

坑口部の未固結地山における補強対策 とその効果の検証

Counter measures and effect verification to uncomposed deposit in tunnel entrance

鈴木信行¹・梶原竹生²・谷森裕二³・森本真吾⁴・村山秀幸⁵

Nobuyuki Suzuki, Takeo Kajiwara, Yuji Tanimori
Shingo Morimoto and Hideyuki Murayama

¹(株)フジタ 関東支店土木部 (〒330-8669 埼玉県さいたま市大宮区桜木町1-7-5 ソニックシティビル17階)

E-mail:nosuzuki@fujita.co.jp

²国土交通省 関東地方整備局 長野国道事務所 (〒380-0902 長野県長野市鶴賀字中堰 145)

³(株)フジタ 東京支店 土木技術部 (〒151-8503 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-25-2 修養団SYDビル)

⁴正会員 (株)ケー・エフ・シー トンネル技術室 (〒105-0014 東京都港区芝2丁目5番10号)

⁵正会員 工博 (株)フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

In the tunnel construction consisting of uncomposed deposit, the counter measures of foot and ground surface settlement due to ground bearing capacity shortage, stability maintaining of tunnel face and crown becomes important engineering problem. In this report, the author describes the process of auxiliary method selections adopted as counter measures to the Iwahana tunnel consisting of uncomposed deposit, and the case where it is verified that adopted method is effective using three dimension numerical analysis based on the displacement measurement results.

Key Words : *uncomposed deposit, auxiliary method, ground bearing capacity shortage, numerical analysis*

1. はじめに

未固結地山からなるトンネル掘削工事においては、地山の地耐力不足による脚部沈下や地表面沈下の抑制、切羽・天端の安定性確保等がトンネルの内空を確保する上で重要となる。近年、山岳トンネルでは、軟質な未固結地山を補強するために様々な補助工法が開発され実用化がなされつつあるが、地山特性を考慮した補助工法の選定とその効果の検証に課題がある。

一般国道 18 号上田坂城バイパスは、長野県上田市から坂城町に至る一般国道 18 号における慢性的な交通渋滞の緩和や交通安全性の改善等を目的として計画されている。岩鼻トンネルはこのバイパスルートのはほぼ中間に位置する延長 $L=333\text{m}$ の山岳トンネルである。岩鼻トンネルの終点側坑口周辺には、基盤のひん岩を未固結の湖成層（陸上の湖にできた堆積物）が被覆し、さらにその上位には崖錐堆積物が分布している。これらの未固結地山は、終点側坑

口から延長約 40m の区間に分布しており、岩鼻トンネル工事ではこの未固結地山に対する地山補強が課題となった。

全方位高圧噴射工法は、都市部の軟弱地盤を対象とした上下水道や地下鉄における推進やシールド工事に多く採用されているが、山岳トンネル工事での採用実績は少ない¹⁾。本工事における坑口部の未固結地山区間では、各種施工条件や地山性状を勘案し、脚部補強対策として全方位高圧噴射工法を水平方向に施工し、切羽および天端の安定化対策としてそれぞれ注入式長尺鏡ボルト工および注入式フォアポーリング工を採用した。その結果、施工中に実施した切羽観察や坑内・地表面の変位計測結果等から、良好に未固結地山を補強したことを確認した。

本報告では、岩鼻トンネルの未固結地山対策として採用した各種補助工法の選定から設計・施工に至る経緯を述べ、施工中に実施した変位計測結果に基づき、3 次元数値解析を用いて採用した補助工法の効果を検証した事例について述べる。

先進工法を用いて加背割りを小さくすることによって地山変状を最小限に抑制する計画となっていた。地表面から鉛直方向に施工する補助工法は、天端、切羽、脚部を同時に改良できることが利点となるが、大型専用機械での施工となりトンネル直上に施工用の平場を確保するために坑口切土面積が広くなることが欠点となり、周辺環境や景観および将来における維持管理を考慮すると坑口切土面積は極力小規模にすべきであると考えられた²⁾。

一方、未固結地山区間の加背割りを側壁導坑先進工法に変更する場合は、施工区間が約 40m と短い。うえ、基盤のひん岩に対しては上半先進ベンチカット工法と補助ベンチ付き全断面工法が採用されており施工性と経済性等を考慮すると有利ではない。

以上の施工条件、地形・地質条件を勘案して坑口の未固結地山における補助工法を新たに選定した。

3. 補助工法の選定と施工

3.1 補助工法の選定

補助工法の選定では、当初設計と異なり脚部の支持力対策と切羽・天端の安定対策を別々に検討した。

(1)脚部の支持力対策

トンネルの脚部補強としては、切羽後方数 m の坑内から実施する脚部補強ボルト（パイル）等と、坑外から事前に脚部地山を改良する方法がある。坑内からの補強では、周辺地山が掘削に伴う緩みの影響を受けるので変位抑制効果には限界がある。一方、表-2 に示すように、Ju-c の地耐力は極端に小さく、トンネル脚部に作用する荷重が小さくても地山が急激に塑性化し脚部沈下が進行する可能性が示唆される。よって、脚部補強としては坑口から水平方向に脚部地山を事前に改良可能な工法を検討した。

水平高圧噴射工法としては、全方位高圧噴射工法、ラテラルジェット工法、パラジェット工法等が開発されている。トンネルの脚部改良体の形状としては上半下半の支保工が改良体に支持される必要性から、円形より半円形状であることが望ましい。一方、Ju-c の地耐力が極端に小さいことから改良体直径が 2m 程度必要となる。以上の条件を満たす工法として全方位高圧噴射工法がある。この工法は、山岳トンネルにおける補助工法としての採用実績は少ないが、都市部の軟弱地盤を対象とした上下水道や地下鉄における推進、シールド工事で多く採用されている。表-1, 2 より Ju-c は都市部における軟弱地盤における物性に比較的近く適用性が高いと考えられる。

以上より、脚部支持力対策としては全方位高圧噴射工法が有効であると考えられた。

表-1 終点側坑口周辺の地質層序と主な地山物性

時代	地質名 (記号)	土質区分 /岩石名	N 値	変形係数 E(MN/m ²)	一軸圧縮強度 qu(kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)
第四紀 更新世	崖堆積物(dt)	礫混り土砂	25	14~16 (15)	700	18
	新期上小湖成層上部層(Ju-c)	粘土	8	6~16 (10)	190~400 (270)	16.3~16.8 (16.5)
	新期上小湖成層中部層(Ju-s)	粘土・砂	20	15~18	630~950	17.0~18.5
	古期上小湖成層上部層(Ju-s)	礫混り砂	35	105	2,550	20.0
	古期上小湖成層下部層(Ju-g)	玉石混り砂礫	30	290	2,540	21.0
第三紀 中新世	岩脈、岩床(Po)	ひん岩 (CL~CH 級)	50 以上	800(CL) 3,000(CM) 4,500(CH)	13,500(CL) 45,000(CM) 100,000(CH)	25.4(CL) 25.5(CM) 25.8(CH)

表-2 Ju-c(粘土)と Po(風化ひん岩)の強度定数と地耐力

土質区分 /岩石名	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	降伏圧(支持力) Py(kN/m ²)	短期許容支持力 Qa(kN/m ²)
Ju-c(粘土)	95	9	430	320.25
Po(風化ひん岩)	1,250	40	700	4,270

※孔内水平載荷試験における降伏圧(支持力)の1.5倍を極限支持力とし、極限に対する許容支持力の安全率を短期で2とする。 $Qa=1.5Py/2$

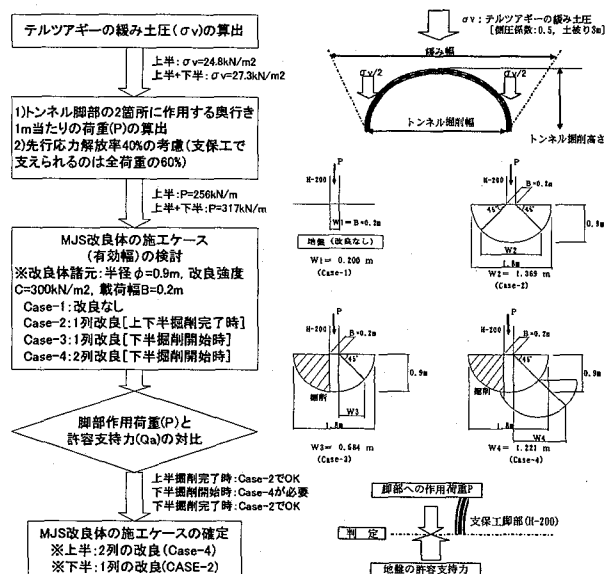


図-3 脚部補強の設計手順と施工ケースの検討

トンネル脚部の支持力対策における設計法は、各種技術基準等³⁾で示される一般化された手法がない。よって、ここでは文献⁴⁾を参照として、図-3に示す手順で設計した。すなわち、トンネル脚部に作用する荷重をテルツァギーの緩み土圧(σ_v)と仮定して、トンネル脚部に作用する荷重(P)を先行応力解放率を考慮して算出する。

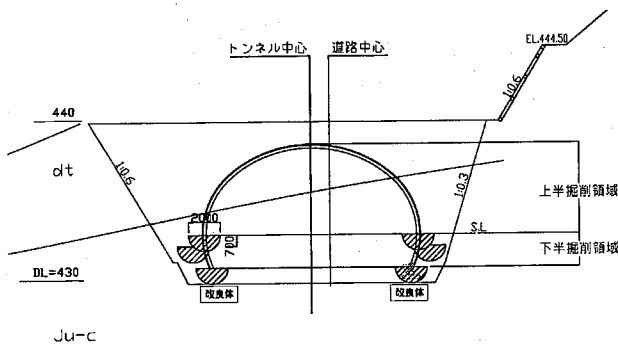


図-4 全方位高压喷射工法による脚部補強の横断方向配置図 [トンネル坑口横断面]

次に、全方位高压喷射工法改良体（改良直径：2.0m [設計有効直径は 1.8m]，改良強度：300kN/m²，載荷幅：0.2m [支保工 H-200]）の施工ケースを図-3 に示した 4 ケース設定して、各ケースにおける脚部作用荷重(P)と Ju-c の短期許容支持力を照査し、上半・下半脚部における施工ケースを確定する。

検討の結果、上半脚部では下半掘削開始時に内空側の改良体を取り壊すことからケース 4 の 2 列の改良体が必要となり、下半脚部では 1 列の改良体で必要地耐力が確保できることが示された。

図-4 に全方位高压喷射工法による脚部補強の横断方向の配置図を示し、図-5 にトンネル縦断方向の補助工法配置図を示す。図-5 に示すように、全方位高压喷射工法改良体のトンネル縦断方向の配置は、代表 N 値 30 で地耐力が期待できる JI-g（玉石混り砂礫）に 3m 程度根入れする計画とした。上半部は坑口付けの関係から施工起点を坑口から 3m とし、下半部では坑口位置を起点とする計画とした。施工延長は上半部で L=18.4m，下半部で L=17.8m である。

(2) 切羽・天端の安定化対策

天端安定化対策としては、長さ L=3~4m と短尺なフォアボーリングと長さ L=12m 程度と長尺なフォアパイリングに主に区分される。同様に、切羽安定化対策に関しても短尺と長尺の鏡ボルトがある。一般に、これらの安定化対策工は、長尺である方が変位抑制効果が高いと言われている。

ここで、未固結地山のうち水平変位が危惧される地山は、地耐力不足と同様に粘土質の Ju-c であると考えられる。Ju-c の地耐力不足、すなわち鉛直方向変位である沈下対策としては全方位高压喷射工法を採用する計画とした。よって、切羽・天端における安定化対策の選定においては地山の水平方向変位の抑制に着目した。その結果、切羽安定化対策を長尺として注入式長尺鏡ボルト工を採用し、天端安定

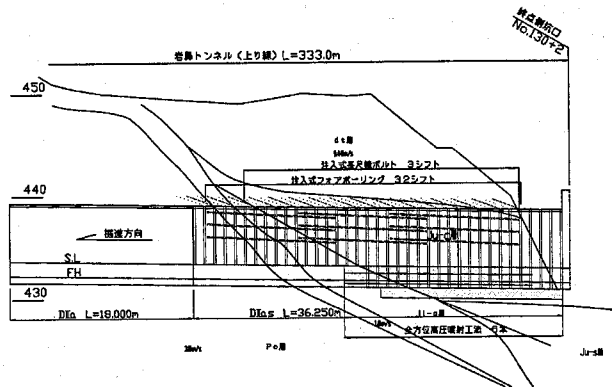


図-5 トンネル縦断方向の補助工法配置図

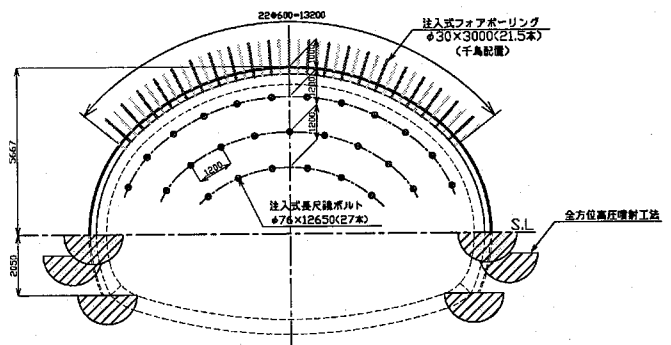


図-6 補助工法標準断面図

化対策としては短尺の注入式フォアボーリング工を選定した。注入材に関しては粘土および砂、砂礫地盤においても改良効果が期待できるシリカレジンを採用した。

図-5、図-6 に採用した補助工法の縦断方向および横断方向の配置図を示す。

3.2 施 工

(1) 全方位高压喷射工法の施工状況

写真-1 に水平方向に坑口切土斜面から施工した全方位高压喷射工法の施工状況を示す。施工機械は小型であり坑口ヤードからの施工に支障はない。写真-2 に全方位高压喷射工法の施工時に採用した排泥処理システムの施工状況、図-7 に処理手順の概要を示す。本工法は建設汚泥を脱水・乾燥せずに水を含んだまま造粒固化処理し、改良土は盛土材に転用可能な再資源化システムである。現場内に移動式の造粒処理施設を設置し、汚泥をホッパーから投入し自動計測された汚泥量に併せて天然特殊ポリマー系の固化材が添加され造粒固化処理が実施される。

写真-3 に、上半右側脚部に 2 列施工した改良体の施工出来形を示す。写真より設計改良幅を満足していることが分かる。

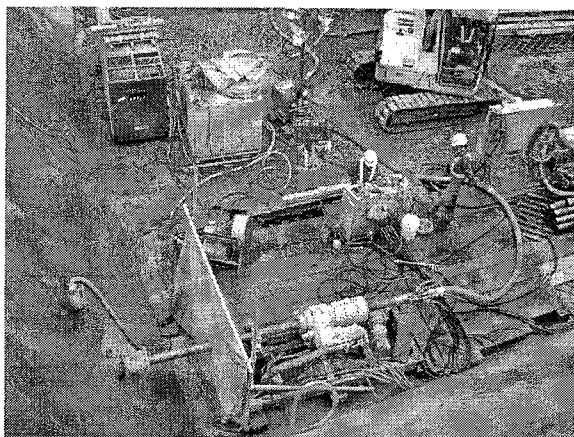


写真-1 全方位高圧噴射工法の施工状況
[坑口切土斜面からの施工]



写真-3 全方位高圧噴射工法の改良体の施工出来形
[上半右側脚部:2列施工]



写真-2 全方位高圧噴射工法の排泥処理システム

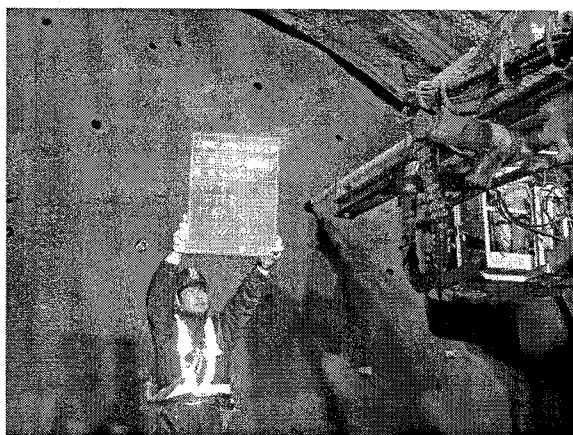


写真-4 注入式長尺鏡ボルトの施工状況 (削孔中)

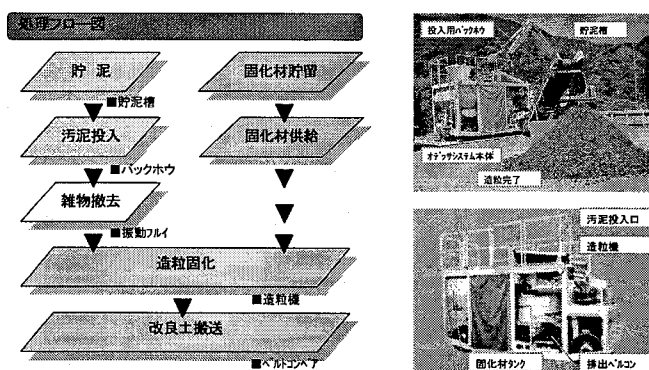


図-7 排泥処理手順の概要



写真-5 注入式フォアポーリングの施工状況

(2)切羽・天端の安定化対策施工状況

注入式長尺鏡ボルト工は、グラスファイバー管(φ76mm,L=12.65m)を切羽前方に打設し水平方向の先行変位抑制効果を期待する。打設本数は1シフト27本、打設ピッチは1.2mとし3シフト施工した。写真-4に施工状況を示す。

注入式フォアポーリング工は天端崩落防止効果を期待し、ボルト長3m、打設ピッチ60cm、一断面の打設本数を21~22本の千鳥配置とし毎切羽で32シフト施工した。写真-5に施工状況を示す。

(3)掘削切羽と周辺地山状況

掘削時の切羽状況を写真-6,7に示す。補助工法選定時に坑口から水平ポーリングを実施しており、未固結地山およびひん岩の分布位置は想定とほぼ一致し、実施した対策工に過不足は発生しなかった。

写真-8に下半掘削時に確認された全方位高圧噴射工法改良体近傍の空隙状況を示す。この空隙位置は、上半脚部に2列施工した上段改良体の内空側下方部に相当する。改良体は中段、上段、下段の順に

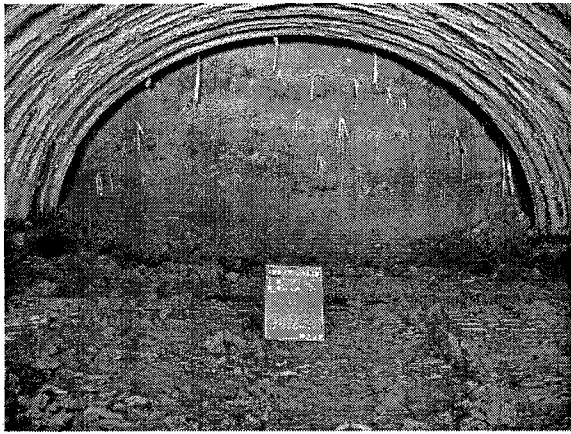


写真-6 切羽写真 [No.129+7 : Ju-c]



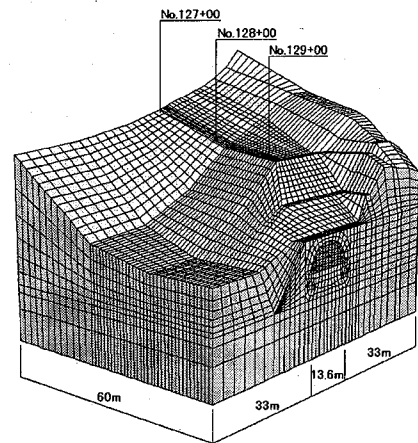
写真-7 切羽写真 [No.128+12 : 風化ひん岩]



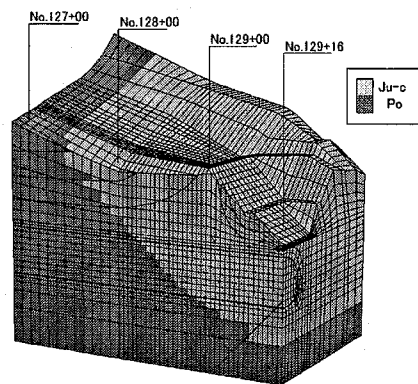
写真-8 改良体近傍の空隙状況

施工している。空隙の発生原因としては、下段上面を平面的に築造する際に上部に既に改良体があり、上段の改良体と地山の境界に高圧噴射水が進入し地山をはく離させたと推察できる。よって、鉛直方向に改良体を連続して半円形に築造する際には、下段、中段、上段の順に施工すべきであったと考えられる。

なお、この空隙周辺位置で特に大きな沈下や変状は発生していない。改良体は縦断方向に連続しており、部分的に空隙があっても改良体が破断しない限り大きな沈下や変状は発生しないと推察できる。



(a)解析メッシュとモデル化領域



(b)地山区分のモデル図

図-8 数値解析モデル図

4. 数値解析による対策工の効果検証

4.1 概要

未固結地山の補強対策として採用した補助工法の効果を検証する目的で、施工中に実施した計測結果に基づき数値解析を実施した。

坑口部周辺は偏圧地形あること、トンネル縦断方向に先行的に実施した対策工の効果を検証すること等から 2 次元の数値解析では検討に限界があり、3 次元の数値解析を採用した。特に、本検討では大変形解析に有利な有限差分法 (FLAC3D : ITASCA 社製) を用いて弾塑性解析を実施した。

4.2 計測結果と数値解析による検証

(1)地山のモデル化と入力物性値

図-8 に数値解析モデル図を示す。終点側坑口位置は測点 No.130+2 であるが解析メッシュは、トンネル天端が地山に入る測点 No.129+16 から作成しトンネル延長 30m 区間を解析領域とし、延長 28m 区間を 1m づつ逐次解析 (掘削→支保+補助工法の繰り返し) を実施した。表-3、表-4 に数値解析に用いた地山と補助工法部材の入力物性を示す。地山は、図-8(b)に示したように Ju-c(粘土)と Po(風化ひ

表-3 数値解析における地山入力物性値

土質区分 /岩石名	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E(MN/m ²)	ポアソン 比	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
Ju-c(粘土)	16.5	20	0.4	95	9
Po(風化ひん岩)	25.4	800	0.3	1,250	40

表-4 補助工法部材の入力物性値²⁾

補助工法モデル	構造要素	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性係数 E(MN/m ²)	断面積 (m ²)
注入式フォアボーリング	ビーム	7.8	210,000	0.00044
注入式長尺鏡ボルト	ビーム	17.5	20,000	0.00171
水平高圧噴射工法改良体	立方要素	21.0	300	—

ん岩)に区分した。補助工法のうち水平高圧噴射工法による改良体は掘削前にモデル化し、その他の注入式フォアボーリングと注入式長尺鏡ボルトは切羽到達時点で逐次モデル化して解析に反映させた。

(2)逆解析による変形係数の同定

表-1 に示した Ju-c の変形係数(N 値からの換算値)は 10MN/m²であり、この値を用いた試算では、変位計測結果と解析結果の整合性が良くない。よって、Ju-c の変形係数をパラメータとする逆解析を実施し、表-3 に示した変形係数 20MN/m²を同定した。

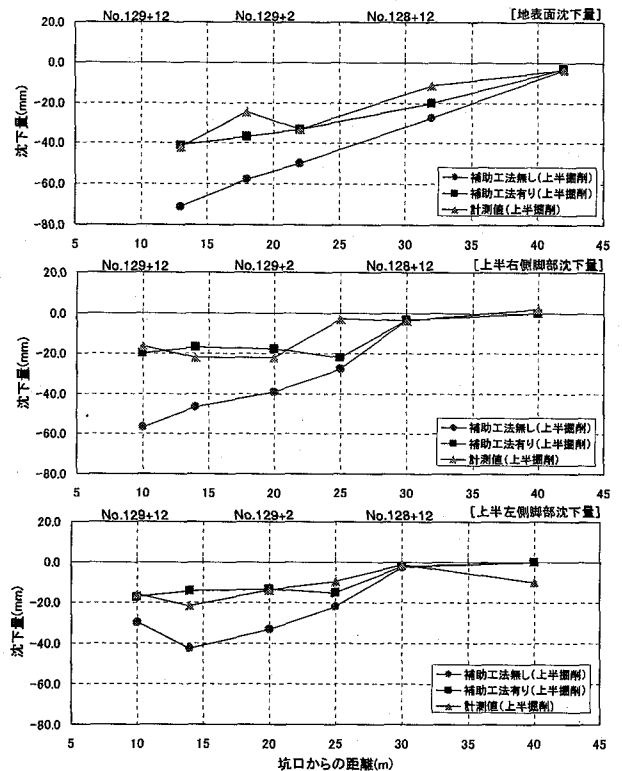
(3)変位計測結果と解析結果の対比

図-9 に、上半掘削完了段階における地表面および上半左右脚部の沈下量を計測値と解析結果(補助工法の有無)を対比して示す。図-9 より、計測された地表面および上半脚部の沈下量は、補助工法を考慮した解析結果とよく一致することが分かる。

補助工法を考慮しない解析における沈下量は、地表面で最大約 70mm、上半脚部で最大約 60mm に達している。一般に、内空変位量で 30~60mm 程度発生すると支保の変状や切羽の崩壊が発生しはじめ、60mm を超えると変状や崩壊が顕著になると報告されている⁵⁾。よって、本トンネルの坑口区間は低土被りで偏圧地形であること、未固結で塑性化しやすい地山であること等を考慮すれば採用した補助工法の妥当性が示されたと考えられる。

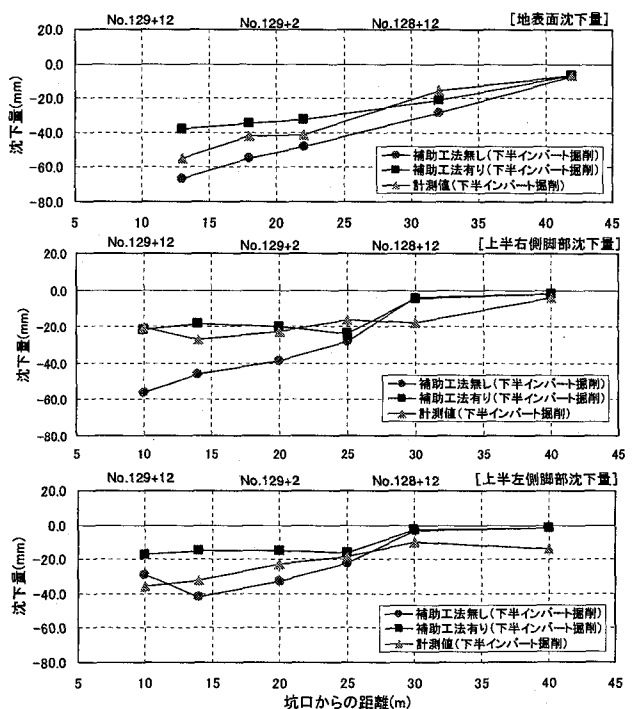
沈下抑制率を計測による沈下量と補助工法を考慮しない解析における沈下量の比として算出すると 35~70%となり、採用した補助工法により平均的に 50%程度の沈下抑制効果を確認できた。

図-10 に、下半・インバート掘削完了段階における地表面および上半左右脚部の沈下量を計測値と解析結果(補助工法の有無)を対比して示す。図-9 の上半掘削完了段階と比較すると、特に上半右側脚部の沈下量は解析結果と計測値がよく一致しているが、地表面と上半左側脚部の沈下量では、土被りの浅い坑口近傍において解析結果と計測結果の整合性がやや低いデータが散見される。



※坑口からの距離約20m区間にJu-cが分布し脚部補強を施工

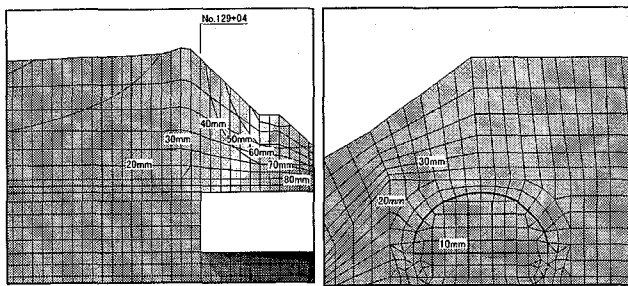
図-9 上半掘削完了段階における計測結果(沈下量)と解析結果の対比



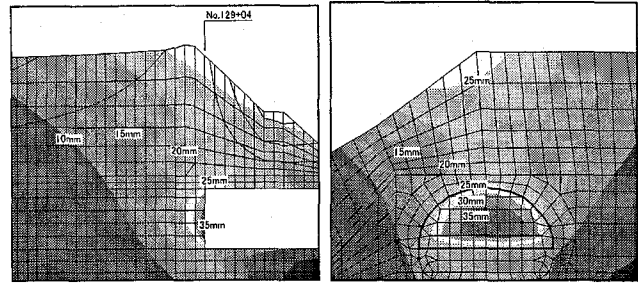
※坑口からの距離約20m区間にJu-cが分布し脚部補強を施工

図-10 下半・インバート掘削完了段階における計測結果(沈下量)と解析結果の対比

上半掘削完了時と同様に、沈下抑制率を算出すると 35~85%となり、補助工法により平均的に 65%程度の沈下抑制効果が確認できた。

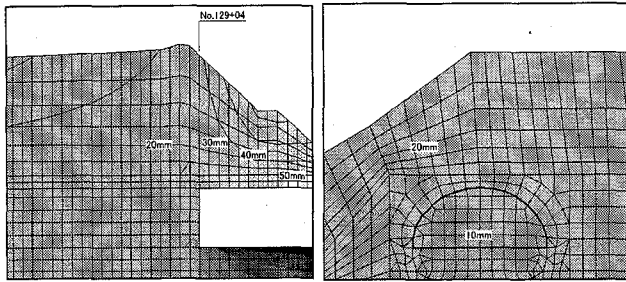


(a)鉛直方向変位分布（トンネル縦断・横断）

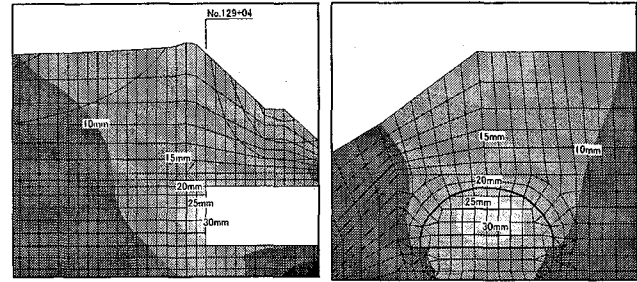


(b)水平方向変位分布（トンネル縦断・横断）

図-11 補助工法を考慮しない解析結果における鉛直・水平方向変位量の分布 [上半切羽位置：No.129+4]



(a)鉛直方向変位分布（トンネル縦断・横断）



(b)水平方向変位分布（トンネル縦断・横断）

図-12 補助工法を考慮した解析結果における鉛直・水平方向変位量の分布 [上半切羽位置：No.129+4]

一方、図-8 に示したように坑口近傍は解析モデルの境界に近くモデルの拘束条件の影響を受けるので、図-9, 10 で示した沈下量の値や変化傾向が、特に坑口近傍で解析結果と計測結果で多少異なるケースが発生していると考えられる。

図-11, 12 に上半切羽位置測点 No.129+4 における補助工法を考慮しない場合と考慮した場合の解析結果のうち鉛直方向(沈下方向)と水平方向の変位を区分して、トンネル縦断および横断にその分布を示す。切羽位置は坑口から 18m で脚部補強区間の終点から約 3m に位置し、切羽はほぼ全面 Ju-c である。

図より、鉛直および水平変位共に絶対量が低下すると同時に、切羽前方の先行変位発生領域と天端の後方影響領域が縮小しており、補助工法による変位抑制効果が明確に示されてる。変位抑制効果は、鉛直方向変位(沈下方向)の方が顕著であり、水平方向変位の方が若干小さい。よって、脚部補強として採用した全方位高圧噴射工法による改良体が沈下抑制に大きく寄与し、注入式長尺鏡ボルトは切羽の水平変位抑制に寄与したと考えらる。

4.3 まとめ

本章では、未固結地山の補強対策として実施した補助工法の効果検証として 3 次元数値解析を実施し、その変位抑制効果が平均的に 50～65%であったことを示した。全方位高圧噴射工法は鉛直変位抑制に大きく寄与し、注入式長尺鏡ボルトは切羽からの水平変位抑制に寄与していることを示す結果であり、

補助工法選定時に期待した効果が発揮されたことを検証できた。

5. おわりに

本稿では、岩鼻トンネル終点側坑口に分布する未固結地山の補強対策において補助工法の選定から設計・施工に至る経緯を述べ、施工中の計測結果に基づき 3 次元数値解析によって、補助工法選定時に期待した変位抑制効果を定量的に検証した事例について述べた。なお、山岳トンネルにおける脚部補強対策に全方位高圧噴射工法を採用した事例は少ないが、本事例から山岳トンネルにおける沈下抑制に効果的に寄与したことが示され、地山条件や施工条件によって今後も積極的な活用が期待できると考えられる。

参考文献

- 1) ジェオフロンテ研究会：MJS-P工法(メトロジェットシステム・パイプ)技術資料・施工実績，2003.12.
- 2) 梶原竹生：環境に配慮したトンネル工事施工-国道18号上田坂城バイパス岩鼻トンネル工事報告-，土木技術資料，61巻5号，pp.15-21，2006.5.
- 3) 例えば，(社)日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説，2003.11.
- 4) ジェオフロンテ研究会：脚部補強工技術資料(改訂版)，2002.11.
- 5) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ9，NATMにおける予測と実際，p.135，1999.11.