

低土被り未固結地山における長尺鏡ボルトの挙動計測

The ground behavior ahead of tunnel face reinforced by long GFRP face bolts in shallow soft ground

木梨秀雄¹・白旗秀紀²・加藤健治²・松田安則³・羽馬 徹⁴

Hideo KINASHI, Hideki SHIRAHATA, Kenji KATO, Yasunori MATSUDA, Toru HABA

¹正会員 博士(工) (株)大林組 土木技術本部(〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)

E-mail: kinashi.hideo@obayashi.co.jp

²正会員 工修 (株)大林組 土木技術本部(〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)

³非会員 (株)亀山 開発営業事業部(〒832-0081 福岡県柳川市西浜武 978-1)

⁴正会員 (株)ケー・エフ・シー 技術部(〒105-0014 東京都港区芝 2-5-10)

Face bolting is one of the effective methods to stabilize tunnel face. This paper will describe that the ground behavior ahead of tunnel face reinforced by long face bolts in shallow soft ground. The ground behavior had been measured using instruments that installed in the ground ahead of tunnel face. Measurements were axial forces on long GFRP face bolts (FIT80S) and ground extrusions ahead of tunnel face, and they had been obtained continuously followed with advance of tunnel face. Results of measurements have been evaluated by 3 dimensional FDM analysis (FLAC3D).

Key words: Face bolt, GFRP pipe, Axial force, Extrusion, Finite difference method, Face stability

1. はじめに

都市部の未固結土砂地山などにおいては、地表面の立地条件の制約などから、沈下抑制や地下水面等の環境保護が必要とされる場合が少なくない。近年、山岳工法が都市部軟弱地山に多く適用されるようになっており、その際には長尺先受け工や鏡ボルトなどの補助工法が併用される。一方、膨張性地山など鏡面の押し出しが大きなトンネルでも、長尺鏡ボルトにより変位抑制と安定性の向上が図られている。これら未固結地山や膨張性地山のほかに、鏡ボルトが必要となる地山は強風化岩や破碎帯なども考えられ、鏡ボルトの施工性・施工サイクル確保や孔壁の自立が問題となる。著者らは既に、不良地山を含む幅広い地質に適用でき、20m以上の長尺打設が可能なGFRP管長尺鏡ボルト

(FIT80S)を開発した¹⁾。この鏡ボルトは、二重管削孔方式であり、鏡ボルトの心材としてGFRP管を用いる。

一般に鏡ボルトの打設密度や配置、打設長、およびラップ長などの設計は、過去の施工実績に地質性状などを加味して、経験的手法により行われているのが現状である²⁾。しかし、将来的には数値解析を利用した定量的な設計手法が必要と考えられる。そのためには、実際の鏡ボルトの挙動や支保効果を把握することや、鏡ボルトの補強効果をモデル化する必要がある。

そこで、本研究では、低土被り未固結地山のトンネル現場において、新しく開発したGFRP管長尺鏡ボルト(FIT80S)を適用し、その挙動を計測した。この計測では、鏡ボルトの軸力と切羽前方地山の押し出し分布を切羽の進行に伴って、経時的に計測したものである。

また、計測結果は、三次元有限差解析プログラム（FLAC3D）を利用してシミュレートし、計測で得られた地山の押し出し、および軸力変化挙動を評価した。計測の主な目的は、以下の通りである。

- ① 鏡ボルト（GFRP 管）に発生する軸力分布を把握する。切羽の進行に伴う軸力分布の変化や最大軸力、最小定着長を把握することにより、ボルトに必要な仕様決定の参考にする。
- ② 軸力分布と押し出し変位分布から鏡前方地山の先行変位など影響範囲を把握し、必要な支保範囲を評価する。

2. 現場計測の方法

2.1 軸力計

軸力測定では、鏡面がトンネル掘進で前方に移動するため、計測ケーブル等を手前側に引き出すようなシ

ステムでは支障がある。また、ひずみゲージを直接 GFRP 管に貼り付ける方式では削孔時に破損してしまう。これらを解決するため、以下のような方式とした。

まず、GFRP 管を打設後に、管内に図-1 のように、ひずみゲージを配したセンサ管を挿入し、そのあと定着材を注入する。GFRP 断面内の様子を図-1 の右側に示す。センサ管の材質は、GFRP に比べて伸び剛性が小さく、伸びに対する追従性が良いポリエチレンテレフタートであり、PET 管と呼ばれる。センサ管の伸びに対する弾性係数は 100 N/mm^2 程度であり、GFRP 管に比較して $1/250$ 程度と十分小さいため、GFRP の内部に配した場合でも伸びに対する追従性が良いと考えられる。ひずみゲージは温度補償される 4 ゲージ方式とした。なお、後述するように、センサ管の伸びひずみと GFRP 管の伸びひずみの両者は、予め校正した。

計測点の配置を図-2 に示す。計測点は計 6 点である。データロガーの容量から、各点では 2000 回までのデータ採取が可能である。

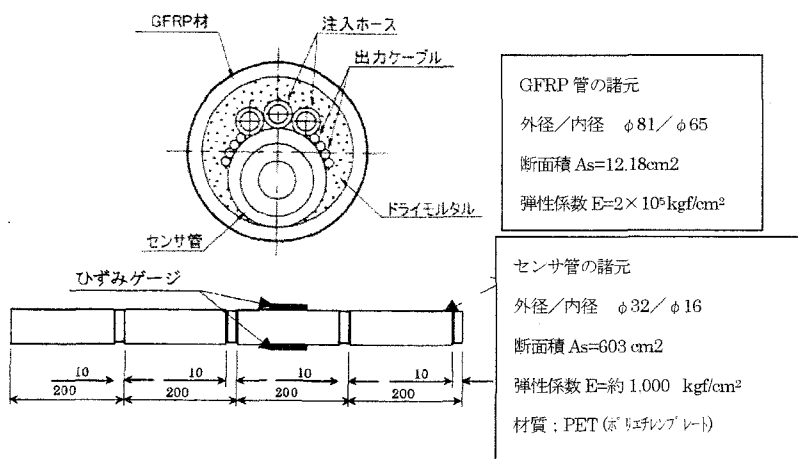


図-1 センサ管の概要と GFRP 管内の設置状況

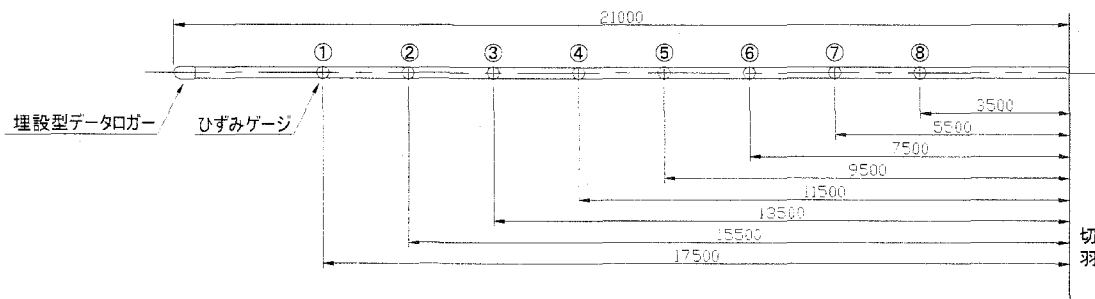


図-2 軸力計測ポイントの配置

GFRP 管鏡ボルトの軸力計測のために、センサ管の伸びひずみと GFRP 管の伸びひずみ、および軸力の関係の較正試験を行った。この結果により、実際の計測で得られるセンサ管の伸びひずみから、GFRP 管の軸力を求める。較正試験における GFRP 管断面内の構成は、図-1 に示した現場計測時と同じ条件とした。すなわち、GFRP 管内にセンサ管を配し、その周囲にモルタル注入管や計測用ケーブルを収め、設置後に、モルタルを充填し、センサ管と GFRP 管が一体化した。この軸力計の較正試験は、定着材の材令が 24 時間と 72 時間の 2 ケースを実施した。較正試験では長さ 2m の GFRP 管を用い、中央の 2 ケ所で軸ひずみを測り、同時にロードセル（容量：500kN）で引張荷重を測った。引張力は容量 600kN のセンターホールジャッキを用い、約 200kN までの载荷を 3 度繰り返した。

得られた軸力と伸びひずみの関係を図-3 に示す。この図のように、センサ管および GFRP 管の伸びひずみと軸力の関係を予め二次関数として得た。

2.2 押し変位計

押し変位計は、切羽前方の押し変位分布を計測するためのもので、データロガーを軸力計と同様に先端に埋設し、変位センサと各点のアンカー部間の変位

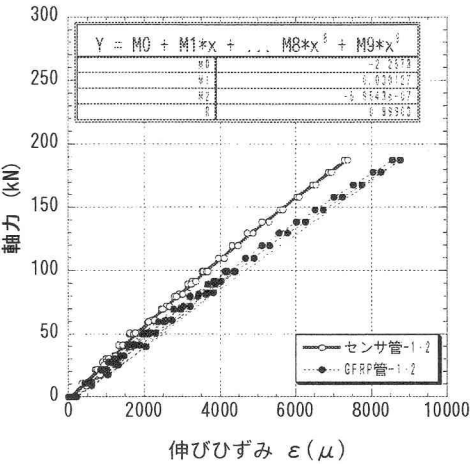


図-3 軸力の較正試験結果

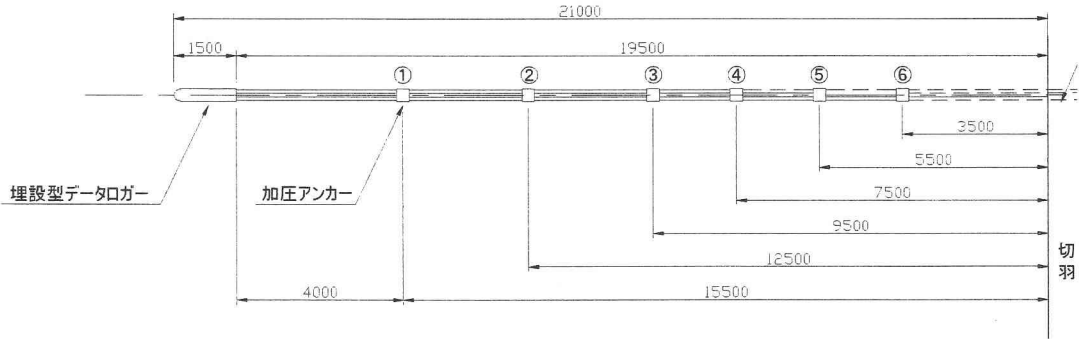


図-4 押し変位計測ポイントの配置

表-1 GFRP 管鏡ボルト (FIT80S) の材料特性

成形タイプ	巻付け成形
外径 (mm)	81
内径 (mm)	65
長さ (1 ユニット, m)	3.0
単位重量 (kg/m)	3.5
断面積 (cm ²)	18.34
軸方向引張強度 (N/mm ²)	320
軸方向弾性係数 (N/mm ²)	18.600
周方向引張強度 (N/mm ²)	255
継手部耐力 (kN)	300 以上

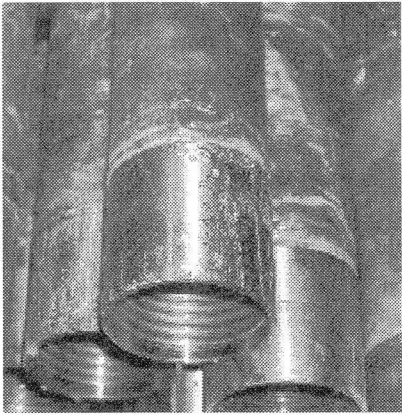


図-5 GFRP 管ボルト (継手部)

を自動計測する。削孔は、素掘りでも良いが、今回は不良地山が対象のため、クローラドリルによりケーシングを用いた。今回用いた変位計のストロークは100mmである。アンカーは水圧により膨らませて孔壁に密着させる。センサ間のロッドはGFRP製であり、切羽の掘削に支障がない。押し出し変位計の計測点配置を図-4に示す。

2.3 使用材料

長尺鏡ボルトとしては、21m以上の長尺打設用に新しく開発したFIT80Sを用いた(図-5)。FIT80SはGFRP管によるものであり、その仕様を表-1に示す。FIT80Sは、長尺削孔に耐えうるよう曲げやねじれに強い巻き付け成形タイプを採用しており、継ぎ手部の耐力を特殊加工し、従来より大きい300kNまで増強した。また、ビットシステムも長尺削孔用に排泥効率を考慮して、改良を重ねた¹⁾。

2.4 計測機器の設置

計測を実施したトンネルは二車線道路トンネルであり、対象地質は砂礫層である。計測点の配置を横断面で示したものを図-6に示す。また、縦断面での配置を図-7に示す。トンネル直上には、沢部に堰堤があり、最小土被りが3.5mと極めて厳しい条件であった³⁾。作業工程の都合から、軸力計設置断面と変位計設置

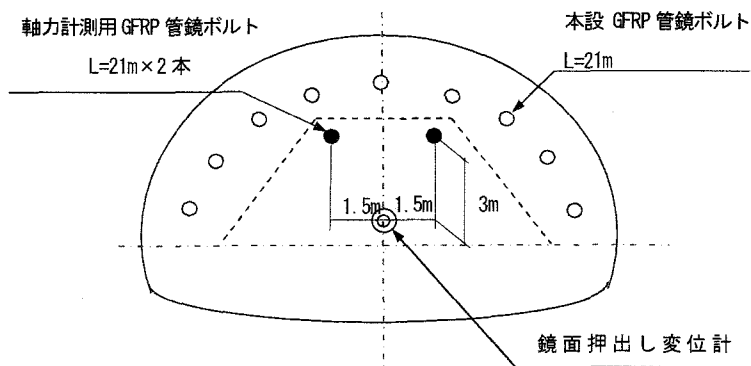


図-6 横断面での計器の配置

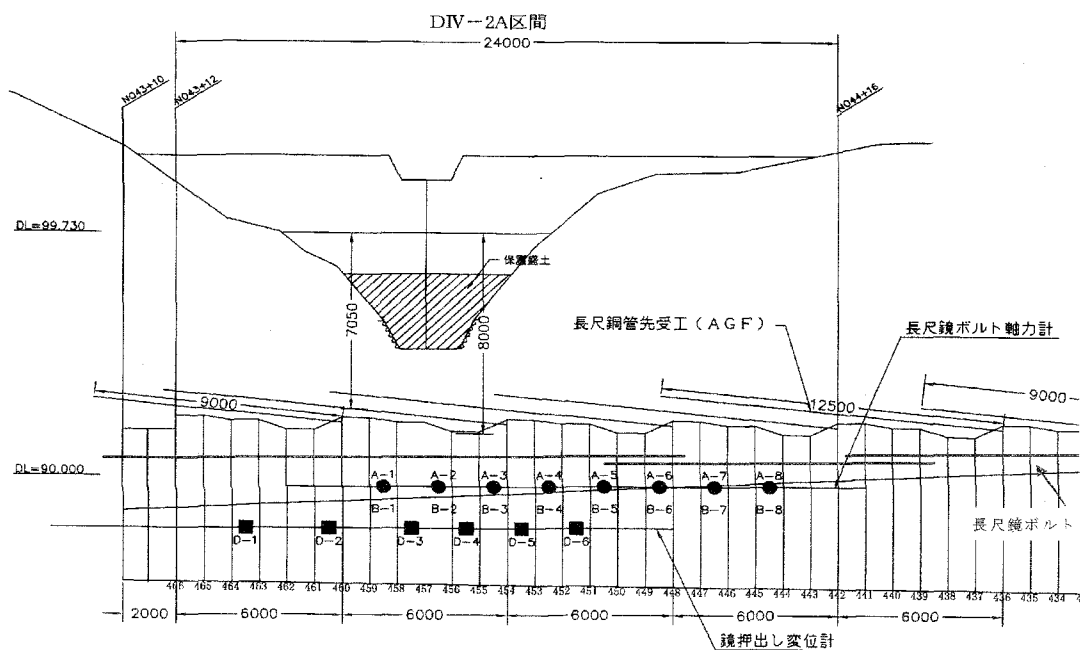


図-7 縦断における長尺鏡ボルトと計測点の配置

断面には7mずれたが、14m区間はラップしている。2セットの軸力計は延長21mのGFRP管鏡ボルトに設置した。

図-7に示すように、本設の長尺鏡ボルトは、堰堤直下では一打設長が21mとしており、それ以外では12.5mの打設となっている。

3. 計測結果と考察

3.1 軸力分布

切羽の進行に伴う軸力分布の変化を図-8に示す。横軸は、トンネル縦断方向での軸力計の位置を示しており、0mは軸力計を設置した最初の切羽位置で、掘進方向は図の右から左向きである。また、切羽の進行ごとの軸力分布を手前から奥に時系列で並べている。軸力分布は、それぞれの切羽位置での最終計測値でプロットした。

図-8によると切羽が1~5m進行する間は、軸力値が50kN程度以下と小さい。これは、図-7に示した本設のGFRP鏡ボルトの打設シフトに関連しているものと考えられる。すなわち、切羽位置7mで本設が次シフトになるため、前シフトの軸力負担が切り替わるためと考えられる。また、施工時の都合により、切羽位置6mの時、10日間程度切羽が停止したことも影響している。これは、定着材の硬化によりボルト全体の剛性が増大する影響である。軸力の発生は、掘削幅D=10mに対し、切羽位置から1D以内の5~8m程度までである。すなわち、打設長が1D程度あればこの範囲を支保できるものと考えられる。

一方、切羽位置が6m以降では、軸力のピーク値が急激に増大し、切羽位置7mで200kNレベルに達する。切羽位置が7m以降の場合は、軸力の発生する範囲が切羽から8~10m、すなわち、1D程度までに拡大している。

図-9より、左側での軸力は、切羽位置が5mを越えたところで、軸力のピーク値が急増して200kNレベルを超える。掘削当初の軸力発生範囲は5~6m、0.5D程度であるが、切羽位置が7m以上では軸力発生範囲は1D程度の7

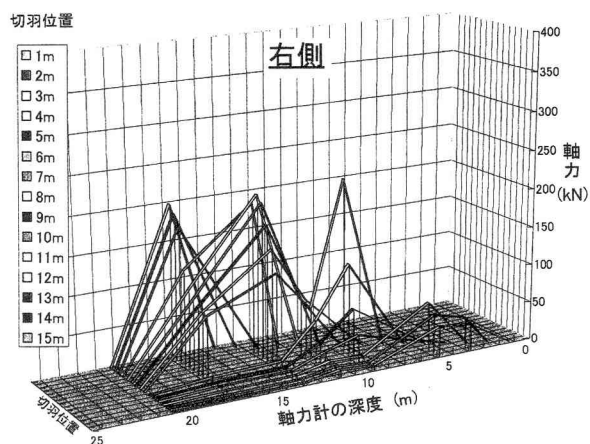


図-8 切羽の進行に伴う軸力分布の変化（右側）

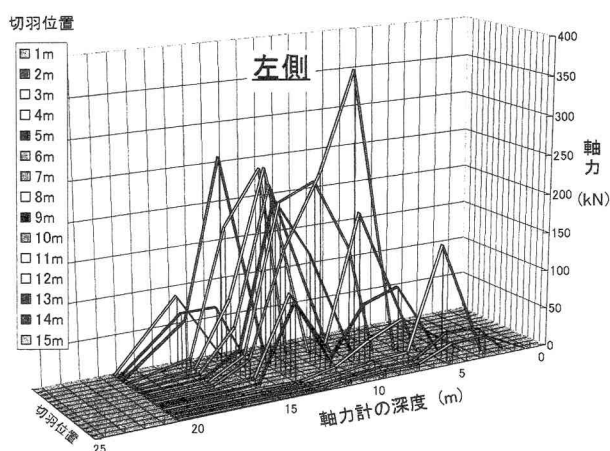


図-9 切羽の進行に伴う軸力分布の変化（左側）

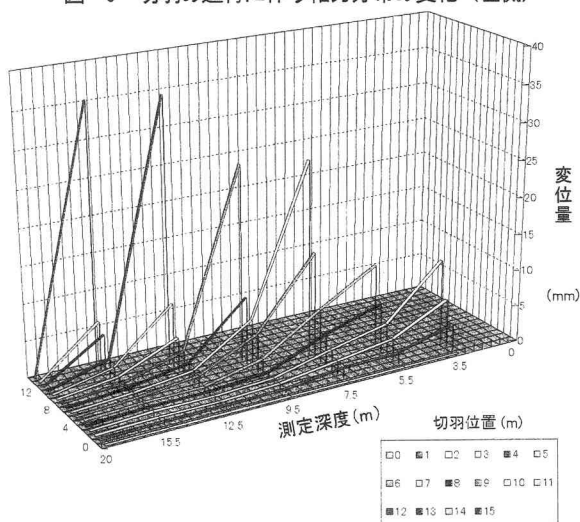


図-10 切羽の進行に伴う地山の押出し量の変化

～8m 程度に拡大している。これらの傾向は、おおよそ右側での傾向と同じである。

軸力のピーク値は 1 箇所のみ最大で 350kN に達しているが、ほとんどは継ぎ手耐力の 300 kN 以内に収まるものと評価できる。

3.2 鏡押出し変位

切羽の進行に伴う押し出し方向の変位分布を図-10 に示す。押し出し変位は、10～35mm の範囲で発生しており、切羽の進行に伴い最終値が大きくなる。これは、先行変位が蓄積するためと考えられる。今回の計測で把握された先行押し出し変位は 30～35mm 程度と考えられる。

押し出しの発生する切羽からの距離は 1D 程度の約 10m までであり、軸力の発生する影響範囲とほぼ一致していることがわかる。また切羽との距離がおおよそ 5m、0.5D 以内になると急激に増加している。この変位が急増する変曲点の位置は、軸力のピーク位置とほぼ一致していることがわかる。

4. 三次元解析による計測結果の再現

4.1 解析方法

今回の計測結果を三次元有限差分法でシミュレーションした。解析プログラムは、有限差分法の中でも近年トンネルでの適用実績の多い FLAC 3D を用いた。これを用いた最大の理由は、鏡ボルトの付着をモデル化して解析上考慮できることである。

三次元解析メッシュを示したものが図-11 である。この三次元解析メッシュは、図-7 の堰堤を含んだ地表の三次元形状を再現するようにして作成したものである。ここでは、計測時の上半掘削ステップにあわせた逐次掘削解析を実施した。解析の入力値を表-2 および表-3 に一覧としてまとめる。地山は線形弾性体と仮定し、弾性係数については、現場での鏡押出し変位に合うようにある程度の繰り返し解析により、フィットさせた。鋼製支保工はビーム要素とし、吹付けコンクリートはシェル要素とした。

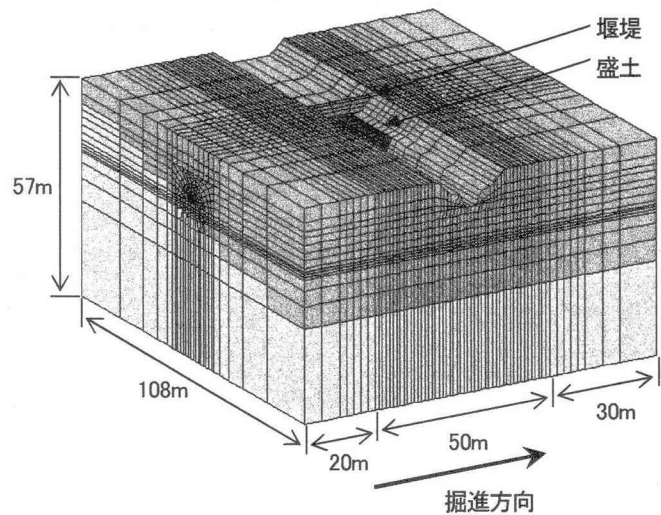


図-11 三次元解析のモデル

表-2 地山と支保工に関する入力値

		単位重量	弾性係数	ポアソン比
		(kN/m ³)	(MPa)	
地山	崖錐層	17	2.5	0.35
	砂礫層	21	20	0.35
	風化頁岩	21	137	0.30
盛土		16	20	0.35
堰堤		24	3,922	0.25
鋼製支保工(H_200) (ビーム要素)		77	210,000	—
吹付けコンクリート (シェル要素)		23	6,000	0.20

表-3 長尺鏡ボルトに関する入力値

	GFRP 管			定着材	
	弾性係数	断面積	引張耐力	せん断剛性	付着耐力
	N/mm ²	cm ²	kN	MN/m/m	kNm
計測用 FIT80S	16,500	18.3	300	194,000	130
本設 FIT	20,000	17.1	200	194,000	130

GFRP 管鏡ボルトは、ケーブル要素⁴⁾でモデル化し、GFRP 管材料の力学特性に加えて、地山との付着特性を考慮した。付着耐力は、引抜き試験の結果を用いた¹⁾。

4.2 解析結果と考察

計測地点に相当する堰堤直下での鏡押出し変位コンターを示したものが図-12 である。図-10 に示した計測結果では、最終的に 30mm 程度の押出し変位が観測されていたが、図-12 でも上半鏡面に同程度の押出しが発生しており、計測結果にフィットさせることができた。鏡面の押出し変位コンターを図-13 に示す。最大値は鏡面中央部の 30mm 程度であり、計測結果で得た値とほぼ同等である。

切羽の進行に伴う、鏡ボルト軸力分布を示すと図-14 のようになる。切羽の進行に伴う軸力変化を見ると、掘削開始当初が 100kN 未満の軸力であったが、後半は 250kN レベルまで増大しており、計測結果の傾向を再現できている。なお、切羽位置 7m 以降では、付着耐力を初期値の 5 倍の 650kN/m とした。これは、現場の切羽が 10 日間停止したことによる定着材の硬化を考慮したものである。

また、軸力の発生深度は、当初、切羽面から 10m 未満であり、切羽位置が 7m を越えると 12m 程度までこの範囲が拡大しており、計測結果と同様の傾向である。

次に、鏡面上の最大せん断応力コンターを、鏡ボルトのある場合とない場合で比較したものが図-15 である。この図から、鏡ボルトにより鏡面上の最大せん断応力が小さくなり、地山の安定性が向上することがわかる。これは、鏡ボルトの軸力が反力となり切羽に作用し、見かけ上拘束圧を与えるような効果のあることを示唆しているものと考えられる。ただし、今回の条件鏡ボルトによる応力的な安定効果は切羽近傍に限られている。

この結果、数値解析を用いて鏡ボルトを用いた鏡面補強工の検討が可能なが示唆された。

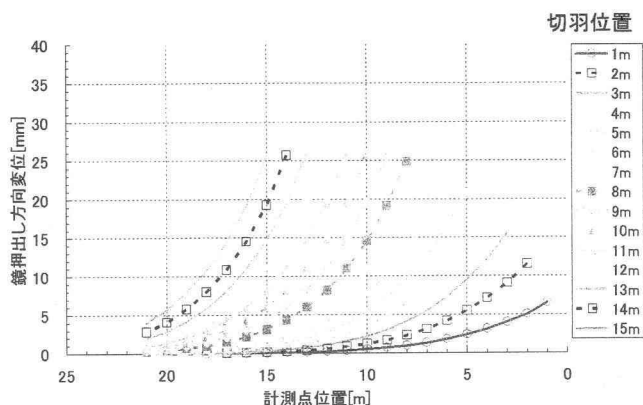


図-12 切羽の進行に伴う地山押出し量の変化（解析）

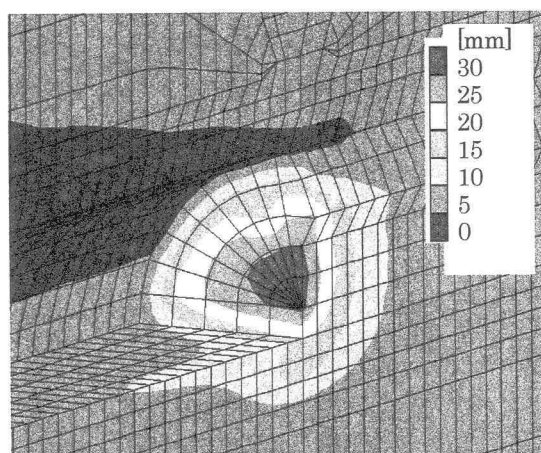


図-13 鏡面押出し変位のコンター

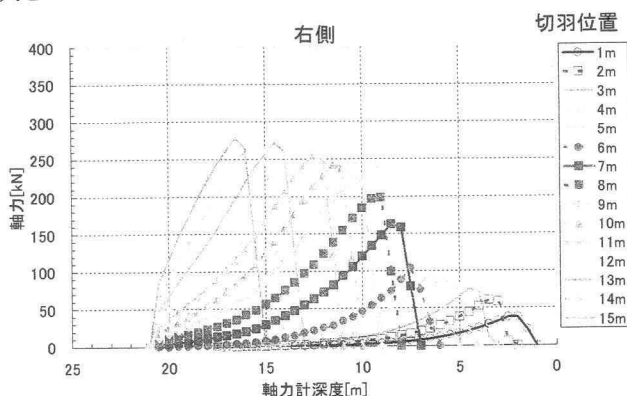


図-14 切羽の進行に伴う軸力の変化（解析）

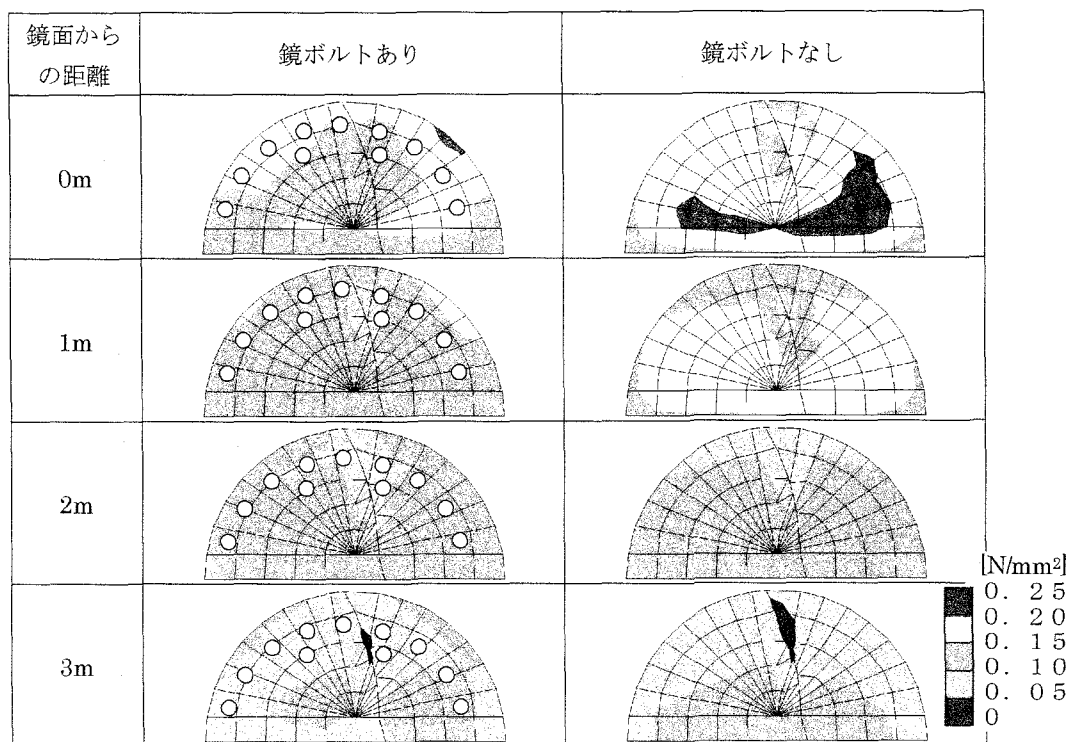


図-15 鏡面上の $\tau_{\max}$ コンター

5. まとめ

以上の軸力および、鏡押出し変位計測とその再現解析で得られた知見をまとめると次のようになる。

- ① 切羽位置が本設の鏡ボルトの前シフト区間では、軸力は 50kN レベルと小さいが、次シフトへの移行とともに軸力は 200kN レベルに急増にする。なお、今回の条件では軸力の最大値は継ぎ手耐力の 300kN 以内に収まるものと評価できる。
- ② 軸力の発生範囲は、前シフトのラップがある区間では 0.5D 程度までであるが、切羽位置が 7m 以上では軸力発生範囲は 1D 程度に拡大する。
- ③ 押出し変位は切羽位置から 1D 程度まで発生する。また、切羽到達までの先行押出し変位として 30mm 程度が発生している。これは計測で捕らえた最小値と考えられる。軸力の発生範囲と合わせて考えると、縫い付けのみならず、ADECO-RS 工法で提唱されている押し出し変位を抑制するような効果を得るには 1D 以上の打設長が必要と考

えられる。

- ④ 三次元解析により解析結果の再現を行い、数値解析を用いて鏡ボルトを用いた鏡面補強工の検討が可能であることを確認した。今後、設計方法の検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 木梨秀雄、白旗秀紀、加藤健治、松田安則、羽馬徹：不良地山における長尺鏡ボルト工法の開発、トンネル工学研究論文・報告集、第 13 巻、pp.185～188、2003
- 2) ジェオフロンテ研究会：長尺鏡ボルトの施工実態調査とその分析 その 2—不良地山での長尺ボルト施工技術資料—、2000
- 3) 宮崎裕光、三枝政勝、松本暢史：河川直下土被り 3.5m のトンネルを NATM で施工、土木学会第 59 回年次講演会 VI-378
- 4) Brady, B. and Lorig, L.: Analysis of Rock Reinforcement Using Finite Difference Methods. Computers and Geotechnics, pp. 123～149、1988.