

投稿論文 (和文)
PAPERS

現場計測結果に基づくロックボルトの作用効果の評価

山地宏志¹・櫻井春輔²・平井正雄¹・中田雅夫¹

¹正会員 工博 三井建設(株)技術研究所(〒270-01 千葉県流山市駒木518-1)

²正会員 工博, Ph. D. 神戸大学教授 建設工学科(〒651 神戸市灘区六甲台町1丁目)

トンネルにおけるロックボルトの支保効果を定量的に評価することを目的として、まず室内模型実験を実施し、不連続性岩盤に対するロックボルトの作用効果のメカニズムを明らかにした。次に、その結果に基づき、トンネルの現場において得られた計測結果を整理し検討を行った。その結果、トンネルに変状が発生するのは地山のひずみ軟化挙動と密接に関係するものと考えられ、これを評価するためにロックボルト支保効果の新しい評価指標として等価拘束圧比を提案した。

Key Words : tunnel, physical model tests, rock bolts, field measurements, allowable strain

1. はじめに

わが国において、NATMが標準工法として普及した今日、ロックボルトの支保部材としての有効性は誰しもが認めるところである。しかしながら、その定量的な評価に関しては、著者らの知る限り明瞭な規準はない。

もち論、NATMがロックボルトや吹き付けコンクリート等の使用を前提としている以上、その挙動に関しては既に精力的な研究が行われている。Rabcewicz¹⁾は、ロックボルトの作用効果を、吊下げ効果、はり形成効果、縫付け効果、アーチ形成効果等の諸機構に分類し、ロックボルトの有効性を示唆し、NATM理論の実用化を提唱したことは余りにも有名である。また、Bjurstrom²⁾はロックボルトが打設された岩盤の挙動を実験的に考察し、ロックボルトの最適打設角を与えている。また、吉中ら³⁾は、これを複数個の亀裂面に拡張しロックボルトを打設することにより亀裂面のせん断剛性が増加することを示している。実際の地山に打設されたロックボルトの挙動に関してはBergmanら⁴⁾やDejeanら⁵⁾がスウェーデン及びフランスにおけるロックボルトに関する知見をとりまとめている。さらに、ロックボルトの引抜き挙動に関してはFarmer⁶⁾の研究を初めとして、Littlejohnら⁷⁾や、Brown⁸⁾の詳細な研究が有り、その全容がほぼ解明されている。また、これらの研究をもとにAydanら⁹⁾はロックボルトの挙動を表現し得る有限要素を開発した。

これらの研究はいずれも地山中の亀裂面の形状や方向が明らかで、かつその物性も明らかであることを前提としている。しかしながら、わが国の地山は多数の不規則

な亀裂面を有していることが多く、これらすべての亀裂面の特性を詳細に調査することは困難なだけでなく、経済的にも大きな負担が生じる。

このため、顕著で卓越する亀裂面が存在しない限り、実務上は亀裂面を有する地山をそれと等価な連続体として取り扱い、解析及び設計に供することが有利であろう。しかし、地山を等価な連続体と仮定した場合でも、解析及び設計に用いるその物性値を室内試験や原位置試験から求める事は容易でない。

このため設計時の解析の精度は必ずしも良好ではなく、施工時に現れるトンネルの挙動が予測したものと異なることがしばしばある。この欠点を補うため、施工時に観察・計測を行い、その結果を設計・施工へフィードバックする情報化施工が考えられる。

今日、多くのトンネル施工現場で吹付けコンクリート応力、支保工応力及びロックボルト軸力等の支保工に関する計測が実施されている。しかし、その多くは支保工の健全性を照査し、施工の是非を確認する事に目的がおかれており、地山の安定性や支保量に関してはあまり論議されることはなかった。また、たとえあったとしてもその多くは定性的な評価に留まり、定量的な評価は行われていないのが現状である。

定量的な評価を実施するためには、支保量と地山の安定性に関する考察が行われる必要がある。しかしながら、これを論ずる上での問題点、特にロックボルトに関しては、その作用機構が複雑であり、支保効果は地山の亀裂との相互作用に大きく依存する。その結果、トンネルが施工される地山の地質状況により支保効果が大きく変化することになる。

本研究はこのような現状を踏まえ、対象とする地山を連続体と仮定し、ロックボルトの支保効果を連続体力学の枠組みにおいて評価し、かつ、その効果を現場計測結果に基づいて定量的に評価し得る指標を提案することを目的とする。

このために、まず亀裂性の脆性材料からなる供試体を用いて室内実験を実施し、ボルト打設による供試体の変形挙動の変化について考察を行う。次いでその知見に基づき過去の施工データを調査し、ロックボルトの実際の挙動を考察する。尚、ロックボルト打設による地山の安定性はひずみで評価することにする。

また、本研究では、地山中に存在する不連続面の位置や方向は不規則に分布するものと仮定した。従って、滑動や開口などの不連続面挙動が卓越する地山挙動を対象とすることはなく、等価な連続体として評価することのできる中小の亀裂の発達した地山挙動のみを対象とする。

2. ひずみによるロックボルト支保効果の評価

一般に、トンネルの安定性を支配する要因は、地山の地質及び亀裂の状況、変形特性、強度特性、初期地圧、地下水の状況等が挙げられる。また、人為的要因としては、掘削方法、加背割り、支保工の種類及び大きさや量等が挙げられる。トンネルの安定性を評価する場合、これらの諸元をすべて明らかにしなければならないが、それは著しく困難である。一方、著者らの一人は、トンネルの安定性を地山に発生するひずみによって評価することを提案した^{11),12)}。すなわち、地山の安定性は次式で評価できる。

$$\varepsilon < \varepsilon_a \quad (2-1)$$

ここで、 ε は地山に発生するひずみ、 ε_a は地山の許容ひずみを示す。無論、 ε 及び ε_a は地山固有の諸元（変形特性、強度特性及び初期地圧等）だけでなく、掘削方法や支保部材の大きさ及び量にも影響される。

一般に、支保工の施工は地山の変形量を抑制すると同時に、許容変形量を増大させることを目的として行われる。従って、ロックボルト支保の効果をひずみによって評価しようとする場合、まずロックボルトによって支保された地山とロックボルトが打設されない地山の変形挙動の差異について論じなければならない。言い替えば、ロックボルトを打設することによる地山の変形特性の改善、並びに許容ひずみの増大について論ずる必要がある。

3. ロックボルト支保下における亀裂性岩盤の変形挙動

ロックボルト支保下と無支保下における亀裂性岩盤の

表-3.1 亀裂性供試体の諸元

寸法	100mm(W)×100mm(L)×100mm(H)
供試体材料	石膏ペースト W/C=45%, 7日養生
亀裂面	クッションペーパー 15mm(W)×15mm(L)×0.7mm(t)

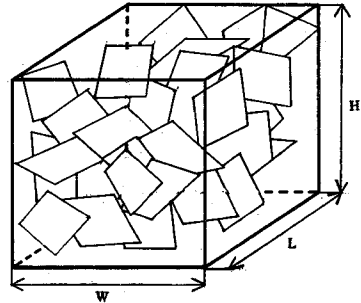


図-3.1 亀裂性供試体の模式図

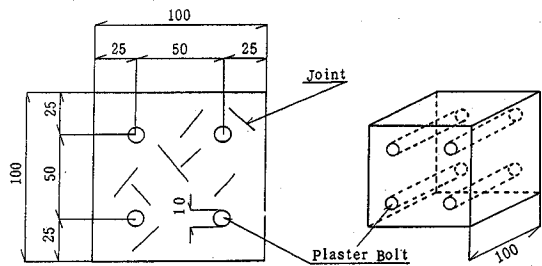


図-3.2 ボルト打設概要図

変形挙動の差異を検討することを目的として、亀裂性供試体をボルトで補強し、これを一軸圧縮状態で載荷する実験を実施した。

(1) 供試体、及び実験方法

亀裂性供試体は、石膏ペーストに厚紙を挿入して作成した。表-3.1に試験に用いた供試体の諸元を、また図-3.1に供試体の模式図を示す。

また、ロックボルトとしては次に示す2種類の材質のものを用いた。すなわち、Case-1として亀裂性供試体と同じ材質を有するボルト（以下、石膏ボルトと呼ぶ）を用いた場合、またCase-2として石膏ボルト中に捻ネジ切りの真鍮棒を挿入した場合の2種類である。また、Case-1では亀裂数20, 30, 40, 50の供試体を用い、Case-2では亀裂数30の供試体を用いた。

ボルトの打設においては、まず、 $\phi 10$ mmのボアホールを図-3.2に示す位置に穿孔し、これをW/C=40%の石膏ペーストで充填し、石膏ボルトとする。また、

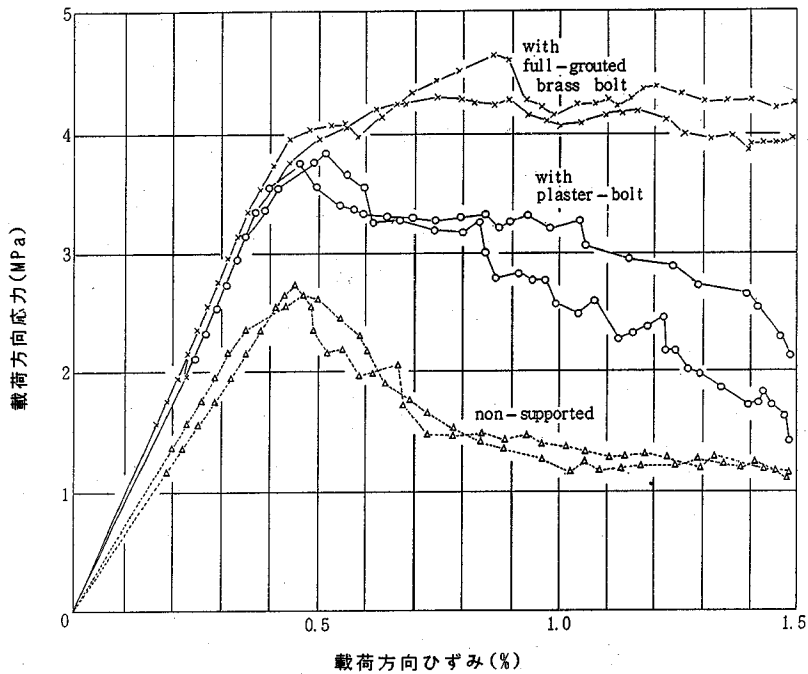


図-3.3 ボルト支保形態による亀裂性供試体の挙動特性の変化

Case-2 では $\phi 3 \text{ mm}$ の真鍮棒をボアホール内に挿入し、その周囲を $W/C=40\%$ の石膏ペーストで充填する。なお、ボルトは全面接着とし、ベアリングプレートは用いない。

このように整形された供試体は、ボルト打設によって変形特性や強度特性に異方性が誘導されることが考えられる。すなわち、ボルト打設軸方向の変形特性や強度特性が他の方向に比べて著しく大きくなる場合がある。ボルト打設軸方向の変形特性や強度特性の増大は、基本的に、打設されたボルトの物性に依存するものであるため、この方向の供試体挙動を観察することはボルトの支保効果を評価し得るものではなく、単に複合構造の材料特性を評価するにとどまるものと考えられる。

本研究が目的とするところは、ボルトが亀裂面を拘束する等の作用によって、供試体全体の变形特性や強度特性がどのように変化をするかという点にある。このため、载荷方向は、図-3.2 に示すようにボルト打設方向と垂直な力学特性をもって評価することとした。尚、载荷は一軸圧縮状態で载荷速度は 0.1 mm/min とした。

(2) 実験結果、及び考察

図-3.3 に亀裂数 30 の供試体に対する応力-ひずみ曲線を示す。図中の Δ 印は無支保下における応力-ひずみ曲線である。また \circ 印は Case-1 における曲線を、 \times 印は Case-2 における応力-ひずみ曲線を示す。図より明

らかなようにボルトによって支保された供試体は、いずれの場合も弾性係数と一軸圧縮強度が無支保の供試体に比べて大幅に増大している。さらに Case-1 と Case-2 を比較すると、Case-2 は最大圧縮強度後の挙動がひずみ軟化から完全塑性に転移していることが知れる。

また、図-3.4 に Case-1 の各亀裂数における石膏ボルト支保下と無支保下の弾性係数、一軸圧縮強度及び限界ひずみを示す。尚、図中の弾性係数及び一軸圧縮強度は亀裂のない無垢な供試体の値で除し無次元化してある。図中の \circ 印は無支保下における値を、また \bullet 印は石膏ボルト支保下の値を示す。これらの図より明らかなように、いずれの亀裂数においても、石膏ボルトで支保された供試体は弾性係数並びに一軸圧縮強度が増大し、しかもその増大する割合は互いに同程度である。今、一軸圧縮強度と弾性係数の比を限界ひずみ¹⁰⁾と定義するならば、それは図-3.4 (c) のように示される。図から明らかなように、ボルト支保下にある供試体の限界ひずみは、無支保な供試体の限界ひずみと概ね一致する。

表-3.2 に、無支保な亀裂性供試体と石膏ボルト支保下にある亀裂性供試体の弾性係数、及び一軸圧縮強度の比を各亀裂数毎に示す。表から明かなようにいずれの亀裂数でも石膏ボルトによって供試体の弾性係数と一軸圧縮強度は 30~40% 以上増加している。これは石膏ボルトの効果が大きいことを意味する。しかし、石膏ボルトの強度が非常に小さいことを考えると、石膏ボルトに大

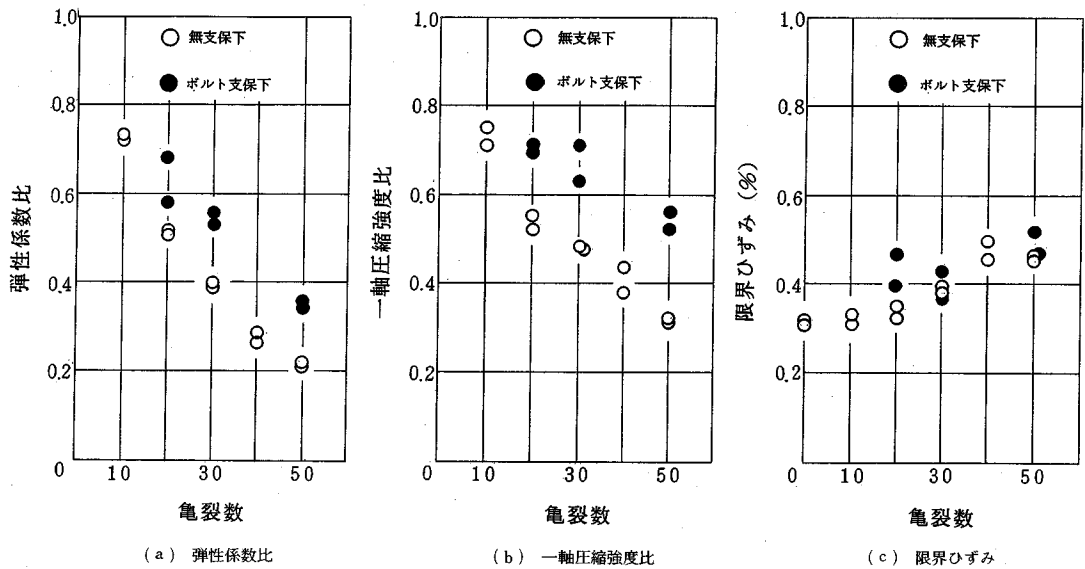


図-3.4 亀裂数と弾性係数，一軸圧縮強度及び限界ひずみの関係

表-3.2 各亀裂数毎の石膏ボルトによる供試体の弾性係数及び一軸圧縮強度の増大率

亀裂数	20	30	40	50
弾性係数増大率	1.48	1.64	1.6	1.31
一軸強度増大率	1.45	1.38	1.48	1.42

表-4.1 亀裂性供試体の諸元

寸法	100mm(W)×100mm(L)×100mm(H)
供試体材料	ベントナイト・モルタル W/C=45%, B/C=5%, 7日養生
亀裂面	ゼロックス・ペーパー 20mm(W)×20mm(L)×0.05mm(t)

きな力が作用しているとは考えられない。従って、石膏ボルトは亀裂面の動きを、わずかな力によって拘束し、供試体全体の強度、及び弾性係数を増大させていると考えられる。

次に、真鍮棒の挿入によって、最大強度後の挙動はひずみ軟化から完全塑性に変化する。真鍮棒を挿入する以外は、石膏ボルトとまったく同じ条件で実験が行われていることを考えると、これは真鍮棒の有する延性に起因する効果と考えられる。さらに、降伏に至るまでの応力-ひずみ曲線はCase-1とCase-2で概ね一致することから、このメカニズムを次のように考えることができる。すなわち、供試体の弱部である亀裂面の存在によって供試体の強度と弾性係数は低下する。これに、石膏ボルトを挿入すると、供試体の強度と弾性係数は増大するが、破壊が発生・進展し始めると石膏ボルトは強度が小さいため、ほとんど抵抗することができず、供試体はひずみ軟化の挙動を示しながら強度低下してゆく。ところが、石膏ボルトに真鍮棒を挿入した場合、真鍮の延性によって、破壊の発生・進展を阻害するために、供試体の完全塑性の挙動が維持される。尚、この場合でも限界ひずみは無支保の供試体の値とほぼ一致する。従って、限界ひずみはボルト支保下においても、ボルトの無い場合と概ね同じ値をとるものと考えられる。

4. 地山の変形挙動とロックボルト軸力の発生

本章では亀裂性岩盤におけるロックボルトの支保効果を検討するために、まず亀裂性供試体を用いた実験においてボルトの軸力測定を実施し、その結果得られた知見をもとに過去のトンネル施工例における地山の変形挙動とロックボルト軸力の関係を考察する。

(1) 亀裂性供試体の変形挙動とボルト軸力の発生

a) 供試体、及び荷荷方法

この場合の亀裂性供試体としては、ベントナイト・モルタルにコピー用紙を挿入したものをを用いた。亀裂数は10, 30, 50とした。表-4.1に供試体の諸元を示す。

ボルトは軸力を計測する必要があるため、両端固定の状態にて定着した。すなわち、 $\phi 4$ mmのボアホールを穿孔し、この中に $\phi 3$ mの両端ネジ切りの真鍮ボルトをベアリングプレートにより両端固定に定着した。このときベアリングプレートは真鍮性で15 mm (W)×15 mm (L)×1 mm (t)のものをを用いた。また、ボルトに発生する軸力を測定するためにボルト中央部に図-4.1に示すようにひずみゲージを貼布した。尚、ボルトの打設本数、

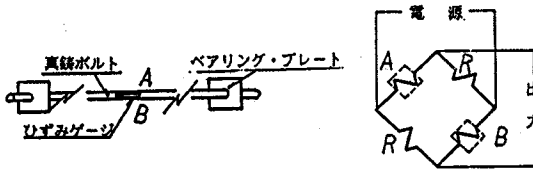


図-4.1 ひずみゲージ貼布要領図

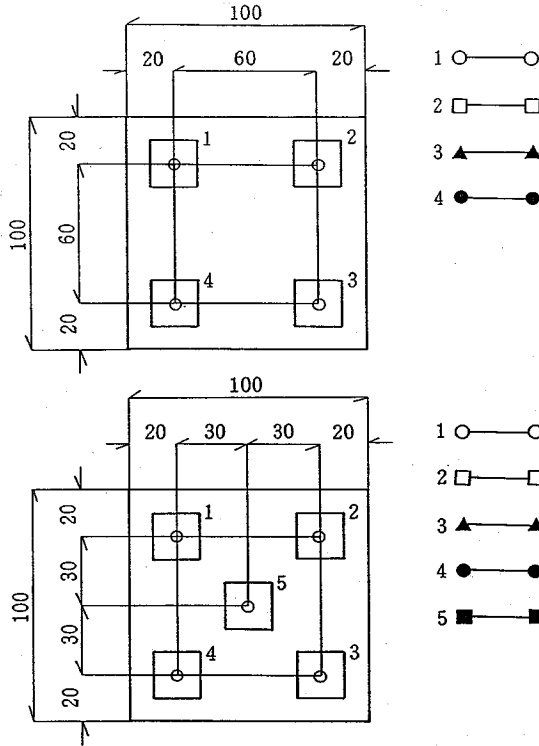


図-4.2 ボルト打設パターン図

及び打設位置を図-4.2 に示す。

このように加工した供試体を一軸圧縮状態でポアホールと垂直な方向に載荷する。尚、載荷速度は0.1 mm/min である。

b) 実験結果、及び考察

図-4.3 に亀裂数 30 の供試体を、前述の方法でボルト支保した場合の、応力-ひずみ曲線を示す。尚、参考のために無支保な場合の応力-ひずみ曲線も併せて図中に示す。図に示すように、ボルトの打設によって供試体の弾性係数及び一軸圧縮強度は大きく増大する。また、最大強度後の挙動はひずみ軟化から完全塑性へと転移している。これらのボルト打設による供試体挙動の変化は、石膏ボルトで支保された供試体の挙動と共通するものであり、ボルトの定着方法やベアリングプレートの有無に係わらずボルトで支保された供試体は同一の挙動変化を示すものと考えられる。従って、前章において得られた

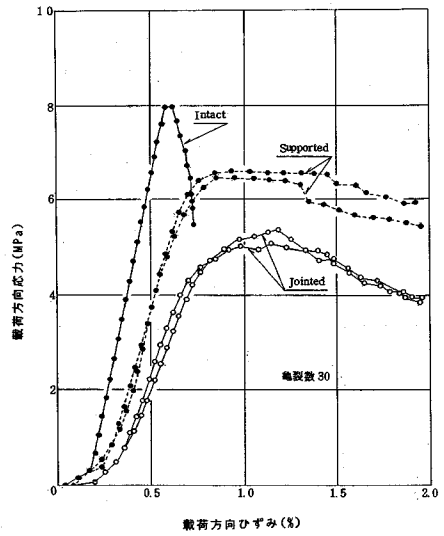


図-4.3 ボルト打設による亀裂性供試体の挙動特性の変化

知見を基にボルトの支保効果と軸力の発生を論議し得るものと考えた。

次に図-4.4 は、亀裂数 10, 30 及び 50 の供試体に 4 本のボルトを打設した場合の応力-ひずみ曲線と発生するボルト軸力の関係を示したものである。

図より明らかなように、供試体の応力-ひずみ関係が線形な領域では軸力がほとんど発生しておらず、飛躍的な軸力の増大が生じるのは最大強度付近の非線形な応力-ひずみ関係の領域からである。線形領域におけるボルトの支保効果は供試体の弾性係数、及び一軸圧縮強度を増大させることにあるが、線形領域で発生するボルト軸力は非常に小さいために、ボルト軸力が供試体の変形を拘束し、見かけの弾性係数を増大させるとは考え難い。これは、軸力が発生しない石膏ボルトが供試体の弾性係数、及び一軸圧縮強度を増大させた事実と整合するものである。

また、図-4.4 に示す実験結果の供試体載荷方向のひずみとボルト軸力の総和の関係を表-4.2 に示す。表より明らかなように亀裂数 10 の供試体は他の供試体に比べて非常に小さな軸力しか発生しておらず、亀裂数 30 の供試体と比較すると 1/4~1/2 程度でしかない。しかし、亀裂数 10 の供試体も他の亀裂数の供試体と同様に、ボルトの打設によって弾性係数及び一軸圧縮強度が増大している。このことは、ボルトに軸力が発生しなくとも、ボルトが有効に作用していることを意味する。すなわち、地山の弾性係数が増大すれば、作用する応力に対する地山のひずみは減少し、式 (2-1) の左辺は小さくなり、地山は安定する。

次に、変位が大きくなり最大強度を超えた後の供試体

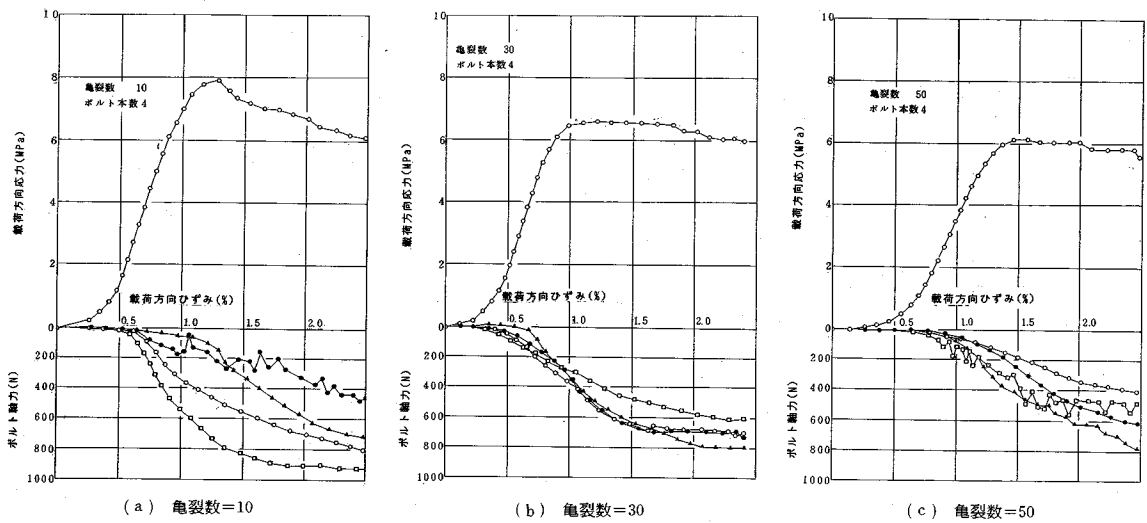


図-4.4 応力-ひずみ関係とボルト軸力の発生

表-4.2 供試体ひずみとボルトに発生する軸力の関係

供試体の 亀裂数	ひずみレベル (%)				
	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50
10	70	180	780	1060	1260
30	690	1330	2410	2740	2840
50	230	300	1230	1940	2300

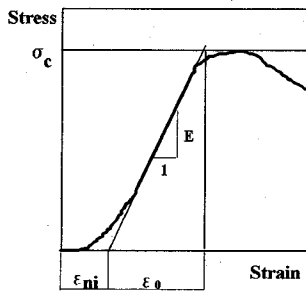


図-4.5 初期非線形ひずみ除去

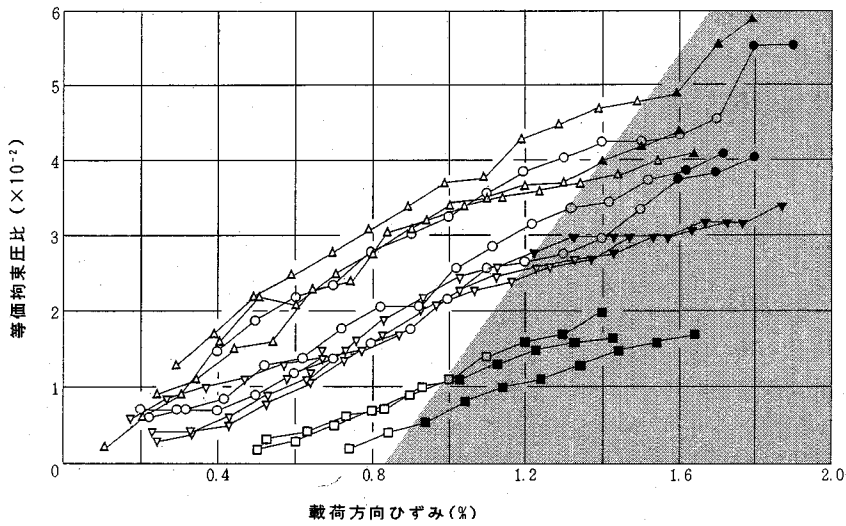
とボルト軸力の発生の状況を見るために、実験結果を次のように整理した。すなわち、ボルト軸力の総和をボルトが支保する面積（ボルト打設面の面積：100 mm×100 mm）で除し、それをさらに载荷応力で除して求めた値を等価拘束圧比とし、これを载荷方向の各ひずみレベルにおいて求める。この時、対応するひずみレベルは図-4.5に示すように载荷初期の非線形なひずみ成分を線形域の勾配を用いて除去した値を用いる。さらに、供試体の最大強度後の挙動を評価するためにひずみ軟化状態を次のように定義する。すなわち、供試体の最大強度の95%に応力レベルが低下した点を完全塑性状態が損なわれた点とし、それ以降の状態をひずみ軟化状態と評価する。

このようにして実験結果を整理したものが図-4.6である。ここでは、ひずみ軟化が発生した以降の状態にある点に対しては黒印を、それ以外の状態にある点に対しては白抜き印を用いて示した。尚、各供試体毎に点を結んでいる。

図より明らかなように、等価拘束圧比は供試体载荷方向のひずみと、ほぼ比例関係にある。また、ひずみ軟化に転移するひずみレベルの大きさは亀裂数10の供試体が最も小さく、次いで亀裂数50, 30の順に大きくなっている。このことから、最大強度後の供試体挙動は等価拘束圧比と密接に関係するものと考えられる。

さらに、図-4.6において、黒印と白抜き印の間には明確な境界が存在する。これは、供試体が完全塑性からひずみ軟化に転移する際の境界が、発生するひずみと等価拘束圧比の関係によって示されることを意味する。すなわち、発生するひずみが0.9%を越えた付近から、等価拘束圧比がある値よりも小さければひずみ軟化が発生する。ひずみ軟化が発生する限界の等価拘束圧比は発生ひずみとほぼ直線関係にあり、その大きさは発生ひずみの増大とともに増大する。したがって、亀裂性供試体の最大強度後の挙動は、等価拘束圧比によって評価することが可能となる。今、ひずみ軟化が発生する限界のひずみを許容ひずみとするならば、等価拘束圧比の増大とともに許容ひずみが増大することになる。従って、式(2-1)の右辺は大きくなり地山は安定な状態へ移行する。

以上のことから、ロックボルトは地山に発生するひずみを小さくすると同時に、許容ひずみを大きくし、地山を安定させる効果があることが分かる。



凡例

記号	亀裂数	ボルト数
□	10	4
○	30	4
△	30	5
▽	50	4

■●▲▼ : ひずみ軟化状態

図-4.6 各ひずみレベルにおける等価拘束圧比とひずみ軟化挙動の相関

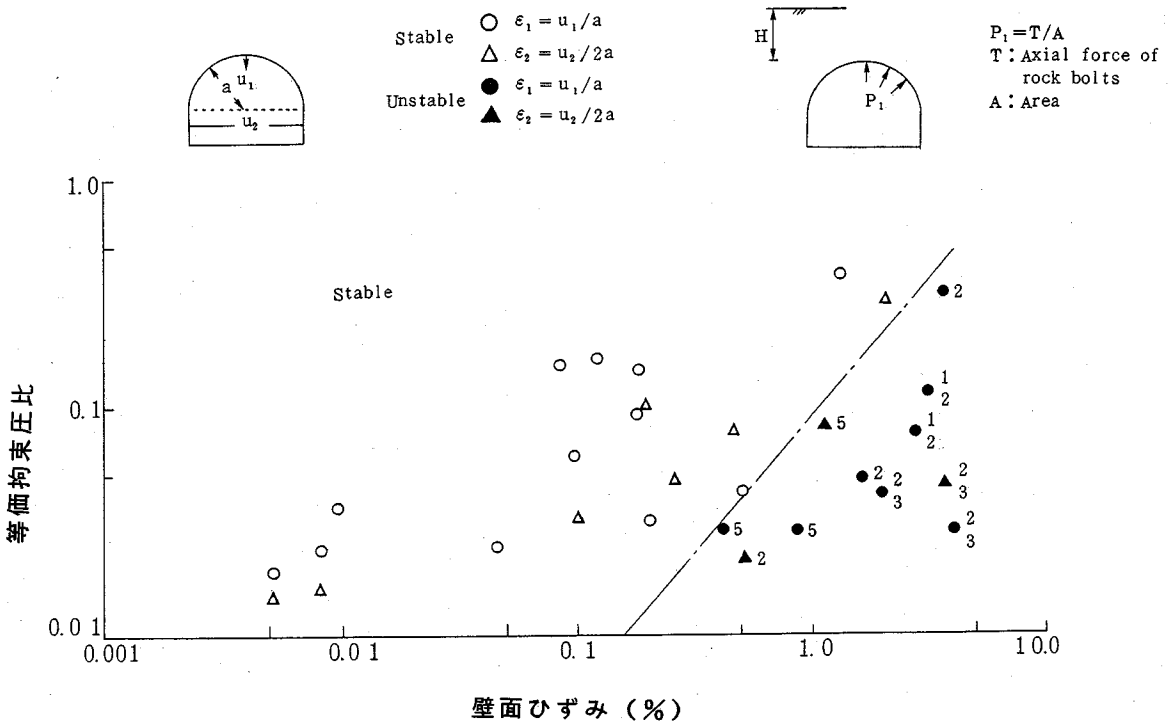


図-4.7 現場計測結果から求めた等価拘束圧比と地山ひずみ、及びトンネル変状の関係

(2) 現場計測結果による検討

前節において得られた知見を、現場計測結果によって検討する。ここでは地山の応力状態を土被り圧で代表した。さらに、地山の安定性は施工時におけるトンネルの変状をもって評価した。

図-4.7は、1979年から1985年までの間に、各種の技

術雑誌に発表された NATM の施工状況と現場計測結果より得られた等価拘束圧比、及び地山ひずみを整理した図である。ここで地山ひずみは、天端沈下を u_1 、水平方向内空変位を u_2 として次式で定義した。すなわち、

$$\epsilon_1 = u_1/a \quad (4-1)$$

$$\epsilon_2 = u_2/2a \quad (4-2)$$

表-4.3 トンネル施工時に現れる変状

No.	変状の分類
1	トンネル鏡面の維持困難
2	吹き付けコンクリートの破壊・ひび割れ
3	鋼製支保工の座屈
4	ロックボルトの破断
5	天端の崩落

ただし、 a はトンネル半径である。式(4-1)より算出した地山ひずみは丸印を用い、また式(4-2)によるものは三角印を用いて示した。尚、ここで対象とした地山は一軸圧縮強度 σ_c が30 MPa以下の軟岩である。

図中、縦軸は各計測断面で得られたロックボルトの最大軸力を、そのロックボルトが支保する面積で除し、さらにそれを土被り圧で除した値(すなわち等価拘束圧比)であり、また横軸は地山の計測変位量より求めたひずみ量を示す。さらに、何らかの変状があった場合は黒印を用い、安全な施工が行えた場合は白抜き印を用いて示してある。また、表-4.3の様に変状を分類し、各記号の横にその数字を添えた。なお、等価拘束圧比の算定に用いるロックボルトの最大軸力は、発生位置に係わらず計測当該断面に発生する最大軸力を採用した。無論、発生位置によってボルトの支保効果が異なるなどの問題点も考え得るが、一次的なロックボルト支保効果評価指標としては十分であると考えた。

図より明らかなように、地山に発生するひずみが比較的小さい場合(約0.2%以下)、等価拘束圧比に係わらず、変状は発生せず安全な施工が行われている。これよりも大きな地山ひずみが発生する場合、黒印と白抜き印の間には明確な境界が存在する。すなわち、等価拘束圧比がある値よりも小さければ、何らかの変状が発生する。変状が発生する限界の等価拘束圧比は、図-4.7上で右上がりの直線となる。

この図を図-4.6と比較すると、トンネルに変状が発生する場合の等価拘束圧比とひずみの関係は、亀裂性供試体にひずみ軟化が発生する場合と非常によく似ていることが分かる。従って、トンネルに発生する変状は、地山のひずみ軟化挙動と関係することが考えられる。

当然のことながら、ロックボルトの支保効果を評価する為には、詳細な地山条件、ロックボルトの施工状況、及び併設される吹き付けコンクリート等の作用を総合的に評価することが望ましい。しかし、そのためにはより詳細な地山と支保の相互作用が明らかにされる必要がある。これに対し、等価拘束圧比をパラメータとして用いるならば、比較的簡便にロックボルトと地山の安定性を定量的に評価することが出来るものと考えられる。

5. まとめ

本研究において得られた知見を整理すると次のようになる。すなわち、

(1) ロックボルトの打設によって地山の弾性係数と強度は増大し、その増大の割合は概ね同じとなる。したがって、その比として与えられる限界ひずみはロックボルトが打設されない地山と概ね同じ値となる。

(2) ロックボルトの軸力は、最大強度付近まではほとんど発生せず、最大強度付近から急激に増大する。

(3) ロックボルトの打設によって地山の最大強度後の挙動はひずみ軟化から完全塑性へ転移する。したがって、ロックボルトの打設により地山は最大強度後も耐力を失わない。

(4) 等価拘束圧比が小さな場合、地山は小さなひずみでひずみ軟化の挙動を示し、等価拘束圧比の増大に伴い、大きなひずみまで完全塑性の挙動が維持される。

(5) 過去の施工例を等価拘束圧比で整理すると、地山ひずみの大きさに対して十分に大きな等価拘束圧比が作用しない場合、トンネルに何らかの変状が生じる。

これまで、ロックボルトの支保効果はロックボルト軸力の大きさによって評価されることが多かった。ところが、上述の(1)(2)に述べたように、ロックボルトに発生する軸力は小さくともロックボルトは地山の弾性係数及び強度を増大させ、地山を安定な状態へ導くものと考えられる。従って、軸力は小さくともロックボルトが有効に作用する場合もあるものと考えられる。

また、(3)(4)に述べたように、ロックボルトに比較的大きな軸力が発生する場合、地山は最大強度後の比較的不安定な状態にあるものと考えられる。この場合、地山が安定性を保つ為には地山の挙動がロックボルトによって完全塑性の状態に保たれる必要がある。これを評価する為にはロックボルト軸力でなく、等価拘束圧比を用いる必要がある。(5)で述べたように、等価拘束圧比を用いて過去の施工データを整理したところ、等価拘束圧比は明らかに地山の安定性と深い相関を有する。

参考文献

- 1) Rabcewicz, L. : Bolted Support for tunnels, *Mine and Quarry*, April, 1955.
- 2) Bjurström, S. : Shear Strength of Hard Rock Joints Reinforced by Grouted Untensioned Bolts, *Proc. 3rd Cong. ISRM, Denver, Vol.2B, pp.1194-1199, 1974.*
- 3) 吉中龍之進, 清水昭男, 新井元 : 岩盤不連続面に対するロックボルトの補強効果, 土質工学論文報告集, Vol.28, No.2, pp.177-186, 1988.
- 4) Bergman, S. G. A. and S. Bjurström : Swedish Experience of Rock Bolting, *Proc. Int. Sympo. on Rock Bolting, Ed.*

- by Stephansson, Balkema, pp.243-245, 1984.
- 5) Dejean, M. J. P., J. F. Raffox and J. P. Piguët : Rock Bolting in France, *Proc. Int. Sympo. on Rock Bolting*, Ed. by Stephansson, Balkema, pp.269-284, 1984.
 - 6) Famer, I. W. : Stress Distribution along a Resin Grouted Anchor, *Int. J. Rock Mechs. and Min. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.12, pp.347-351, 1975.
 - 7) Littlejohn, G. S. and D. A. Bruce : Rock Anchors-Design and Quality Control, *Proc. 16th U. S. Symp. Rock Mechs.*, pp.77-88, 1977.
 - 8) Brown, D. G. : Uplift Capacity of grouted anchors, *Ontario Hydro Research Quart.*, Vol.43, pp.565-569, 1970.
 - 9) Aydan, O., Y. Ichikawa and T. Kawamoto : A Finite Element for Grouted Rockbolts and their Anchorage Mechanism, 第1回地盤工学における数値解析法シンポジウム論文集, pp.105-114, 1986.
 - 10) Sakurai, S. : Direct strain evaluation technique in construction of underground opening, *Proc. 22nd U. S. Symp. rock Mechs.*, pp.298-302, 1981.
 - 11) 櫻井春輔 : トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第317号, pp.93-100, 1982.
 - 12) 山地宏志, 櫻井春輔 : ひずみ制御によるトンネル支保工の最適化, 土木学会論文集, 第448号, pp.83-89, 1992. (1993.10.29 受付)

EVALUATION OF THE EFFECT OF ROCK BOLTS BASED ON FIELD MEASUREMENT RESULTS

Hiroshi YAMACHI, Shunsuke SAKURAI, Masao HIRAI
and Masao NAKATA

In order to quantitatively evaluate the support effect of rock bolts in tunnel practice, first physical model tests were carried out to reveal a functioning mechanism of rock bolts reinforcing the discontinuities of rock joints. Secondly, field measurement results were collected from published data of tunnel projects. They were then analyzed taking into consideration the mechanism of functioning of rock bolts revealed by the physical model test. As a result, it became clear that serious deformation problems such as failure of shotcrete, breakage of rock bolts, buckling of steel ribs, etc., occurring during the excavation of tunnels were closely related to the softening behaviour of rock masses.