

補強機構に基づく鏡ボルトの簡易設計法

土門 剛¹・徐 景源²・西村 和夫³

¹正会員 首都大学東京大学院 助教 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

dom@tmu.ac.jp

²正会員 博(工) 大宇建設 (57 Sinmunno 1-ga Jongno-gu, Seoul, Korea 110-713)

³正会員 工博 首都大学東京大学院 教授 都市環境科学研究科 (同上)

種々の打設角度における鏡ボルトの地山変位抑制効果について、三次元トンネル掘削模型実験と数値解析による再現解析から、1) トンネル軸方向に水平に打設した鏡ボルトが最も地山変位抑制効果が高い、2) ボルト軸力の最大値は鏡面近傍に位置する、3) 軸力分布形状は最大値を呈した位置からボルト先端まで線形となる、などの補強機構を明らかにした。

実験および解析で明らかとなった機構を踏まえ、地山をクーロン則にしたがう弾完全塑性体とし、鏡ボルトに発現した軸力が鏡面に支保内圧を与えるとの認識のもと、地山と鏡ボルトの相互作用に基づく力学モデルを構築し簡易な設計法を提案した。

Key Words : face bolting, reinforcing effect, simplified design model, 3D model test

1. はじめに

日本国内の NATM によるトンネル現場で生じた事例¹⁾を見ると、トンネル切羽は工事中最も多く事故が発生しており、切羽の不安定化に伴う地表面沈下やトンネル周辺部の緩みなどが問題となる場合も多い。

全世界の崩壊資料を分析した HSE (Health Safety Executive)²⁾によれば、49 箇所の事故例の中で 90 %以上が切羽および一次支保の完了後に発生しており、特に無補強の切羽では 36 %もの崩壊が発生しているという。Leichtitz³⁾は、ドイツの鉄道トンネルの崩壊事例をもとにトンネル崩壊発生箇所を掘削段階によって区分している。その中で無補強切羽は、地盤条件、地下水の状況および作業員の熟練度などの原因が複雑に絡んでトンネル掘削時に頻繁に崩壊が発生する場所であると報告している。

一般に、トンネルにおいては地山の安定性を横断方向の二次元問題として取り扱い、掘削断面の内空変位が重要な基準値として管理されている。その一方で、Lunardi⁴⁾はトンネル前方コアの地盤の変形特性がトンネル掘削における安定性の真の要因であり、トンネル掘削を成功させるためには、切羽前方コアの剛性を調節しなければならないと強調している。

切羽安定性確保を目的とした切羽補強工の中で、

鏡ボルトは主に鏡面および周辺地盤の緩み抑止などに効果があることが知られており、最近では新材料および新工法の展開^{5), 6)}が見られるなど鏡ボルト工自体の使用実績が急増している。

鏡ボルトは、鏡面から前方に向かって水平に打設することが推奨されているが、施工機械の機構的要因や排泥・排水の向上を理由として、打設角度が上向きになる場合が一般的である。また、近年の施工実績によると、鏡面中心部のボルトは水平に打設し、外郭部のボルトのみ角度を持たせて打設し、とくに外郭部・上部のボルトに先受け工の役割を持たせる打設パターンも適用されている⁷⁾。

国内外を問わず、鏡ボルトをはじめ各種切羽補強工が発展してきているが、その設計に至っては、類似設計や数値解析によることが多く、鏡ボルトの補強機構を考慮した力学モデルに基づいた設計法が考案されていない。

そこで、本研究ではまず、鏡ボルトに関する既往の研究成果を調査し、これまでに課題として残された点について整理する。次に、低強度地山を想定した三次元掘削実験および数値解析による再現解析を実施して、鏡ボルトの配置パターンの差によるそれぞれの変位抑制効果に関して、鏡ボルト軸力発現機構の観点から論じる。

最後に、その軸力発現機構を踏まえた簡便な力学

モデルを構築し、トンネルおよび鏡ボルトの幾何条件と地山および地山-ボルト間の強度定数だけを用いた簡易設計手法を提案する。

2. 鏡ボルトに関する既往研究

鏡ボルトに関する研究は、大別して i) 実験的研究、ii) 実測および数値解析に基づく研究に大別される。以下、順に既往の研究を整理する。

その後、本研究の主題に位置づけている設計法に関し、その現状とその課題について言及する。なお、原著で切羽ボルトと表記しているものは鏡ボルトとせずに原著記載通りに示す。

(1) 実験的研究

福島⁸⁾らは、乾燥砂を用いた模型実験でトンネル切羽を鏡止め板でモデル化し、その板の引抜き実験により、各種ボルト（斜め、縫地、切羽ボルト）の作用効果を分析した。その結果、地山が伸び変形をする方向にボルトを打設すると、ボルトと地山の間の相対変位が大きいので両者に働く摩擦力が最も大きく、ボルトが地山の伸び変形を効果的に拘束すると報告した。

C.Yoo ら^{9),10)}は打設密度をパラメータとして 1.1 本/m² 以上としても抑制効果の向上はわずかであることを示した。Choi¹¹⁾らは切羽ボルトの効果は配置形状および長さ、本数などによって大きく影響されると報告した。

しかしながら、これらの模型実験による研究では模型地盤の作製の際、トンネルとボルトを一緒に埋設し、鏡止め板を引抜くことによってトンネルの掘削をモデル化しているため、現場のように逐次掘削による実際のトンネル挙動に即した現象を把握しにくい。

(2) 実測および数値解析に基づく研究

計測による研究として、大窪¹²⁾らは、長尺先受け工を代替してフェースボルトとフォアポーリング工を実験的に施工した計測結果から、ボルトが 1D（D：トンネル直径）以上である場合には、切羽通過前後 0.25D 程度で全体変位の 80 % が発生し、残長が短くなるほど先行変位の発生比率が大きくなることを示した。また、地中内の鉛直変位は、トンネル直上で最も大きく発生し、左右の測点は中央の沈下に引きずられるような挙動を示したことなどから、切羽ボルトによる効果は切羽前方の地山の水平変位を拘束し、切羽の自立性を高めることを示した。し

かしながら、天端の崩落防止の観点からは地質条件によっては、天端安定対策との併用も必要であることも報告した。

Pelia¹³⁾は数値解析および現場計測から切羽ボルトの本数と水平変位との関係を報告した。数値解析の結果では約 100 本、現場計測では約 80 本を境界としてそれ以上の本数ではそれほど変位抑制効果は増加しないと報告した。

小原¹⁴⁾らは、粘性土地盤の小土被り区間で先受け鋼管と組み合わせて施工した切羽ボルトについて軸力の計測により分析した結果、切羽の水平変位抑制を目的とする場合には、3 ～ 4 m のボルト長ではあまり効果が期待できないと結論づけた。

道廣ら¹⁵⁾は三次元 FEM 解析結果から、格子状のパターンで 1.5 本/m² に打設するともっとも効果的であることを報告した。

鏡ボルトは他の工法と違って鏡面から水平に打設するため、トンネル掘削と同時に切断・撤去されることが大きな特徴である。つまり、トンネル前方にはボルトが存在するが、掘進と同時に鏡ボルトも切断され短くなることから、鏡ボルトの効果が低減する恐れがある。したがって、後方の地表面沈下などが懸念される場合は他の補助工法との併用も要求される。

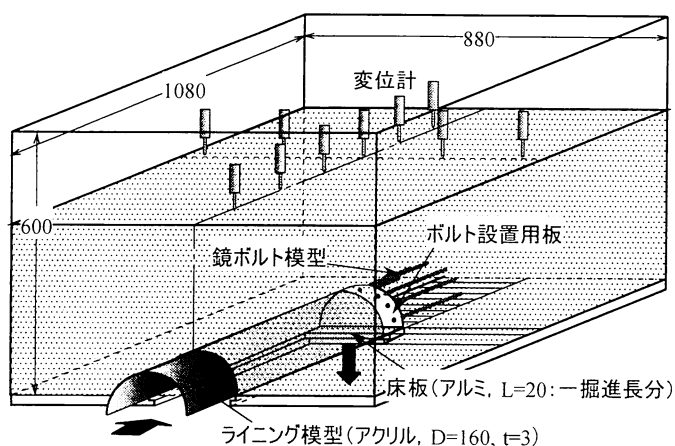
鏡面の押出し挙動が顕著に生じることが予測される場合は、天端部の緩みも抑制しなければならない場合が大半であり、2 つ以上の補助工法の併用が普通である。ジェオフロンテ研究会¹⁶⁾によれば切羽ボルトの施工の際には、別の補助工法も採用するケースが多く（83 %）、その中でも長尺鋼管フォアパイリング（以下、先受け工とする）との併用が全体の 49 % を占めている。

(3) 鏡ボルトの補強機構と設計への反映

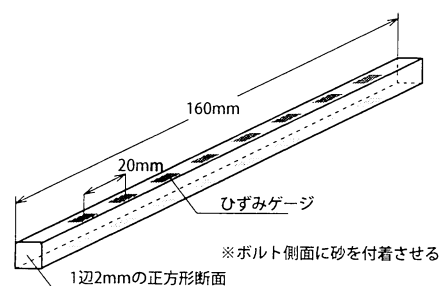
鏡ボルトをはじめとした切羽補助工法との併用による施工実績の分析が進んではいるものの、鏡ボルトの設計方法は確立されていないのが現状である。したがって、地山状況に応じて過去の実績などを加味して設計されているのが実態である。

そのような中でも、村山の式¹⁷⁾による鏡面安定性から検討した事例¹⁸⁾がある。この例では切羽前方に対数らせんで表現したすべり線で囲まれた土塊の安定とその安定に必要な鏡ボルトによって得られる力との関係を論じたものであるが、地山変形に基づくボルトの補強機構については触れられていない。

極限つり合い論に基づく安定性との関連について研究した事例の多くは、地山-ボルト間相互作用については踏み込んだ議論があまりみられない。



(a) 実験装置全体図



(b) 鏡ボルト模型概念図

単位 [mm]

図-1 実験装置と各モデル

最近になって、すべり線を直線としてモデル化し、すべり線で囲まれた領域とそこに配置した鏡ボルトと地山の相互作用を考慮した研究もみられるようになった¹⁹⁾。しかし、力学モデルの幾何形状の簡素さに比べて設定しなければならない項目が多く、またモデル化の仮定や適用範囲の不明確さなどが多いことから、実設計に資するには課題が多いと考えられる。

鏡面の押出しモードに限ると、実験や解析さらには実測により明らかとなっている現象として、鏡中央あるいはそれより若干下方の押出し量が最大となり、天端やインバートに向かうにしたがって押出し量が小さくなる。この変形モードは、すべり線を想定したくさびやプリズムの移動だけでは再現できないと考えられる。この点に関し Egger²⁰⁾は、粘着力を有する地山における実験や理論解析などの一連の研究成果を踏まえ、鏡面中央部の押出し量他部に比べて大きいことに言及している。

このような研究の現状および設計法の実状から、実際のトンネル変形モードおよびその変形に応じた鏡ボルトの補強機構を踏まえつつ、設計に供することのできるような簡便な力学モデルの提示およびそれに基づく簡易設計法の出現が望まれる。

3. 三次元トンネル掘削模型実験と再現解析

(1) 実験モデルの考え方

鏡ボルト工を模型実験で再現するため、トンネルの掘削、ボルト打設、支保（覆工）の設置、さらに掘削そしてボルト切断を逐次掘削過程を繰り返す中で模擬した。

表-1 模型地山の主な物性

密度 (密度試験)	ゆる詰め※	5.4g/cm ³
	かた詰め※	5.8g/cm ³
内部摩擦角 (一面せん断試験)	ゆる詰め	33°
	かた詰め	35°
変形係数(E ₅₀) (三軸圧縮試験)	ゆる詰め	2300(kPa)
	かた詰め	3900(kPa)
フルイ分け試験	有効径(D ₁₀)	0.88mm
	均等係数(U _c)	2.18
	D ₆₀	1.92mm
安息角		約25°

※) ゆる詰め; 打撃回数0回, かた詰め; 打撃回数100回

また、鏡ボルトの打設角度は、水平方向（トンネル軸方向上向き角度が0°）だけでなく、鏡面から前方に向かって放射状に打設するパターンも実験し、先受け工と同様の変位抑制効果が得られるかについても検討した。

(2) 実験装置・方法および実験ケース

a) 模型土槽

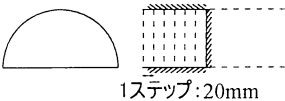
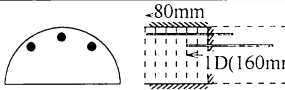
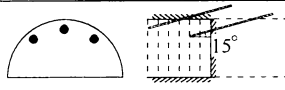
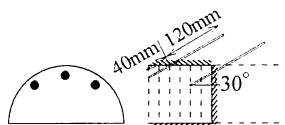
実験に用いた土槽は、図-1に示すように幅880mm、奥行き1080mm、高さ600mmのアルミ製である。土槽下部にはトンネル軸方向に長さが20mmの床板（図-1中）を地山作製前に土槽底部に22個設置し、掘削ステップに合わせて一個ずつ取りはずしながら、半円形トンネルを逐次掘削した。

b) 模型地山

切羽や地表の変形を計測でき、かつ崩壊することなく逐次掘削できる地山材料として、銅散弾：酸化亜鉛：ワセリン＝200：0.3：1の重量配合比で混ぜたものを用いた。物性を表-1に示す。

地山の作製は高さ300mmを6層に分けて、1層

表-2 実験ケースと鏡ボルトの配置図

実験 ケース	鏡ボルトの配置		配置概念図
	打設角度	打設の特徴	
ボルトなし	—	—	 1ステップ:20mm
0° (水平)	0°	どこの断面においても同一の密度	 80mm 1D(160mm)
15° (放)	放射状15°	ボルト打設後4ステップ掘削の際、ボルトが切羽面外に位置し切羽面内にはない状態になる。	 15°
30° (放)	放射状30°	ボルト打設後3～4ステップ掘削の際、ボルトが切羽面外に位置し切羽面内にはない状態。	 40mm 120mm 30°

ボルトのラップ長：打設角度にかかわらず打設後 8 cm (4 ステップ) 掘削後次のボルト打設
打設本数：3 本/断面，打設シフト：6，掘削距離：2.8D(440mm)

ごとに 2.3kN/m^2 の上載圧で締め固め，さらにかた詰めの場合には表面を均等に 1 層あたり 100 回程度打撃した。

c) 鏡ボルト模型

鏡ボルト模型は図-1(b) に示すように，長さ 160mm(1D)，一辺 2mm の正方形断面の亚克力製角棒にエポキシ樹脂で砂を付着させたものである。砂を付着させると直径 3 mm となる。トンネル断面に比してボルト断面が相対的に大きい，ひずみゲージ寸法などの実験的な制約に加え，本研究ではボルト補強効果を把握することを主眼としていることからこのようなボルト模型を採用した。すなわち，ボルト断面が実スケールより過大ではあるが，ボルト周面に生じるひずみが有意な値として計測されるに十分な断面のボルト模型とした。

ボルトの打設はトンネル掘削後所定の打設パターンで地山中に手作業により挿入した。各掘削ステップでは，切羽後方の 1 ステップ分 (20 mm) の地山を手掘りで掘削したあとに，むき出しとなったボルトをニッパで切断した。なお，ボルトの打設は，打設位置や打設角度を調整した半円形のボルト設置用板を鏡面にあてがってガイドとし，手作業により地山に挿入した。

軸力の計測はボルト 1 本あたり 2 枚 1 組のひずみゲージ (ゲージ長：1.0mm) を 8 箇所 に貼りつけた。軸力の値は，別途行った引張試験で得た引張荷重－ひずみ関係から校正係数を求め，本実験で計測されるひずみに校正係数を乗じることによって軸力として取り込んだ。

d) トンネル逐次掘削方法

トンネル掘削時における壁面からの地山材料崩落防止を目的に，掘削と同時にライニング模型を挿入していった。ライニング模型は，長さ 3.1D (500 mm)，外径 1D (160 mm)，厚さ 3mm の亚克力製の半円筒である。地山を掘削する前の 1 ステップ分 (20mm) を実験槽底板に施したレールにライニング脚部をはめ，レールに沿ってライニング模型を少しずつ人力で挿入した。そのあとに挿入した部分の地山を手掘りで掘削し，最終的に所定の掘削位置 (2.75D, 440mm) まで掘削した。

e) 実験ケース

実験は，トンネル軸方向に水平 (0°) に打設したパターン，15°および 30°放射状にそれぞれ打設したパターンと，それに無補強を含め 4 ケース実施した。ボルト配置図を表-2に示す。

(3) 三次元数値解析におけるモデル化手法

実験では模型規模・材料や掘削手法等の制約により，鏡面押出し量を直接計測することができない。したがって，数値解析で再現し，実験で計測できなかった項目について分析を行った。図-3に解析メッシュを示す。実験の再現はボルトの有無の両ケースにおいて，実験値と解析値の地表面沈下量を比較することにより解析モデルの妥当性を検証した。数値解析は三次元有限差分法解析 (FLAC3D) で行った。

解析に用いた地山およびボルトの物性値を表-3に示す。なお，同表に示した解析用の物性は，模型地山とほぼ等しい物性を用いて実験結果の再現解析を

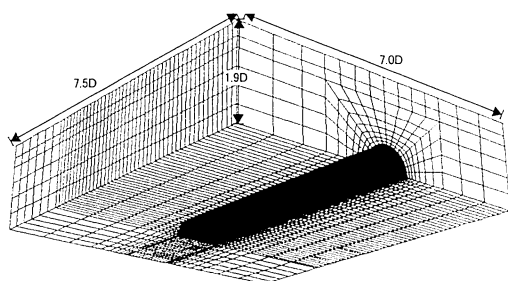


図-3 解析メッシュ

表-3 解析における材料物性

地山	弾性係数	2900 (kPa)
	ポアソン比(ν)	0.45
	内部摩擦角	35 (°)
	粘着力	7.3 (kPa)
鏡ボルト	弾性係数	4.5E8 (kPa)
地山 ーボルト間	付着強度	7.3 (kN/m/m)
	付着剛性	0.35 (kN/m)

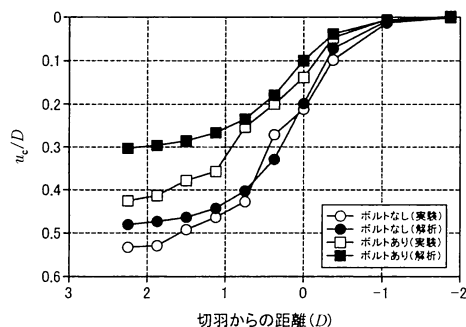


図-4 実験と解析の比較ー地表面沈下(縦断)ー

実施し、その後実験結果に近い値となるよう材料特性や強度定数等をフィッティングした最終的な値である。地山は弾完全塑性とし、降伏条件にMohr-coulomb 規準を適用した。ボルトはパイル要素としてモデル化し、ラップ長および打設パターンは実験の通りとした。ボルトと地山の間の付着特性は、アクリル材ー砂ー地山材料のうち、付着切れはボルト表面の砂と地山材料の間で発生すると判断し、地山材料の付着特性を用いることにした。以下の解析では鏡ボルトの打設パターンのみ変更しながら行う。図-4に実験結果と解析結果の例を示す。縦軸は地表面沈下を表す値として、トンネル天端直上の沈下量 u_c をトンネル直径 D で除した無次元量とした。

ボルトありの最終変位に差があるが、パラメータを無理に合わせることはせず、地山材料の物性を実験に近い値のまま、これ以上のフィッティングは行わないこととした。

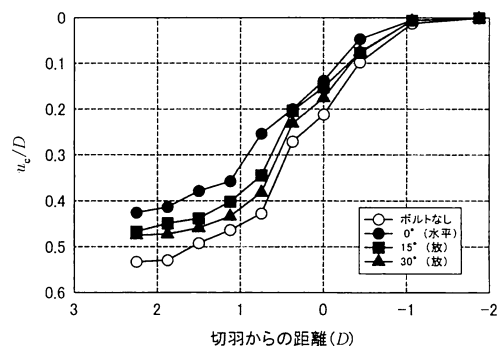


図-5 打設角度と縦断方向地表面沈下(実験)

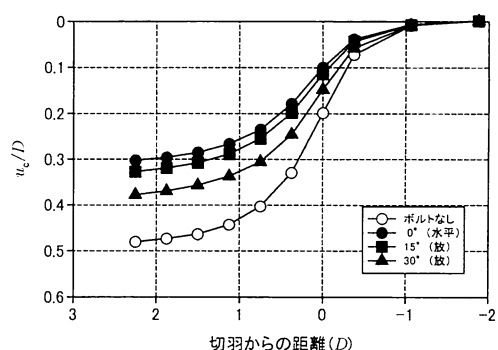


図-6 打設角度と縦断方向地表面沈下(解析)

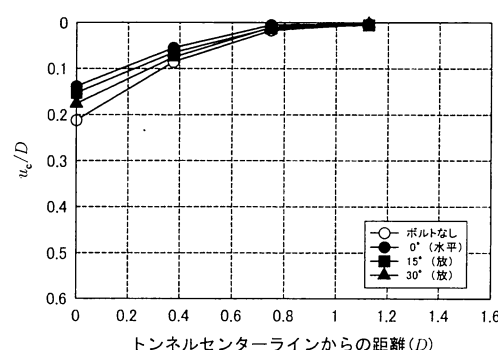


図-7 打設角度と横断方向地表面沈下(実験)

4. 打設角度による補強効果

(1) 地表面沈下の抑制効果

最終掘削位置である 2.8D (440mm) の縦断方向の実験における地表面沈下量を図-5に示す。打設角度が大きいほど変位も大きくなるのがわかる。この位置では表-2のように、水平打設は6本/断面が存在し、放射状 15°打設は切羽面外に若干ボルトが残置している状態である。放射状 30°打設ではボルトが切羽面外に位置し切羽面内にはない状態になる。切羽後方約 2D では、水平打設はボルトなしに比べて約 22 % の変位低減効果が見られるが、放射状 15°は 15 % の低減、放射状 30°は 10 % 程度の低減となり、打設角度が増すにしたがって低減効果が低

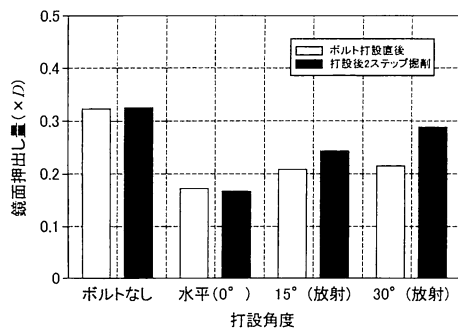


図-8 打設角度と鏡面押し出し量の最大値（解析）

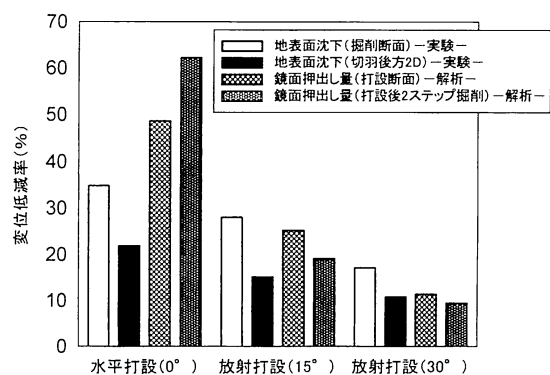


図-9 実験装置と各モデル

くなっていくのがわかる。また、数値解析で検証した図-6の場合も、同様に打設角度が増すほど変位低減効果は低くなっている。

図-7の横断方向の地表面沈下量も同様に、打設角度が大きいほど沈下量が大きい。

これらの挙動は次のように説明できる。打設角度が大きくなると、残置したボルトも短くまた角度も放射状であるためトンネル切羽から遠ざかるにしたがって打設密度が小さくなる。そのため、ボルトが残置していても補強材としての役割は発揮されず、変位が大きくなってしまふものと考えられる。

(2) 鏡面の安定性

図-8に、数値解析における鏡ボルトの打設角度による鏡面中央部の最大押し出し量を示す。打設直後の切羽においては打設角度による影響は小さいが、打設後2ステップ掘削した地点(放射状 30°打設ではボルトが切羽面外に位置し切羽面内にはない状態)では水平変位が大きくなるのがわかる。

図-6および図-8をもとに算出したボルト打設角度に対する地表面沈下量および鏡面押し出し量の変位低減率（ボルトなしを基準）を図-9に示す。地表面沈下量は水平打設が最も低減率が高いが、いずれも約20～30％程度の低減率がある。一方、鏡面押し出し量は、打設角度により切羽前方の打設密度および残置ボルトの数や長さの効果で、水平打設の低減率が突出していることがわかる。

以上から、水平打設の優位性が示された。

(3) 鏡ボルトの軸力発現機構

軸力計測用ボルトを鏡面のほぼ中央に打設して、各打設角度による軸力の変化を考察した。ここでは変位抑制効果の最も高かった水平打設の軸力を示す。

図-10を概観すると、

- 1) 最大軸力位置は鏡面近傍である。
- 2) 軸力分布は最大値から先端まで線形である。

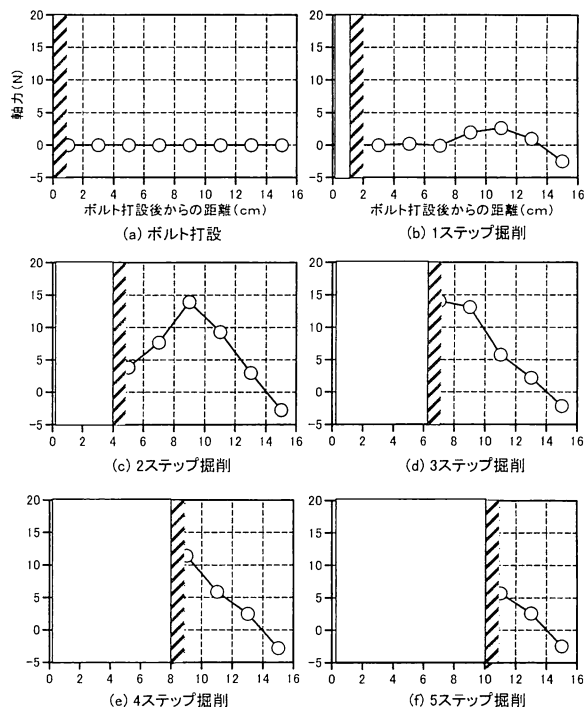


図-10 掘削ステップとボルト軸力（水平打設：実験）

表-4 力学モデル構築の仮定と条件

対象	No.	条件
地山・トンネル	I-1	クーロンの降伏条件にしたがう弾完全塑性体とする。
	I-2	弾塑性境界までの距離は鏡面から一定とする。
	I-3	弾塑性境界上の応力は土被り荷重(あるいは緩み荷重)とし、境界に垂直に作用するものとする。
	I-4	トンネル横断面形状は円形、縦断面形状は矩形とする。
	I-5	鏡ボルト以外の支保工は考慮しない。
鏡ボルト	II-1	塑性域内に存在するボルトのみ考慮し、周囲摩擦力は一定とする。
	II-2	弾塑性境界点を軸力ゼロとする(ボルト頭部近傍において最大となる線形軸力分布)。
	II-3	頭部軸力(最大値)をボルト1本が負担する面積で除したものを支保内圧とする。
	II-4	ボルトは打設箇所によらず同じ値の支保内圧を及ぼすものとする。
地山-ボルト間	III-1	周囲摩擦力(=一定)のみ考慮し、付着力は無視する。
	III-2	付着の度合いを表現する付着度係数を導入する。

が、どのステップにも共通する挙動といえる。

さらに分析すると、打設後2ステップ時に最大の

軸力を呈し、残長が短くなる4ステップからは軸力の減少が見られる。2ステップ時のみ最大値が切羽前方に移動しているが、これは、最大位置を基準としてそれよりも鏡面側ではボルトが地山の変位を抑制する方向で周面摩擦力が作用し、それより前方では地山がボルトの変位を抑制する方向にせん断応力が作用することとなったためと考えられる²¹⁾。ただし、力学モデル構築の簡便化を目的として、最大軸力発生位置はほぼ鏡面であるとみなした。

5. 鏡ボルトの補強機構を考慮した力学モデルによる理論的検討

(1) 鏡ボルトを含む地山の力学モデルの考え方

著者らは低強度の連続体地山を想定して、ロックボルトで支保された軸対称トンネルにおける簡便な力学モデルを構築している²²⁾。その成果から、支保効果は地山が塑性に達してから発揮されることを見出し、ボルト全長がすべて塑性域内にあると仮定して実験の再現に成功している。

そのモデル化における仮定や具備すべき条件は、表-4中に示す条件のうち前報でも条件としたⅠ-1と3、Ⅱ-1～4そしてⅢ-1と2を第一に考慮した。なお、これらの条件の成立過程の詳細については文献22)を参照されたい。

鏡ボルトの場合でも、地山が塑性状態に達したあとに切羽の安定が確保されるかどうかの問題になるとの認識のもと、実験結果および数値解析による再現結果からこれらの条件を踏襲した。

さらに、鏡ボルト独自の仮定および前提条件として図-11のようにトンネル縦断形状を矩形として表現し(条件Ⅰ-4)、縦断においても塑性域はトンネル壁面から等距離にあるとした(条件Ⅰ-2)。なお、弾塑性境界までの距離 R は、軸対称円孔理論から導かれる次式により求められる。

$$R = a \left(\frac{2}{\zeta + 1} \frac{q_u + p_o(\zeta - 1)}{q_u + p_i(\zeta - 1)} \right)^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad (1)$$

ここで、

a : トンネル半径, q_u : 一軸圧縮強度,
 p_i : 内圧, p_o : 外圧(拘束圧),
 $\zeta = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ で, ϕ : 地山の内部摩擦角

また、鏡ボルト以外に補強効果をもたらす支保工は考慮しない(条件Ⅰ-5)。

以上のような条件のもと、鏡ボルトを含む地山の力学モデルを構築する。

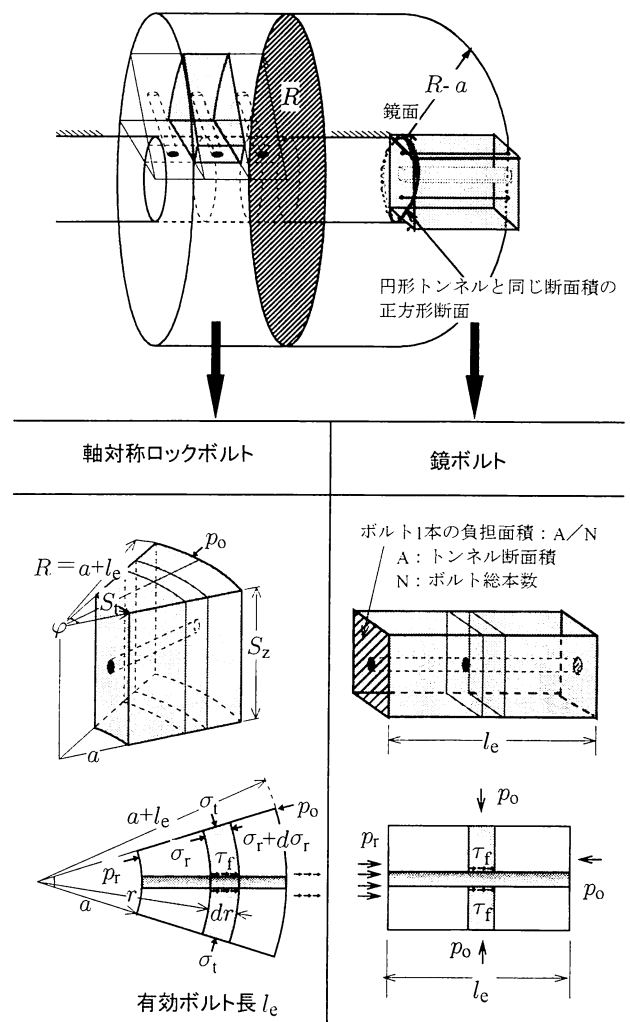


図-11 力学モデルの概念図
 —ロックボルトと鏡ボルト—

(2) 鏡面の安定に必要な支保内圧

前述の軸対称トンネルにおいては、ロックボルトを含む地山モデルとして図-11左下を考えた。ここで、地山-ボルト間の付着抵抗 τ_f は摩擦角 ϕ_f のみに依存するものとして次式で規定されるとした。

$$\tau_f = \sigma_t \tan \phi_f \quad (2)$$

同図右下の鏡ボルトの力学モデルでは、より簡便化を図る。まず、トンネル断面積 A と等しい断面積の矩形(円形トンネルでは正方形)を等価断面に設定する。さらに切羽前方水平に弾塑性境界までの距離 $R-a$ を投影した直方体を考える。この直方体内の塑性領域に存在する鏡ボルトが支保効果に有効であると仮定し、この領域を力学モデル構築の対象とする。

ボルト1本とそれが負担する断面(断面積: A/N , N : ボルト総本数)を有する直方体内の矩形要素は、著者らが定式化した軸対称ロックボルトにお

けるスリット要素と同等と見なすことによって次式を援用する。

$$p_r = \left(p_o - \frac{kq_u}{1-k\zeta} \right) (1+\eta_l)^{k\zeta-1} - \frac{kq_u}{1-k\zeta} \quad (3)$$

ここで、

$$k = 1 + \frac{\beta l_b \tan \phi_f}{A/N} \quad (4)$$

$$\eta_l = \frac{l_e}{a} \quad (5)$$

l_b : ボルト周長,

β : 付着度係数 ($0 \leq \beta \leq 1$),

p_r : 鏡面の安定に必要な支保内圧。

付着度係数は地山とボルトの付着の程度を表すものとする。この係数の値が1であれば極限状態を表し、地山－ボルト間の付着が最大限に発揮された状態を意味する。0に近づくほど付着の程度が弱くなり、0ではボルトが打設されていない無支保状態と等価である。

また、ボルト長は塑性域内に存在する部分だけ有効として、有効ボルト長 $l_e = R - a$ とする。

(3) 地山－ボルト間の周面摩擦力によって有効に発現する支保内圧

式(2)で与えられる地山－ボルト間の付着抵抗が、有効ボルト長 l_e 全区間にわたって作用しているものとするれば、この付着抵抗を有効ボルト長全長にわたって積分することにより鏡面における頭部軸力 F_b を求めることができる。

$$\begin{aligned} F_b &= \int_0^{l_e} \beta l_b \tau_f dr \\ &= \int_0^{l_e} \beta l_b (\sigma_l \tan \phi_f) dr \end{aligned} \quad (6)$$

ここでまず、式(6)を積分して軸対称ロックボルト定式化時と同様の境界条件を適用すれば、

$$\begin{aligned} F_b &= \beta l_b l_e \left[\frac{1}{k\eta_l} \left(p_o - \frac{kq_u}{1-k\eta_l} \right) \right. \\ &\quad \times \left. \frac{(1+\eta_l)^{k\zeta} - 1}{(1+\eta_l)^{k\zeta-1}} + \frac{kq_u}{1-k\eta_l} \right] \tan \phi_f \end{aligned} \quad (7)$$

が得られる。

さらに、本式をボルト1本が負担する面積で除せば、鏡ボルトの周面摩擦力によって発揮される有効支保内圧 p_b が得られる。

$$p_b = F_b / (A/N) \quad (8)$$

表-5 試算に用いた強度定数と幾何条件

地山	一軸圧縮強度 q_u	75.0	kN/m ²
	内部摩擦角 ϕ	30.0	deg.
	粘着力 c	10.0	kN/m ²
トンネル鏡ボルト	拘束圧 p_o	160.0	kN/m ²
	トンネル半径 a	5.0	m
	ボルト直径 d	0.1	m
地山－ボルト間	内部摩擦角 ϕ_f	30.0	deg.
	粘着力 c_f	0.0	kN/m ²

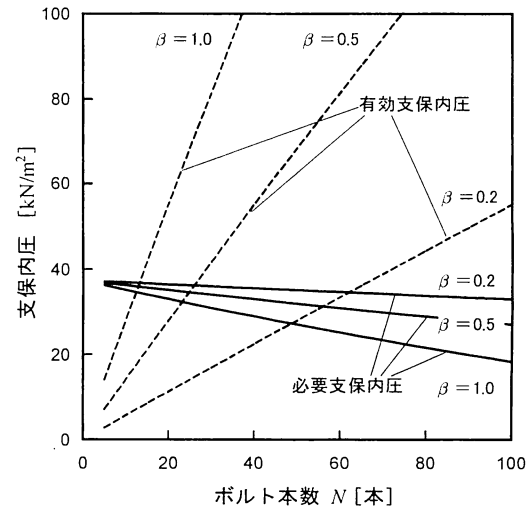


図-12 ボルト本数と両支保内圧の関係－試算－

ここで、実トンネルを想定した表-5の諸値に基づいて、必要支保内圧および有効支保内圧を試算した(図-12)。なお、表中拘束圧の値は、土被り高さ 1D 程度の土砂地山の荷重に相当する。本図から、ボルト総本数 N に対して両内圧の感度が明らかに異なることが読み取れる。必要支保内圧は N が増してもその支保内圧はそれほど低減せず、また付着の程度が高くなっても大きく改善されない。一方、有効支保内圧は、 N が増すほどボルトによって発揮される支保内圧が増し、付着度係数が大きくなるほど一層大きな内圧効果をもたらすことがわかる。

ある β における両内圧の交点は、その β における設計に必要な換算内圧と、その内圧を得るのに必要な鏡ボルトの本数を与えると解釈できる。たとえば、ボルト引き抜き試験等から β が 0.5 であると判断されると、両内圧の $\beta = 0.5$ の二直線の交点からボルトの本数が約 30 本程度と試算される。

このようにして、簡易に鏡ボルトの本数を求めることができる。

(4) 鏡ボルトの支保特性曲面

式(3)から得られる必要支保内圧 p_r と式(8)から

得られる有効支保内圧 p_b との大小関係を考える。
ここでは一例として、先の表-5に示す諸値を用いる。

付着度係数 β と総ボルト本数 N をパラメータとする関係式を $F(\beta, N) = p_b - p_r$ とすれば、その値によって次の3つの状態を設定することができる。

- 1) $F(\beta, N) > 0$: 安定
- 2) $F(\beta, N) = 0$: 極限
- 3) $F(\beta, N) < 0$: 不安定

関係式 F をこの例では β と N をパラメータとしたが、他の二変数をパラメータとしても F を表現することができる。したがって、ある二変数によって計算される F を、以降では F 値とする。

この例にもとづいて F 値をプロットすると、図-13のような曲面となる。この曲面を鏡ボルトの支保特性曲面と呼称する。

曲面上の数値 0 で示されている太い実線は、極限状態を示す曲線、それよりプラスの範囲は安定状態にあり、鏡ボルトによって得られる有効支保内圧が地山の安定に必要な支保内圧を上回っていると解釈すればよい。逆にマイナスで示される範囲は不安定状態である。数値の大小が安定さ（プラス）あるいは不安定さ（マイナス）の程度を表す。

図-13の支保特性曲面を (β, N) 面上に投影したものが図-14(a)となる。また同図(b)は、一軸圧縮強度が同図(a)より2割程度低い地山での支保特性曲面の投影図である。

これら支保特性曲面および投影した図から、

- 1) 付着度係数が大きいほど必要となるボルト総本数が少ない。
- 2) 地山強度が高いと、安定領域（無色部）が広がる。
- 3) 地山および地山－ボルト間の強度定数およびトンネルとボルトの幾何形状が既知であれば支保特性曲面を描くことができ、さらに付着度係数 β を見積もることができれば、投影図により必要本数が決まる。

6. 簡易設計法と実トンネルへの適用に関する留意点

本研究で提案した簡易設計法は、表-4で示したように多くの仮定を設けている。あくまでも簡易であることを前提として理論展開をしているため、鏡ボルトの長さや打設パターンを厳密に特定するものではない。本設計法で求められる有効ボルト長、ボルト本数、あるいは支保内圧といった値は、詳細設計の前段階としての検討材料を提供すると

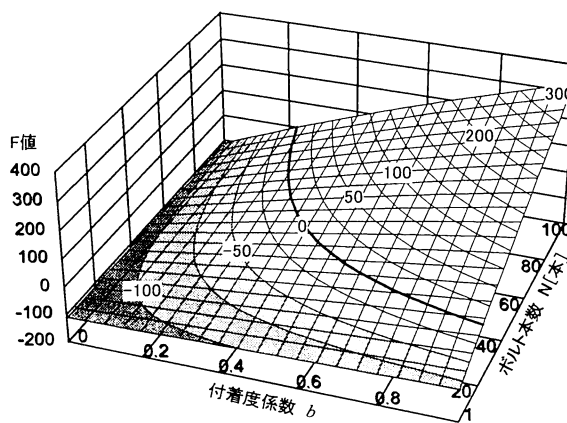
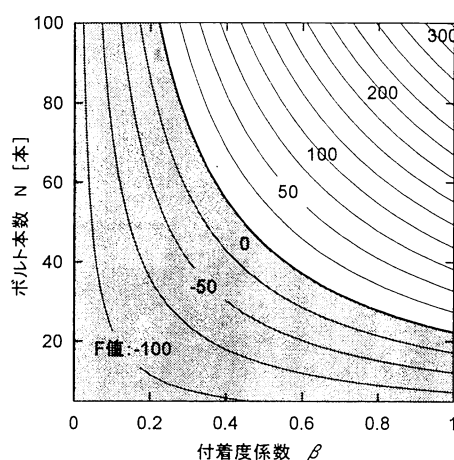
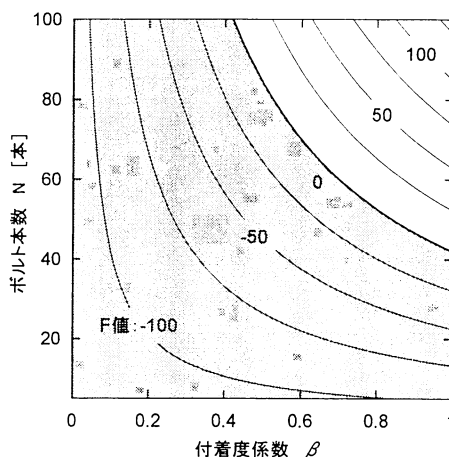


図-13 鏡ボルトの支保特性曲面の例



(a) $q_u = 75 \text{ kN/m}^2$



(b) $q_u = 60 \text{ kN/m}^2$

図-14 付着度係数とボルト本数との関係

いう位置づけである。

本設計法で必要とする諸値は、表-5で示したように、幾何学的条件としてはトンネルの外径や土被り程度であり、材料条件としては、地山および

地山－ボルト間の強度特性とわずかな物性だけである．そこには、地山に対して鏡ボルトの剛性が極めて大きくボルト自体の変形を無視しうるとの大前提が背後にある．

さらに、本設計法による鏡ボルトの地山変位抑制効果については直接論じることができない．これは、地山変位抑制に有効なボルト長を塑性域内のみとしており、その領域内における力のつり合いのみで本設計法を誘導しているためである．そこには変形の議論が介在しない．塑性域の算定においても、外圧は等圧としている．したがって、鉛直荷重と水平荷重が異なるような、とくに小土被り地山では塑性域が等方圧状態よりも広がることを念頭に置く必要がある．

このような仮定や前提を土台とした簡易設計法であるため、膨張性地山などの特殊地山で検討されなければならない物性の鏡ボルト設計に与える影響については本手法では明らかにできない．また、周辺環境条件の制約が厳しいトンネルでは、鏡ボルトだけではなく他の補助工法との併用も考慮すべきであり、類似例の検討や数値解析による検討など現在でも実施されている手法を駆使して検討すべきであることは言うまでもない．

7. まとめ

本研究から、主に次の知見が得られた．

- 1) 鏡ボルト単独では、切羽前方に水平に打設する方が、角度を設けるよりも変位抑制効果が高い．
- 2) 地山変形にしたがって、鏡ボルトは鏡面直近が最大値となり、切羽前方に行くにしたがいゼロとなる線形分布を呈する．これにより、地山－ボルト間の周面摩擦力は一定値となる．
- 3) 実験および再現解析から、鏡ボルトを含む地山の力学モデルに必要な仮定および具備すべき条件を提示した．
- 4) 軸力発現機構を踏まえた簡便な力学モデルを構築し、トンネルおよび鏡ボルトの幾何条件と地山および地山－ボルト間の強度定数だけを用いた簡易な設計手法を提案した．ただし、材料定数を考慮しないことから、地山変形については直接論じられない．

前章でも指摘したように、本設計法の構築にあたっては多くの仮定や前提を設けていることから、実トンネル適用にあたっては十分留意する必要がある．ただし、設計の前段階として本設計法で算定された値と、実際のトンネルで採用されたあるいは見直された値とを比較検討し、本設計法の

見直しや改良を図ることが可能である．

さらには実トンネルにおける諸条件をデータベース化して情報を蓄積していくことにより、様々な条件下における本設計法適用の拡大および精度の向上が図れるものと期待される．

参考文献

- 1) JTA 安全環境委員会：トンネル工事における災害事例調査，トンネルと地下，p.307～313，1993．
- 2) HSE：Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) tunnels, pp.15～20，1996．
- 3) Pietro Lunardi：The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rock and soils, T&T International Adeco-RS approach, pp.3-30, 2000．
- 4) Pietro Lunardi：The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rock and soils, T&T International Adeco-RS approach, pp.3-30, 2000．
- 5) 御手洗良夫，松尾勉，手塚仁，岡本哲也，西村誠一，松井保：山岳トンネルにおける長尺鏡補強工の作用効果の評価，土木学論文集，No.743/III-64，pp.213-222，2003．
- 6) FIT System：GFRP 切羽補強研究会．
- 7) 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，2000．
- 8) 福島伸二，望月美登志，香川和夫，横山章：土被りの薄い砂質地山トンネルの補強工法に関する模型実験，土木学会論文集，第406号/III-11，pp.79-86，1989．
- 9) Chungsik Yoo, hyun-kang Shin：Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation, Tunnelling and Underground Space technology, 18, pp. 303-319, 2003．
- 10) C.Yoo, K.H.Yang：Laboratory investigation of behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes, AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, Milano, Vol III, pp.757-764, 2001．
- 11) Choi Yong-Ki, Jong-Ho Park, Sang-Baik Woo：Longitudinal Arching Characteristics around Face of a Soil-Tunnel with Crown and Face-Reinforcement - Laboratory Investigation: Pceedings of the the 31st ITA-AITES World Tunnel Congress, Istanbul, Turkey, May 7-12, pp. 917-923, 2005．
- 12) 大窪克己，明道俊治，山本和義，高木勝利：地すべり地帯の抗口部の長尺フェースボルトの施工と周辺地山の挙動について，トンネル工学研究論文・報告集，Vol. 6, pp.223-228,1996．

- 13) D.Peila, P.P.Oreste & S.Pelizza : Study of the influence of sub-horizontal fiber glass pipes on the stability of a tunnel, North American Tunnelling96, pp.425-432, 1996.
- 14) 小原勝巳, 安永礼三, 井上伸一, 市川健作, 熊谷幸樹 : 長尺フェースボルトの掘削の伴う挙動, トンネル工学研究論文・報告集, Vol. 8, pp.145-150, 1998.
- 15) 道廣一利, 吉岡尚也 : 鏡止めボルトの作用効果を三次元 FEM で解析, トンネルと地下, pp.43-48, 2002.6.
- 16) 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, 2000 年.
- 17) 村山朔郎 : 機械化シールドについて, シールド工法 (土木学会関西支部), pp.45-58, 1996.
- 18) 高橋秀喜, 明道俊治, 大窪克巳, 高木勝利 : 長尺フェースボルトによる坑口切羽対策, トンネルと地下, Vol.28, No.3, pp.29-35, 1997.3.
- 19) Anagnostou, G. & Serafeimidis, K.: The dimensioning of tunnel face reinforcement, Proc. of ITA WORLD Tunnel Congress 2007, Prague, 2007.
- 20) たとえば, Egger, P.: Deformations at the Face of the Heading and Determination of the Cohesion of the Rock Mass, Underground Space., Vol.4, No.5, pp.313-318.
- 21) Freeman,T.J. : The behaviour of fully-bonded rock bolts in the kielder experimental tunnel, Tunnels &Tunnelling, pp.37-40, 1978.
- 22) 土門剛, 今田徹, 西村和夫 : ロックボルトによる支保内圧効果を考慮した低強度地山トンネルの簡便モデル, 土木学会論文集, No.722 / III-61, pp. 149 - 167, 2002.

SIMPLIFIED DESIGN METHOD FOR FACE BOLTING BASED ON THE REINFORCEING EFFECT

Tsuyoshi DOMON, Kyoungwon SEO and Kazuo NISHIMURA

This paper presents the reinforcing effect of face bolting based on 3-D laboratory and numerical model tests. Three patterns of bolting are tested, which one is installed in parallel to tunnel axis and others are installed with angles. In these results, the pattern installed in parallel is most effectiveness on reductions of face deformation and surface settlement.

Based on these results, simplified design model is developed, considering the effect of support pressure due to face bolting. The model could be estimated the number and effective length of bolts using the strength of ground and ground- bolt interface in addition to the dimension of tunnel.