

(25) 発破および機械掘進による坑道の変形挙動

九州大学工学部 ○ 松井 紀久男（正会員）・一ノ瀬 政友
九州大学大学院 島田 英樹・草場 康弘・中池 孝昇

Deformational Behaviour of Roadway Driven by Shotfiring and Machine Cutting

Kikuo MATSUI, Masatomo ICHINOSE ; Kyushu University
Hideki SHIMADA, Yasuhiro KUSABA, Takanori NAKAIKE ; Graduate School, Kyushu University

Abstract

Road heading machines such as roadheader and continuous-miner have been introduced into coal mines in Japan. It has been believed that roadway formed by machine cutting deforms less and obtains the more stability than one formed by shotfiring. However, few obvious fact to prove the appropriateness has been obtained.

Field measurements of vertical closure were carried out both in the roadway driven with a roadheader and with drill and blast. A theoretical discussion on the support was also made by an analytical treatment considered the interaction between support and rock mass.

The results show that the roadway driven with the roadheader deforms the same as one with drill and blast. This is because of the lack of support stiffness and deterioration of the surrounding strata by the presence of water.

1. 緒言

近年、我国の炭鉱においてロードヘッダやコンティニュースマイナなどの掘進機が導入され、坑道の掘進速度は増大している¹⁾。一般に、機械掘進による坑道は、穿孔・発破掘進によるそれに比べて周辺岩盤の損傷が比較的少なく、その結果坑道の変形は少なくなり、安定性を増すとされている。しかし、先に行った筆者らの現場測定では、この妥当性を裏付けするような結果は残念ながら得ていない²⁾。

本報では、これらの点をより明確にするために、さらに穿孔・発破およびロードヘッダにより掘進された坑道の変形量の測定を実施し、これら坑道の変形挙動に影響を及ぼす要因について考察を加えた。また、この実測結果を基に、岩盤と支保の相互作用の観点から、穿孔・発破とロードヘッダ掘進による坑道の変形挙動を理論的に検討した。

2. 坑道断面の変形量の測定およびその結果

測定を行った坑道は、I 炭鉱の南部内に掘進された2本の沿層坑道であり、長壁式採炭のゲート坑道や風道として用いられるもので、当該パネルの採炭終了までの比較的短い期間（2年程度）維持される。両坑道は、それぞれ穿孔・発破あるいはロードヘッダ（MRH-S100-40型、(株)三井三池製作所製）により掘進がなされる。一掘進長は発破では1.3m、ロードヘッダでは1.35mであり、図1に示す大きさのI形鋼の3部材によるアーチ枠支保が行われている。この支保枠の建付け間隔は、穿孔・発破による掘進坑道では0.65m、ロードヘッダによる坑道では1.35mであり、また枠裏には、いずれの坑道においても部分的に成木を施しているだけであるが、発破坑道ではやや密に行われている。

測定を行なった2本の坑道の深度は海面下 420～470mで、 0° ～ 6° の傾斜をなしている。地質条件についてみると、小断層が若干認められる程度で、比較的安定しており、ほとんど同一の地質条件である。測定した坑道の側壁部は石炭で、2m程度の厚さを有しており、上下盤は頁岩である。

まず、石炭の力学的特性についてみると、室内養生下では、一軸圧縮強度 S_o は平均21MPa、圧裂引張強度 S_t は平均1.7MPa、50%強度における接線ヤング率 E_{50} は平均 1.8×10^3 MPaであり、28日間水中養生下では、 S_o は平均15MPa、 S_t は平均1.3MPa、 E_{50} は平均 1.5×10^3 MPaである。

次に、坑道の上下盤である頁岩についてであるが、本区域の頁岩は亀裂が多く、かつ含水に伴いスレーキング現象を呈する。このため強度試験に必要な整形供試体の作製は非常に困難であったので、非整形供試体を用いた丸棒貫入試験を行った³⁾。図2および図3に、この試験により得られた坑道下盤頁岩の含水率 ω と貫入強度 S_{po} およびヤング率 E_{p50} の関係を示す。また、表1に上下盤頁岩について行った、簡易スレーキング試験⁴⁾ および耐スレーキング性試験⁵⁾ の結果を示す。さらに、測定現場の坑道下盤の含水率の測定結果は、穿孔・発破坑道で平均 5.01%、ロードヘッダ坑道で平均 4.42%であった。これらの試験結果ならびに坑道下盤の含水率の実測結果より判断すれば、坑道下盤は水の影響を受けて極めて軟弱な状態であると考えられる。

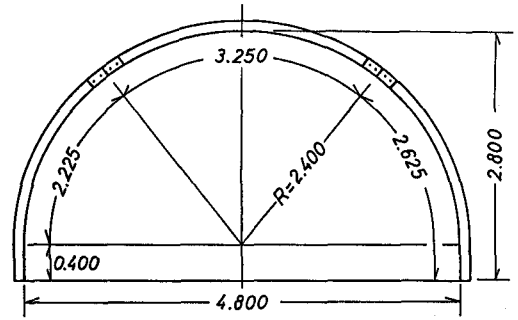


図1 坑道支保枠規格 (単位mm)

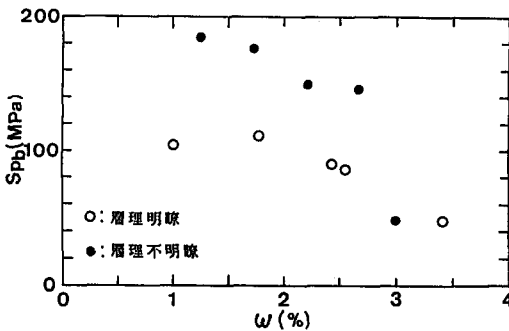


図2 含水率と貫入強度の関係

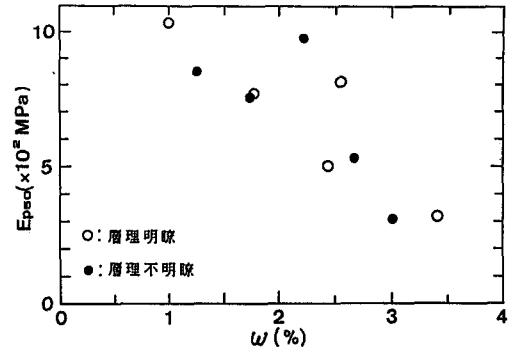


図3 含水率とヤング率の関係

坑道の変形量は、掘進切羽の影響を受ける切羽近傍（切羽面から5m以内）における上下盤接近速度の測定と、掘進後10～50日経過し、掘進切羽から50m以上も離れて切羽の影響をほとんど受けないと考えられる25箇所の地点で上下盤接近量の測定により行った。上下盤接近速度は、図4に示すようにダイヤルゲージ（精度1/1000mm）を用いて、15～60分間の比較的短い期間での上下盤接近量を測定し、1日当りの上下盤接近速度を求めた。なお、この測定は切羽での掘進作業の休止している間に行った。また、上下盤接近量の測定は、アーチ枠の冠材中央部下縁から坑道下盤床面に設けた測点までの高さを、テレスコメータ（精度1mm）を用いてある日数間隔で行い、これから長い時間経過での上下盤接近速度を求めた。

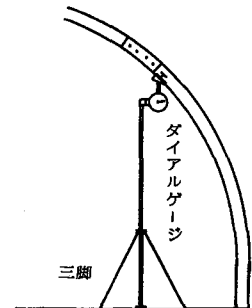


図4 接近速度の測定法

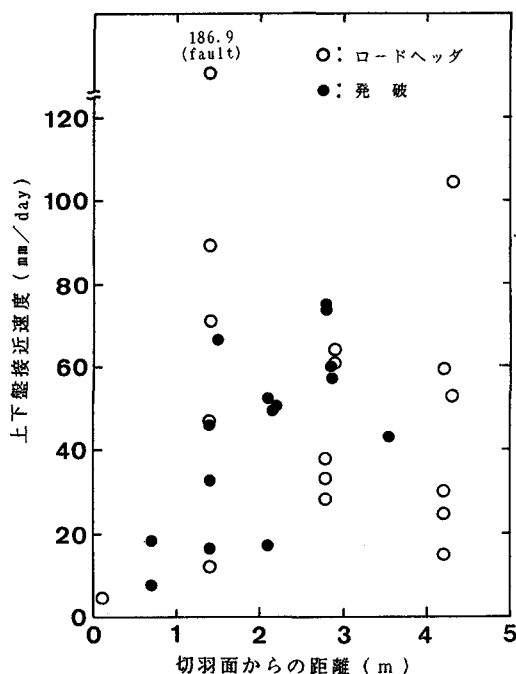


図5 切羽近傍の上下盤接近速度

図5に、坑道の掘進切羽近傍における上下盤接近速度の測定結果を示す。測定結果はかなりのバラツキを示しており、穿孔・発破とロードヘッダ掘進の明確な差を認めることはできない。しかし、切羽面から1m以内では切羽面の有する半ドーム作用に大きく影響され、上下盤接近速度は小さく、切羽面より1.5～3m 離れる地点ではこの作用が小さくなり、接近速度は大きくなっていることがわかる。このことは切羽面での上下盤接近速度の測定は切羽面から1.5～3m、すなわち $0.3 \sim 0.6D$ (D は坑道の代表寸法で、ここでは坑道幅5mとした)で行う方が掘進に伴う地山の挙動をより正しく捉えることができることを意味している。掘進切羽の影響が及ばない箇所での80日間における上下盤接近量の測定から得られた上下盤接近速度の結果は、穿孔・発破坑道では0.81mm/day、ロードヘッダ坑道では0.80mm/dayであった。この結果および図5の結果より、坑道の変形はロードヘッダ掘進、穿孔・発破掘進いずれの場合においてもほとんど差異がないことがわかる。この理由としては以下のことが考えられる。

- 1) 支保枠の建付け間隔が穿孔・発破掘進坑道において小さいために、支保剛性(支保抵抗)が大きい。
- 2) 周辺岩盤の強度に及ぼす水の影響が、発破による周辺岩盤の損傷に伴う影響よりもはるかに大きい。

支保抵抗の大小により坑道の変形が大きく影響を受けることは、現場試験⁶⁾や模型実験⁷⁾により明かであり、筆者らの先の報告²⁾で示したように、枠間を小さくし、かつベタ成の採用によって支保剛性(支保抵抗)を著しく増大させたことにより、穿孔・発破箇所での坑道の変形が小さくなった。また、このような軟弱な岩盤においては、発破による周辺岩盤の損傷に伴う影響は、掘削により生じたゆるみ域の発達に相殺されてほとんど問題とならないと考えられる。もし、周辺岩盤が比較的堅固で亀裂もなく、かつ同一の支保である

表1 スレーキング試験結果

	S. I. 値 ¹⁾						Id ₂ ²⁾ (%)
	経過時間 (h)						
	1	2	4	16	24	48	
頁岩 1(上盤)	0	0	0	0	0-1	1	93.8
" 2(")	0	0	0	0-1	1	1-2	93.0
" 3(")	1	2	2	3	3	3	不 ³⁾
" 4(下盤)	0	0	1	-	2	2	-
" 5(")	0-1	0-1	1	-	2	3	-
" 6(")	0	1	1	-	2	3	-
" 7(")	0	0	2	3	3	3	48.2
" 8(")	0	1	1	1	2	2	62.0
" 9(")	1	2	2	2	2	2	69.8
" 10(")	1	1	1	1	1	1	不 ³⁾

*1) 簡易スレーキング試験の観察基準(S. I. =0～4)

S. I. 0: 変化しない。またはほとんど変化を認め得ない。

S. I. 1: 亀裂が入る。または表面から砂状程度の粒が脱離する。

S. I. 2: 亀裂が開き、鱗片状態に剥離、または粒状化するが、泥状化はしない。

S. I. 3: さらに鱗片状に剥離、または粒状化して、部分的に泥状化する。

S. I. 4: 完全に鱗片状、または粒状化し、かなりの部分が泥状化する。

*2) 耐スレーキング性試験。ISRM指針による試験

*3) 試験用供試体作製不可能

ならば、穿孔・発破掘進による坑道は発破により生じたゆるみ域のために、ロードヘッド掘進による坑道と比べて、より大きな変形を生ずると思われる。

3. 岩盤と支保の相互作用

本節では岩盤と支保の相互作用を考慮し、現場測定で得られた坑道の変形挙動を理論的に考察する。

坑道の変形は種々の要因が複雑に関係して生ずるものであり、これらの要因を厳密に考慮することは不可能に近い。それゆえ、多くの仮定を導入し、問題をより単純化する必要がある。ここで用いた手法はHoekとBrownによる方法で、詳細は文献⁸⁾に譲るが、基本的な点についてのみに以下に示す。

考慮する坑道は半径 r_i の円形で、 p_o なる大きさの静水圧的応力状態を示す等方、均質な岩盤中に掘削され、2次元平面ひずみ問題として取り扱うことができるものとする。

岩盤は破壊までは弾性挙動を示し、破壊の発生は次式で定義される。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2)^{1/2} \quad (1)$$

また、破壊した岩盤は完全塑性を示し、次式の破壊基準に従うものとする。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_r \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s_r \cdot \sigma_c^2)^{1/2} \quad (2)$$

ここに、 σ_1, σ_3 は最大および最小主応力、 σ_c はインタクトな岩石の一軸圧縮強度、 m, s および m_r, s_r は破壊前および破壊後の材料定数である。

体積ひずみは、弾性状態では弾性定数 (E, ν) により定まり、破壊後は関連流れ則に従う。なお、岩盤の挙動は時間依存性を示さないものとする。

支保圧 p_i とこれを与える円形鋼製支保の剛性を k_s とすれば次式が成り立つ。

$$p_i = k_s \cdot \frac{u_{i0}}{r_i} \quad (3)$$

ここで、 u_{i0} は次式で表される全変形量 u_i のうちの弾性部分である。

$$u_i = u_{i0} + \frac{p_i r_i}{k_s} \quad (4)$$

円形鋼製支保の剛性 k_s は次式で定義される (図6参照)。

$$\frac{1}{k_s} = \frac{S \cdot r_i}{E_s A_s} + \frac{S \cdot r_i^3}{E_s I_s} \left\{ \frac{\theta (\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin^2 \theta} - 1 \right\} + \frac{2S \cdot \theta \cdot t_s}{E_s W^2} \quad (5)$$

さらに、鋼製支保の最大耐圧力は次式で表され、降伏後はこの大きさの一定の支保圧を保つ。

$$p_{ssmax} = \frac{3A_s \cdot I_s \cdot \sigma_{ys}}{2S \cdot r_i \cdot \theta \{ 3I_s + X \cdot A_s \{ r_i - (t_s + X/2) \} (1 - \cos \theta) \}} \quad (6)$$

なお、(4)、(5)、(6) 式中の各パラメータは表2を参照されたい。

以上の考えに基づき、表2に示す条件を用いて解析を行い、図7に示す岩盤ならびに支保の荷重—変位曲線を求めた。なお、発破による岩盤の損傷度を考慮するために、破壊後の材料定数 s_r を変化させた。図より s_r が低下、すなわち岩盤の損傷度が大きくなることにより、坑道の変形は増大することがわかる。いま、ロードヘッド掘進坑道について、周辺岩盤を $s_r = 0.20$ とし、支保を $S = 1.35m$ 、 $\theta = 22.5^\circ$ で建付ける

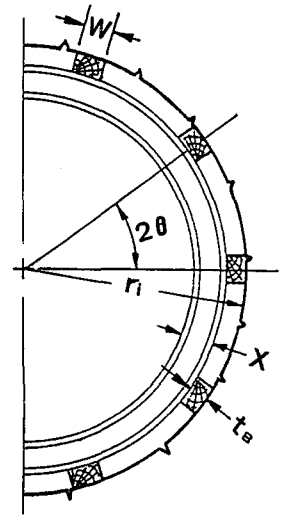


図6 円形鋼製支保棒

とすれば、坑道は約80mmの変形となる。一方、穿孔・発破坑道では $s_r = 0.10$ 、 $S = 0.65\text{m}$ 、 $\theta = 5.625^\circ$ とすれば、坑道の変形はロードヘッダによる場合より少ない約50mmの大きさとなる。また、発破による岩盤の損傷がほとんど無視できると考えられる場合、 s_r が同一とすると、支保枠の建付け間隔の大小やブロッキング（成木）の間隔の大小により坑道の変形量が決まり、建付け間隔が大きく、ブロッキング間隔が大きいロードヘッダ掘進坑道では、発破坑道よりも常に大きな変形が生じることになる。以上のことより、支保枠の建付けの条件が坑道の変形に大きく関係していることがわかる。

4. 結 言

ロードヘッダ掘進による坑道の変形挙動を穿孔・発破掘進による場合と比較検討した。その結果、ロードヘッダを用いた機械掘進であっても、従来の穿孔・発破掘進と差異は見られず、支保の施工に当たっては十分留意し、地山の状態に応じた支保工法を導入する必要があることが明確となった。今後の炭鉱にとって、坑道維持経費の削減は重要な課題である。ロードヘッダ掘進によっても、軟弱な岩盤での従来の支保工法を用いる限りにおいては坑道維持費の削減については、大きく寄与することは困難であると思われるが、坑道掘進速度が大きく向上しており、したがってロードヘッダの採用は、坑道維持を含めた坑道開削の総合的コストの削減に対しては、有効な手段となると考える。

現場測定においては関係各位の多大なご理解とご協力を頂いた。ここに記して謝意を表する。なお、本研究の一部は昭和62、63年度の文部省の科学研究費（一般C）によった。

* 参 考 文 献

- 1)九州炭鉱技術連盟：深部坑道維持技術報告書、昭和63年3月
- 2)松井・一ノ瀬 他：第20回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 269-273、(1988)
- 3)一ノ瀬・内野・松井：九大工学集報、57巻6号、pp. 883-889、(1984)
- 4)一ノ瀬・松井：第7回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、pp. 85-90、(1987)
- 5)岩の力学連合会：ISRM指針、Vol. 2、pp. 21-25、(1982)
- 6)Brauner, G. : グルックアウフ日本語版、14巻13号、pp. 871-875、(1965)
- 7)Everling, G. : Int. J. Rock Mech. Mining Sci., Vol. 1, pp. 319-326、(1964)
- 8)E. フック、E. T. ブラウン共著（小野寺 他共訳）：岩盤地下空洞の設計と施工、土木工学社、昭和60年

表2 解析に用いたパラメータ

初期応力 p_0 ;10MPa、坑道半径 r_i ;2.5m、インタクトな岩石の一軸圧縮強度 σ_c ;10MPa、岩盤のヤング率 E ;2,000MPa、岩盤のポアソン比 ν ;0.25、破壊前の岩盤の材料定数 m ;0.20および s ;0.40、破壊後の岩盤の材料定数 m_r ;0.10および s_r ;0.20,0.15,0.10、鋼製支保のフランジ幅 W ;0.115m、鋼製支保の奥行き X ;0.095m、鋼製支保の断面積 A_s ;36.51 m^2 、鋼製支保の断面2次モーメント I_s ;7.32 $\times 10^{-6}\text{m}^4$ 、鋼材のヤング率 E_s ;2.0 $\times 10^5$ MPa、鋼材の降伏強度 σ_{ys} ;245MPa、支保の建付け間隔 S ;0.65m,1.0m,1.35m、ブロッキング間の角度の半分 θ ;5.625°,11.25°,22.5°、ブロックの厚さ t_b ;0.10m、ブロックのヤング率 E_b ;1.0 $\times 10^4$ MPa、支保建付け前の初期変位 u_{i0} ;0.025m

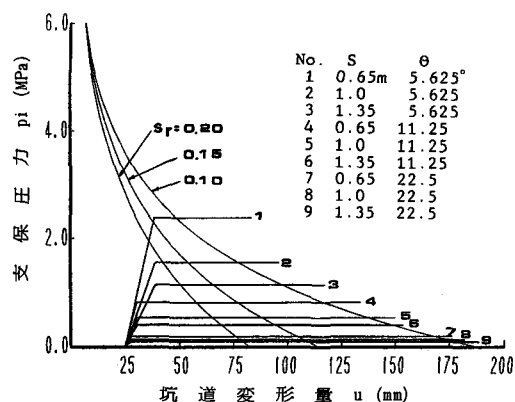


図7 岩盤と支保の荷重-変位曲線