

(4) 軟弱岩盤におけるロックボルトとアーチ支保との効果の比較

東京大学工学部 正会員 〇久保 敬介

正会員 西松 裕一

1. はじめに

軟弱岩盤における、ロックボルト支保とアーチ支保との支保効果を比較することを目的とし、秋田県にある同和鉱業(株)花岡鉱業所深沢鉱山の探鉱坑道(水面下160m, 地表下400m)において現場計測を行なった。

試験坑道は、図1に示すように幅4.5m, 高さ3.3mのアーチ型坑道で、ロックボルト支保部全長は9mである。左側壁には、卓越した断層が坑道に沿うように走っていた。天盤から右側壁にかけては、大小の割目や褶り面が認められた。また、天盤部には大きな三角き裂がしばしば現われた。このように、試験に選ばれた地点は深沢鉱山中で最も地山条件の悪い箇所の一つと言える¹⁾。付近の岩盤は角れさ凝灰岩であり、実験室で求めた強度は次のとおりである。圧裂引張強度 14 kg/cm^2 , 一軸圧縮強度 200 kg/cm^2 , 直接せん断強度(粘着力) 30 kg/cm^2 , 内部摩擦角 55° 。

ロックボルトの打設パターンは、一断面当たり9本で、坑道壁面において約1m間隔となるようにし、また坑道掘進方向にも1mとした。ロックボルト支保部では、発破直後に3~5cmの厚さでモルタルを吹付けた後、すり横を行ない、すり横終了後にロックボルトを打設した。使用したロックボルトは、長さ3m, 直径(山径)25.4mmのSN型ツイストボルトであり、ボルトとボアホールとの空隙には、全長にわたってモルタルを充てんした。ロックボルト支保部の前後には、鋼アーチ支保がほどこされた。鋼アーチ支保は、鉱山用工型鋼SMI115の三節材をM形継手で繋定したものであり、下盤にインバートは設けられていない。なお、断面は約1mであり矢板を掛けてある。

ロックボルト支保部とアーチ支保部は、物品費がほぼ等しくなるように設計してある²⁾。ここで言う物品費とは、ロックボルト支保部ではロックボルト、ベアリング・プレート、ナット、モルタル、吹付けコンフリートであり、また鋼アーチ支保部では、工型鋼、継ぎボルト、切張、矢板である。なお、人件費はロックボルト支保の方が高くついたが、ロックボルト打設のための専用機を導入した場合には、少くとも鋼アーチ支保の場合と同程度には低下する可能性がある。

2. 測定

測定項目は内空変位、岩盤内変位、軸力の3種である。内空変位は、東横エルメス(株)NH-15M型内空変位計を使用して、1mm単位で測定した。岩盤内変位は、自作した岩盤内変位計(エクステンション・メータ)³⁾を用いて1/100mm単位で測定した。なお、岩盤内変位計の全長は3245mmであり、埋設後には、坑壁より孔底アンカまで約3mである。軸力計は、ロックボルトの相対する両側面に幅6mm, 深さ6mmの溝を掘り、この底面に歪ゲージを貼付して製作した。歪ゲージを貼付した位置は全長3mのボルト矢端から70, 140, 210cmの3箇所である。各歪ゲージの歪は其和電業(株)SDB-300Bデジタル指示計を使用して 10^{-6} (1μストレイン)単位で測定した。

図1に示すように、ロックボルト支保部のほぼ中央

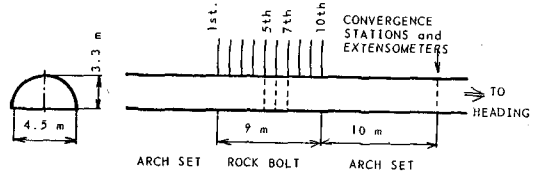


図1 試験坑道概略図。ロックボルト支保部では、左より数えて5, 6, 7番目の断面に、それぞれ内空変位標尺、軸力計、岩盤内変位計が埋設されている。

に測定用の3断面を設けた。内空変位測定用の標点[○]は、天盤と左右の踏前の計3箇所に設けた。また、岩盤内変位計と軸力計は、天盤、左右の肩、左右の踏前の計5箇所に打設した。さらに、ロックボルト支保部より10m離れた地点に、アーク支保部計測断面を設け、内空変位標点と3点と岩盤内変位計5台を打設した。いずれの場合も、打設時点における打設位置は、切羽より1m以内であった。

3. 内空変位

図2に、ロックボルト支保部と鋼アーク支保部での内空変位の計測結果を示す。これよりわかるように、ロックボルト支保部では右踏前・天盤間の内空変位が最大であるが、a, b, cの変位向にあまり差がない。一方、鋼アーク支保部では、b, c、即ち右踏前・天盤向と両踏前向の内空変位が大きく、これらに比べて左踏前・天盤向の内空変位は極めて小さい。また、同図よりわかるように、両支保部での測定値とともに、時間の経過に対して線形な関係を保ちつつ増加する傾向が見られる。

ロックボルト支保部と鋼アーク支保部での計測結果を見比べてみると、各測定点での計測値は大小まちまちであり、両者を定量的に比べるにはなんらかの指標を設ける必要がある。考えられる指標の内、最も簡単と考えられるものの一つは平均値である。図3に、3測線の内空変位の単純平均値を示した。これよりわかるように、単純平均値で比べると、鋼アーク支保部での値が常に大きい。鋼アーク支保部での値とロックボルト支保部での値の比を計算してみると、10日目で1.5、100日目で1.4である。

このように、平均値をもって比べることにより、大体の傾向はわかるが、坑道断面の歪はどの程度であり、またどの方向よりの歪あるいは変位が優勢であるかを把握することは難しい。これらを明確に示すため、3測線の内空変位、即ち同一面内の3方向の相対変位より、歪率とその方向を計算することにする。⁴⁾ (Appendix参照)

計算より求めた最大歪率を図4に示す。この場合も、鋼アーク支保部での値の方が常に大きい。2日目以降での増加率は、鋼アーク支保部とロックボルト支保部であまり差がない。一方、鋼アーク支保部での値の増加率が、1日目から2日目までかなり大きいことが見立つ。即ち、これは今回の計測結果から見る限り、鋼アークでは20~30mm程度の内空変位が生じて、鋼アークと岩壁とが充分接

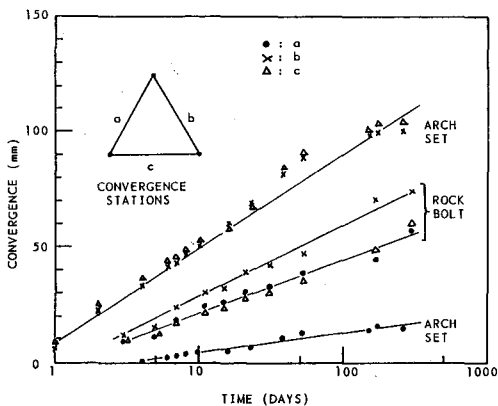


図2 内空変位の計測結果。
張り出しを正として表示。

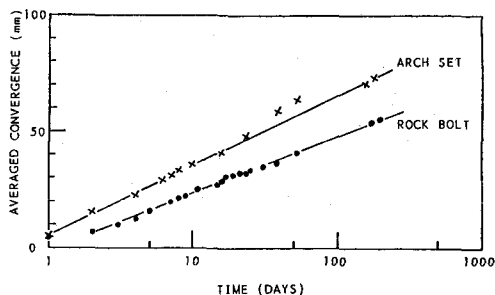


図3 3測線a, b, cでの内空変位の平均値。

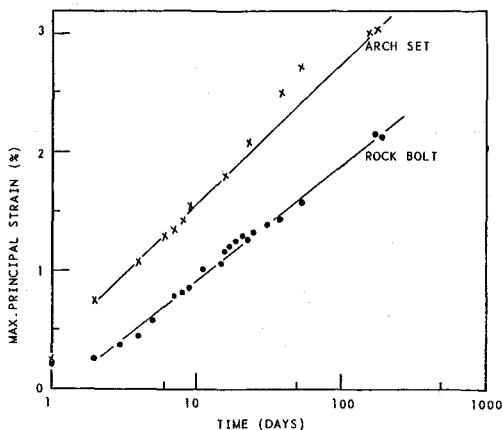
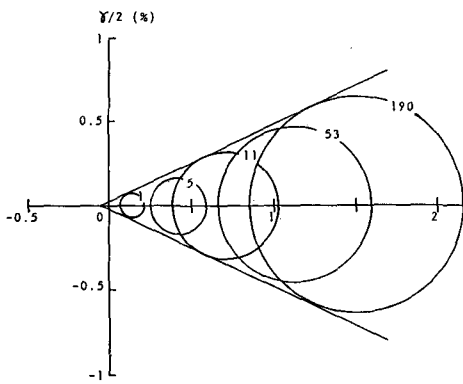
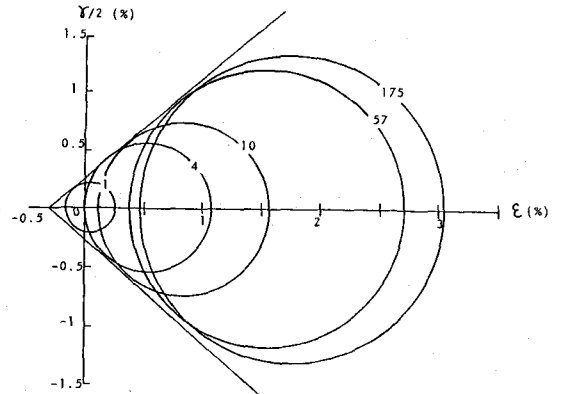


図4 内空変位より計算した最大歪率。
圧縮を正として表示。

計算式については、Appendix 参照。



(a) ロックボルト支保部



(b) 鋼アーク支保部

図5 ロックボルト支保部内空変位より求めた歪円(a)と、鋼アーク支保部内空変位より求めた歪円(b)。

図中の数字は経過日数。せん断歪 γ は、工学における定義に従っており $\gamma = \tau / G$ 。

触るまでに時間が掛かり、したがってそれまでの支保効果はあまり期待出来ないことを示唆しているものと思われる。なお、最大歪の方向は、歪線より左回りに測って、ロックボルト支保部で 10° 、鋼アーク支保部で 70° であり経過日数によりあまり変わらなかった。

前にも述べたように、鋼アーク支保部では各測線間での内空変位の差が大きく、初期においては他の2測線が縮んでいるのに左路前・天盤間が伸張するという結果も得られた。これに対し、ロックボルト支保部では各測線間での内空変位間の差が少なく、いわばロックボルトを埋設した部分が一

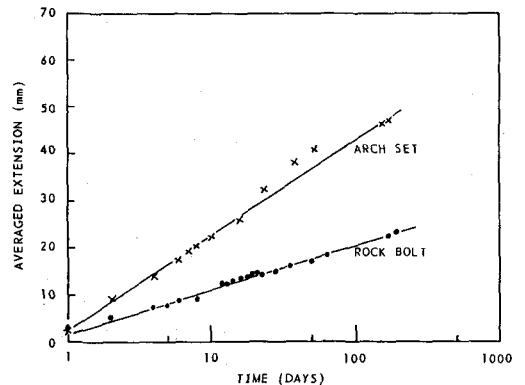


図6 測定点1から5までの岩盤内変位の平均値。

体化しないにおきない合っている印象を受ける。これを、図8と変えて見たため、ここではロックボルト支保部、鋼アーク支保部での歪円 ϵ の経時変化をそれぞれ図5(a)と(b)に示した。図より、歪円は大きくなりながら次第に右方へ移動していき、興味深いことに実線で示した包絡線にほぼ接することがわかる。包絡線と横軸とのなす角度は、ロックボルト支保部で 25° 、鋼アーク支保部では 41° であり、両者の差は大きい。

4. 岩盤内変位と軸力

岩盤内変位の測定結果について言えば、内空変位の場合と同様に、各測定値は時間・回数に対して線形な関係を保つ上昇したことが第一の特徴である。また、ロックボルト支保部の場合には、天盤での測定値が最も大きく、その他の場所での測定値は天盤での値の半分程度となった。一方、鋼アーク支保部では、右路前と右肩部での測定値が大きく、天盤での値はそれらに比べ若干小さめとなった。各測定点での値の間には大きな差があるが、全般的に鋼アーク支保部での値が大きめであり、測定点1から5までの値の平均値を比べてみると、図6に示すように、鋼アーク支保部での値が常に大きい。鋼アーク支保部での値とロックボルト支保部での値の比を計算してみると100日目では1.9、1000日目では2.1である。

ロックボルト軸力は、ロックボルト支保部でのみ計測したので、鋼アーク支保部との比較をすることは出来ないが、測定結果の概略は次のごとくであった。まず、ロックボルトの弾性限度である20トンまでは、軸力は経過時間の回数と線形な関係を保ち増加した。5本の軸力計が弾性限度を越えたと思われるものが4本としめ、こ

れより判断して、埋設されたロックボルトは限度一杯の
 効きをしている状況と言えよう。ただし、一年以上経過
 した現在でも、肉眼で観察する限りベアリング・プレ
 ートの変形、ロックボルトの破断などは一件もない。

5. 考 察

ロックボルト支保部、鋼アーク支保部の計測を通じて
 、最も興味深かったのは、耐力点を越えたロックボルト
 の軸力を除き他の測定量はすべて経過時間の対数と線形
 な関係を持つことであった。図7に現場より採取した角
 れき凝灰岩の円柱試験片を用いて行なった一軸圧縮ク
 リー

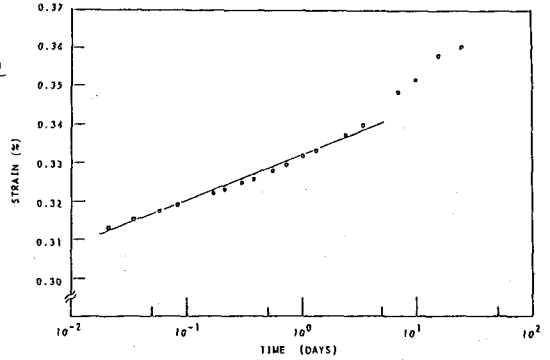


図7 一軸圧縮クリープ試験結果。クリープ応力は、
 180 kg/cm^2 。

ープ試験の結果を示すが、この場合モクリープ歪は初期のうち経過時間の対数と線形な関係を保ち上昇してゆく
 ことがわかる。計測を行なった坑道周辺の地山よりほぼ一定の地圧を受けており、この意味で経過時間とともに
 変形が増大してゆく現象は一種のクリープであると解釈するならば、坑道の変形と試験片のクリープ歪との間
 に密接な関係が成立するものと考えられる。

今回の計測では、ロックボルト支保部と鋼アーク支保部との比較が問題であった。比較をする場合にはなんら
 かの指標を設ける方が、各測定点での計測結果を見比べているより便利と考えられる。そこで今回は各測定点での
 結果の単純平均値、及び内空変位より計算した主歪によって比較した。後者については従来使われた例が知
 らないが、坑道の変形状況を正確に判断するにはよい指標であると思う。

内空変位、岩盤内変位の計測結果は鋼アーク支保部の力が大きかった。指標の選め方により変わるが、ロック
 ボルト支保部でのそれとすれば鋼アーク支保部では1.5~2程度であった。したがって、支保効果の点で
 はロックボルト支保がまさっていると言えるが、寿命、補修の難易など未知の問題も多く、これを以てロック
 ボルト支保がまさっているとするのは時期尚早であり、今後さらに続き計測を続ける必要がある。

(謝 辞) 本研究の一貫は、日本鉱業会「軟弱岩盤のロックボルト支保に関する技術研究委員会」の活動の一環
 として行なわれたものであり、秋田大学天野繁三委員長はじめとする各委員に謝意を表する。また、計測にあ
 たり便宜をはかっていたいた、同会鉱業(株)花岡鉱業所の神野孝行所長はじめ各位に謝意を表する。

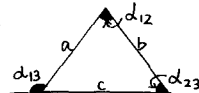
(参 考 文 献)

- 1) 西田米治他：日本鉱業会誌，98[1/30]，p.290~295(1982)
- 2) 西田米治他：日本鉱業会誌，97[1/9]，p.303~311(1981)
- 3) 大久保誠他：「坑道支保の効果に関する原位置計測—ロックボルト支保部における計測(第1報)」，
 日本鉱業会誌に投稿中
- 4) Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N.: Theory of Elasticity (3rd. ed.), p.23-24 (1970) McGraw-Hill

(Appendix: 主歪を求める計算式) $\epsilon_1 = A + B$, $\epsilon_2 = A - B$

$$A = \frac{\epsilon_a \cdot \sin(2\alpha_{23}) - \epsilon_b \cdot \sin(2\alpha_{13}) + \epsilon_c \cdot \sin(2\alpha_{12})}{\sin(2\alpha_{23}) - \sin(2\alpha_{13}) + \sin(2\alpha_{12})}$$

$$B = \frac{\{(\epsilon_a - \epsilon_b)^2 + (\epsilon_b - \epsilon_c)^2 + (\epsilon_c - \epsilon_a)^2 - 2(\epsilon_a - \epsilon_b)(\epsilon_a - \epsilon_c)\cos(2\alpha_{23}) + 2(\epsilon_a - \epsilon_b)(\epsilon_b - \epsilon_c)\cos(2\alpha_{13}) - 2(\epsilon_a - \epsilon_c)(\epsilon_b - \epsilon_c)\cos(2\alpha_{12})\}^{\frac{1}{2}}}{\sin(2\alpha_{23}) - \sin(2\alpha_{13}) + \sin(2\alpha_{12})}$$



$\epsilon_a = \frac{a_0 - a}{a_0}$, $\epsilon_b = \frac{b_0 - b}{b_0}$, $\epsilon_c = \frac{c_0 - c}{c_0}$ で、 a_0 , b_0 , c_0 は測定開始時の測線 a , b , c の値である。

(4) In-Situ Measurement on the Effect of Rock Bolt Support in Comparison with That of Arch Support

The University of Tokyo
Seisuke OKUBO and Yuichi NISHIMATSU

Civil and Mining industries are now evaluating the rock bolting as an excellent support method with its significant advantages: reduced storage and handling requirements, improved ventilation, immediate effect of supporting and so on. This study has been started to reveal the advantages and disadvantages of the rock bolt support over the conventional arch support and examine its applicability on the basis of in-situ measurement carried out at Fukazawa mine in Akita.

The rock bolts were installed in a square grid at 1 m interval. The convergence, of roadway cross-section, radial extension of rock wall and axial force of rock bolt have been measured. Up to this date (400 days after installation), measured values have been continuously increasing, and some are of the considerable amount. For example, convergences are in the order of 50-70 mm against the roadway of 3.3 m height and 4.5 m width. However, rate of increase is decreasing monotonously and no trend of roof fall or wall spalling is observed.

At the roadway supported by the arch support, convergence and radial extension of wall were measured. Up to this date, convergence and radial extension at the arch supported roadway are considerably larger than those of the bolt supported roughly by the factor of 1.5 to 2.0. A temporary conclusion may be that the rock bolting is superior to the arch support. Especially in the very early stage, say, within a few days after installation, rock bolting is favored for its immediate effect, while the effect of arch set is delayed until firm contact of arch set or timber lagging with rock wall is established.

The convergence and radial extension at both rock bolt and arch supported roadways follow the semi-log relationship, linear increase with log time. Interestingly enough, the specimen obtained at the test-site also follows the logarithmic creep law. This is remained for future research to combine the semi-log relationship observed at in-situ and laboratory tests.