weighted) 法などのデータ補間法が組み込まれたソフトウェアを利用して全グリッドにおける V_s を求め、二次元の速度コンター図として出力している。

(3) 表面波探査による早期併合必要箇所の検討

表面波探査による、切羽近傍での弾性波速度低下状況測定結果の代表例を図-7 に示す。鉄道・運輸機構の地山分類基準では、一次インバートを必要とする地山等級 I s で本工区に該当する D 岩種や E 岩種の場合、P 波速度 (以下、 V_p) が 1,500m/s となる。ポアソン比 0.35 を用いて V_p を V_s に変換すると 800m/s となり、これを地山が劣化し、変状リスクのある範囲の指標とした。800m/s 線の低下が切羽近傍で停止せず、継続する場合は早期閉合が必要であり、逆に 800m/s 線の低下が切羽近傍で停止する

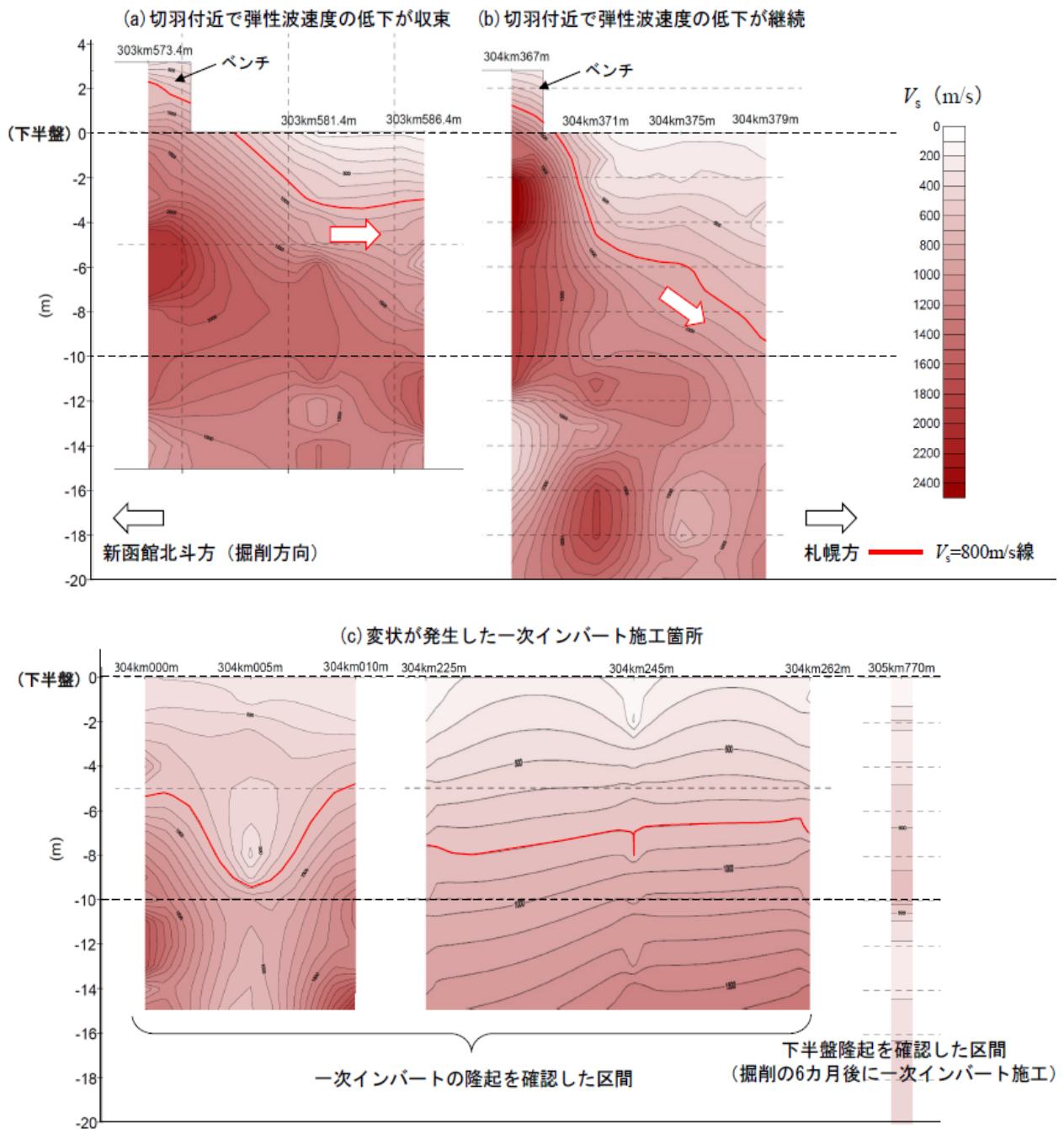


図-7 下半盤での表面波探査結果 (V_s コンター図)

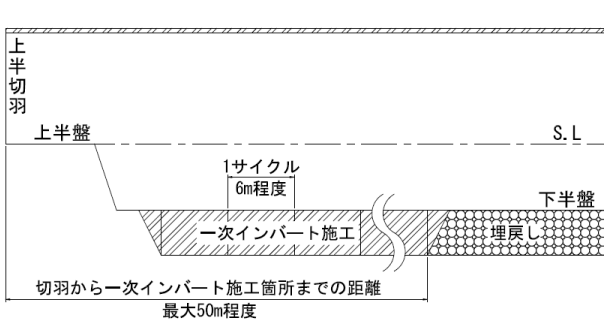


図-8 早期閉合を実施しない場合の一次インパクト施工

場合は早期閉合の効果が薄く、必要性が認められないと考えた。この結果を用いて、図-7(a)のように一次イン

パートの施工が必要と判定されても、掘削後の下半盤における V_s の低下に歯止めがかかり、掘削直後の変状可能性が低い箇所では早期閉合の実施を取りやめた。早期閉合を実施しない一次インパートの施工は、切羽からの離隔を最大で 50m 程度、掘削から吹付、埋戻しまでの 1 サイクルの施工延長 6m を標準として一次インパートを連続施工することとした (図-8)。これにより、掘削の月進は 60~70m 程度に向上し、一次インパートの施工による工程への影響を軽減できた。一方、図-7(b) のような地山では切羽からの閉合距離 8m 程度で早期閉合を行い、強度低下の進行を食い止める対策が効果的と考えられることから、早期閉合を継続することとしている。

表-2 TSP 探査—表面波探査での V_s 低下率

位置	303km 586m	303km 720m	303km 860m	304km 005m	304km 167m	304km 245m	304km 379m	305km 770m
TSP による V_s (m/s)	2,200	2,021	1,783	1,922	1,891	1,592	1,714	1,511
表面波探査平均 V_s (m/s)	965	823	1,341	571	683	486	478	393
V_s 低下率 [1-(掘削後 V_s)/(掘削前 V_s)]	56%	54%	23%	70%	68%	69%	60%	80%
備考				隣接一次 インバート隆起	変質帯	一次 インバート隆起		付近の 路盤隆起

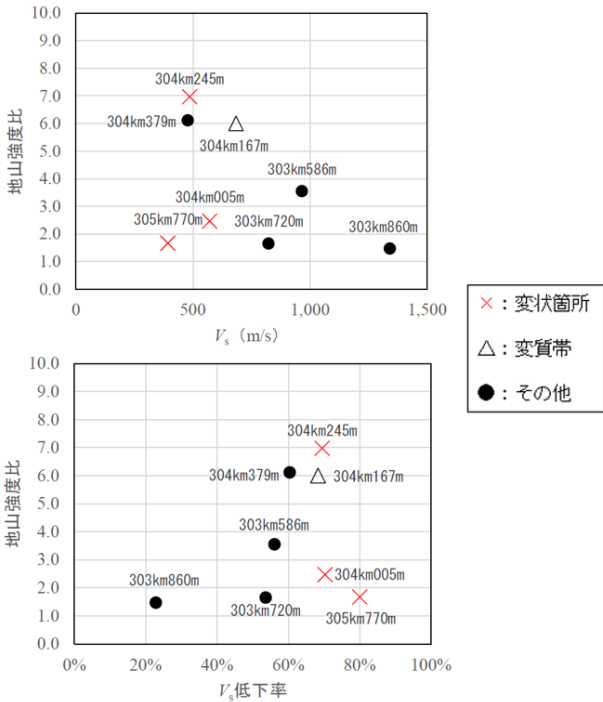


図-9 地山強度比（室内試験）と V_s ・ V_s 低下率の関係

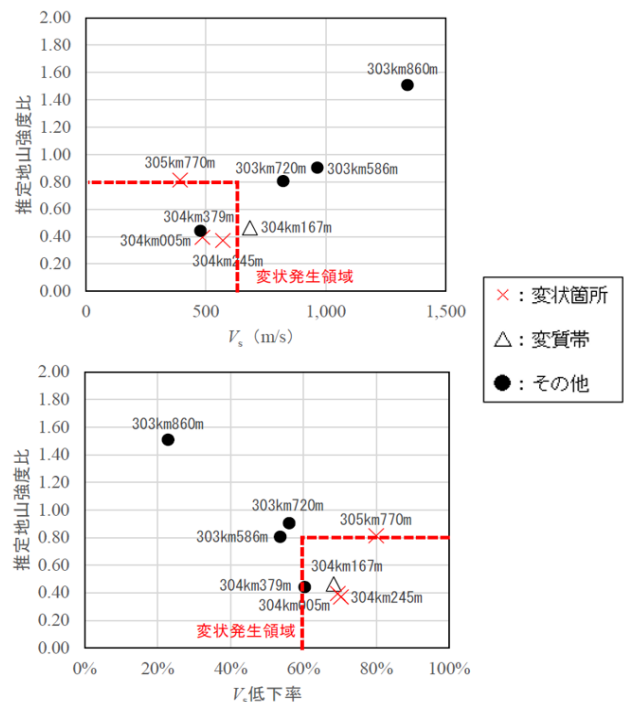


図-11 推定地山強度比と V_s ・ V_s 低下率の関係

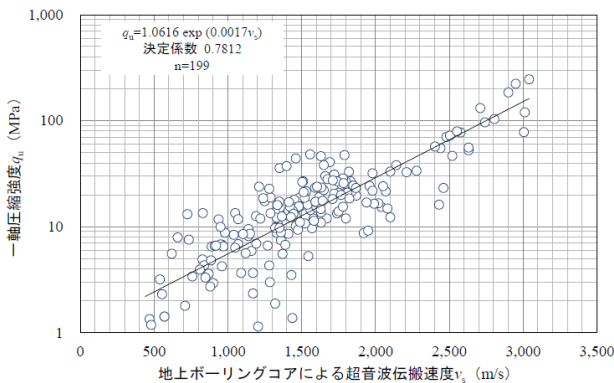


図-10 ボーリングコアにおける一軸圧縮強度と超音波伝搬速度の関係（北海道新幹線新函館北斗・札幌駅間のトンネル地質調査結果より）

4. データ分析による一次インバート変状箇所の特徴抽出

(1) 地山強度比及び弾性波速度のデータによる検討

一次インバート施工区間で変状が発生した箇所では表面波探査を実施したところ、800m/s線が深度10m程度にまで広がっており、図-7(a)と比較しても地山強度の低下

が深部まで及んでいることが読み取れた（図-7(c)）。このことから、掘削前後の弾性波速度を比較することで変状のリスクが高い箇所を抽出できないかと考え、検討を行った。本工区では、前方探査として反射法弾性波探査(TSP-303)を実施し、掘削前の地山の弾性波速度を計測している。これによる掘削前の V_s と表面波探査による掘削後の V_s で速度低下率を算定した結果を表-2 に示す。大半の箇所でも50%以上の低下がみられるが、特に変状箇所では69~80%と大きく低下していることが確認された。

次に、地山強度比と深度10mまでの平均 V_s 、弾性波速度低下率の関係を確認した。しかし、室内試験により求めた一軸圧縮強度を用いて地山強度比を算出すると、明確な関係が認められなかった（図-9）。室内試験より求める岩強度は、地山脆弱部での供試体採取が困難なことから、必ずしも地山全体の値を代表するものではないことが原因と考えられる。そこで、ボーリングコアの超音波伝播速度から地山全体の一軸圧縮強度の推定を試みた。北海道新幹線（新函館北斗駅・札幌駅間）の各トンネルを対象とした地質調査で得られた地上ボーリングコアによる軟岩の超音波伝播速度及び一軸圧縮強度の関係を確認すると、両者に一定の関係がみられた（図-10）

表-3 解析に用いた物性値

	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 (MN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (MN/m ²)	内部摩擦角 (°)	引張強度 (MN/m ²)	側圧係数	備考
305km775m 地質調査結果	22.04	1,248	0.35	3.95	1.7	-	-	変形係数：孔内水平載荷試験 ポアソン比：PS 検層
上下半掘削時物性値	22.04	5,000	0.35	5.15	1.7	1.03	1.0	計測 A に一致
下半盤強度低下物性値	22.04	5,000	0.35	1.82	1.7	1.03	1.0	一次インバート隆起量に一致

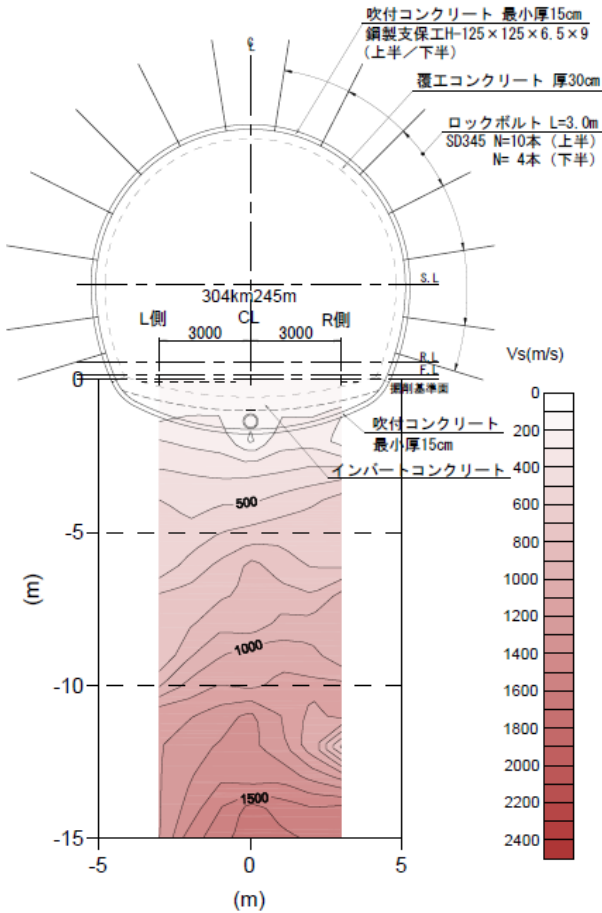


図-12 304km245m 地点支保パターン (I_{N-IP}) と線路直角方向の表面波探査結果

ことから、これを用いて再度それぞれの関係をプロットした。変状が発生した箇所では概ね推定地山強度比が0.8以下、 V_s が800m/s以下、 V_s 低下率が60%以上であることが明らかになった(図-11)。このような地山では施工後の一次インバート変状を防ぐため、土被りや V_s 低下領域の広がりを確認してインバート部の支保のランクアップを検討すべきと考えられる。

(2) 数値解析による検証

地山強度の低下度合いと低下領域の広がり一次インバートの隆起に与える影響を確認するため、数値解析(二次元 FEM 完全弾塑性解析)を行い検証することとした。検証を行った断面は、一次インバートの隆起が確

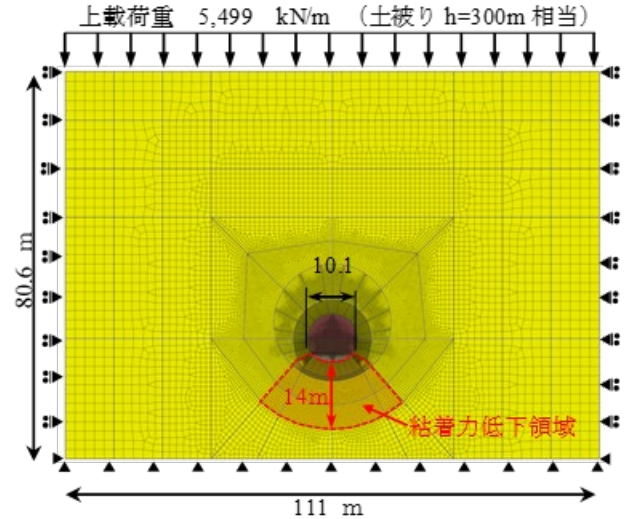


図-13 FEM解析モデルと下半盤強度の低下領域

認され、線路直角方向にも表面波探査を実施した304km245m地点とした。当該地点の支保パターンはI_{N-IP}に一次インバート(吹付コンクリート t=15cm)を付加したものであり、線路直角方向の表面波探査結果と合わせて図-12に示す。また、解析モデルを図-13に示す。解析に用いた物性値は表-3のとおりであり、主に304km245m地点と同一の地質で付近の路盤に隆起が確認されている305km775m地点の国富層デイサイト質火砕岩で行った地質調査の結果から設定している。

305km775m地点の地質調査結果から、国富層デイサイト質火砕岩はφが微小なC地山であることが確認されている。このことから、地山強度の低下は粘着力を室内試験結果の値から増減させることで表現し、掘削直後の内空変位と天端沈下量の収束値に一致するように、モデル全体の粘着力を決定した。その後、下半盤の領域のみ粘着力を低下させ、実測された一次インバートの隆起量(+12mm)に一致する粘着力と低下領域を確認することとした(図-13)。これは、天端や側壁部は掘削直後に吹付コンクリート等による支保が実施され、比較的ゆるみの進行が早期に抑えられることに対し、下半盤下の地山は一次インバートの施工まで放置され、重機の振動等で応力開放が進行すると考えたことによる。このことは変状箇所における側壁部(305km775m地点)と下半盤の表面波探査結果(305km770m地点)の V_s の差からも説明

することが出来る (図-14) . なお, 予備的解析において, 塑性領域の発生深度は 9m 程度であったため, 粘着力の低下領域は 14m とした.

解析の結果, 地山強度の低下領域を下半盤の下 14m の範囲とし, $C=1.82\text{MN/m}^2$ とした場合に, 実測された一次インバート隆起量と一致した. $\phi=1.7^\circ$ を用いてこれを一軸圧縮強度に換算すると 3.8MPa となり, 室内試験の一軸圧縮強度試験結果 ($q_u=42.8\text{MPa}$) とは乖離しているが, 表面波探査より得た深度 10m までの平均 V_s から換算して算出した一軸圧縮強度値 ($q_u=2.9\text{MPa}$) には近い. また, 数値解析で得られた塑性領域は 9m であり, 304km245m 地点の表面波探査で得られた $V_s=800\text{m/s}$ の範囲 (本線 L 側) と符合する. 数値解析の結果からも, 表面波探査による V_s から推定した地山強度の妥当性と, 下半盤下 10m 程度の地山強度低下が一次インバートの隆起に影響していることが確認された.

5. おわりに

本検討により, 一次インバートが必要と判定される地山の中でも, 掘削直後の V_s の低下が一定程度で収まる地山で早期閉合を実施することは必ずしも合理的ではないと考えられ, 早期閉合を取りやめることで盤ぶくれ対策の工程への影響を軽減できることが明らかになった. また, 弾性波速度による推定地山強度比が低く, かつ V_s 低下率の大きな地山は, インバート部の変状が発生する可能性が高く, インバート部の支保剛性の強化を検討すべきことが示唆された. さらに, 一次インバートが隆起した断面で実施した FEM 解析の結果からも, V_s による分析と同様, 表面波探査による V_s から推定した地山強度の妥当性と, インバート部の下半盤下 10m 程度までの地山強度低下が一次インバートの隆起に影響していることが示唆された.

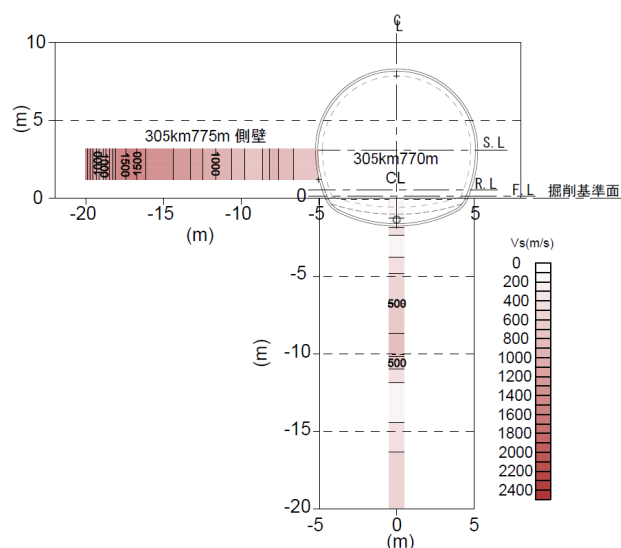


図-14 305km775m 側壁部と
305km770m 下半盤の V_s 差

(変状確認後に一次インバートを後施工)

参考文献

- 1) 土木学会：山岳トンネルのインバート, p141, 2013.
- 2) 丹羽廣海, 村山秀幸, 岡崎健治, 山崎秀策, 伊藤佳彦：弾性波速度を用いた時間依存性変状に対する地質健全性評価法の検討, 土木学会トンネル工学報告集, Vol.25, I-18, 2015.
- 3) 吉田福次, 登坂敏雄：NATM による上半ベンチのゆるみ範囲について, 土木学会北海道支部論文報告集, pp.341-344, 1984.
- 4) 大橋弘紀, 木村正樹, 森内利臣, 竹内智明：弾性波速度の低減を考慮した合理的なトンネル設計について, 土木学会トンネル工学研究論文・報告集, Vol.12, pp.235-240, 2002.

(2022. 8. 26 受付)

A STUDY ON RATIONALIZATION OF CONSTRUCTION OF PRIMARY INVERTS USING SEISMIC WAVE EXPLORATION

Hiroshi OBARA, Daisuke ISHIKAWA and Akio ASANO

In the Futatsumori Tunnel (Onenai) construction section of the Hokkaido Shinkansen, primary inverters are constructed in some sections to prevent heaving. In this study, the elastic wave velocity of the ground around the tunnel after excavation are measured by surface wave survey, and whether the velocity values could be used as an indicator of the distance of invert closure and the selection of support system was examined. The results indicate two patterns: one is that the decrease in S-wave velocity (V_s) stops near the tunnel face, and the other is that the decrease of V_s continues to far from the face. In the former, the need for early invert closure was considered to be less. In the deformed area, the velocity was low ($V_s < 800\text{ m/s}$) between the ground near the face and a depth of 10 m, suggesting that the elastic wave velocity of the ground near the face may be an indicator for applying the primary invert support structure. The results of the two-dimensional FEM elasto-plastic analysis also suggested that the reduction in the strength of the ground under the invert affected the uplift of the primary invert.