

スロット削孔機とブレーカを用いた硬岩トンネルの 無発破掘削工法に関する研究

STUDY ON NON-BLASTING TUNNELLING METHOD BY SLOT DRILLS AND A HYDRAULIC BREAKER IN HARD ROCK TUNNEL

萩森健治*・古川浩平**・横関義美***・中川浩二****

By Kenji HAGIMORI, Kohei FURUKAWA, Yoshimi YOKOZEKI and Koji NAKAGAWA

Rock tunnelling in urban area where blasting may not be allowed due to vibration or noise is increasing recently. Under these circumstances, rock tunnel is excavated by newly developed non-blasting tunnelling method with slot drilling machine and hydraulic impact breaker. In this paper, the data obtained during actual tunnel excavation by this method is analyzed to find out how to excavate tunnel by this method more effectively. The conclusion of this study is that the cycle time of tunnelling and the reasonable length of slot can be calculated by the rock conditions like uniaxial compressive strength of rock and joints evaluated its spacing. Once the cycle time of tunnelling can be determined as above mentioned, the most effective construction method, as to the arrangement of tunnelling equipment and the corresponded construction period, can be schemed.

Keywords: non-blasting, tunnelling, slot drill, hydraulic breaker, hard rock tunnel

1. ま え が き

近年、都市域の広がりとともに住居近くでのトンネルをはじめとする硬岩掘削工事が増加している。硬岩を掘削するには発破を用いるのが経済性からも工期面からも優れていることは周知の事実である。しかし、住居近くでの発破に対して住民の了承がとれない場合も多い。もちろん住民の了承だけでなく、重要構造物等に接近した工事のため、発破の使用が禁止される場合もある。

このような事情から最近になって硬岩トンネルを無発破で掘削する機会が増大し、それに対応するため多くの機械や工法が開発されている。著者らもトンネルの無発破工法に関して、実施工データや特許情報をもとにして、検討を試みている^{1),2)}。それらによれば、硬岩トンネルの無発破掘削例は最近になって激増しており、無発破で

硬岩トンネルを掘削することに対する需要はかなり大きいものと考えられる。

このような中で最近都市域において堅硬な花崗岩中を近年開発されたスロット削孔機とブレーカを用いて完全に無発破でトンネル掘削が行われた。ここで用いられた無発破工法は全く新しい工法であるため、開発の過程において多くの試験や現場実験により工法の合理化が行われてきた。また実施工に際しては当初手さぐり状態で工事が始まったが、工事の進行に伴い実測データを検討することにより、より効率的な施工法へと改良が加えられた。しかし現状ではまだまだ完成された工法とはいえない。実際、この工法を用いる場合の施工性や機械の配置計画についての実証的なデータは本研究で用いたもの以外はない。

この種の工事の需要は今後増加するものと考えられ、かつ、硬岩を無発破で掘削する工法として現状では本工法は非常に有力な工法と考えられる²⁾。

そこで本研究においてはこの工法により硬岩トンネルを実際に掘削したデータを解析することにより、本工事において行われてきた設計、施工の流れを解明するとともに本工法の合理性を示し、今後の同種施工への指針を得ようとするものである。

* 正会員 工修 (株)奥村組技術研究所主任研究員
(〒559 大阪市住之江区浜口西3-5-8)

** 正会員 工博 山口大学教授 工学部土木工学科
(〒755 山口県宇部市常盤台2557)

*** 神戸市道路公社建設部第一課長
(〒650 神戸市中央区港島中町4-1-1)

**** 正会員 工博 山口大学教授 工学部建設工学科
(〒755 山口県宇部市常盤台2557)

2. 実施工の概要

(1) スロット工法採用の経緯

本研究の対象とした第2新神戸トンネル³⁾は、神戸市の市街地と北神地区を結ぶ新神戸トンネルの交通緩和のために計画されたもので、現在の神戸トンネルの東側に並行して建設された延長約7.2 kmの道路トンネルである。この第2新神戸トンネルの南坑口付近の山岳トンネル区間(2工区)の岩盤は後述するように硬質の花崗岩類であり、掘削は当初発破工法で計画されていた。しかし図-1に示すようにこの区間の一部ではルートの約50 m直上には民家があり、直下5.6 mには北神急行電鉄のトンネルが交差し、さらに新幹線、水路トンネルが近在しているなど構造物が多数近接している。さらに新幹線新神戸駅北側斜面沿いの民家で発破の使用に対する同意が得られなかった。それらのことから当区間においては民家や構造物に影響を与えることなく掘削する意図で、種々の無発破掘削工法が検討された。その結果スロット削孔機を用いる無発破掘削工法が最適であるとの結論に至り、この工法が採用された。

(2) 地質概要

第2新神戸トンネル全域の地質は図-2に示すように全体的に花崗岩類である。トンネルの南側1/3は布引花崗閃緑岩で比較的堅硬であり、トンネルの北側は深層風化の進んだ六甲花崗岩である。

本研究の対象とした2工区の無発破掘削区間は布引花崗閃緑岩が分布しており、諏訪山断層の影響範囲である約55 mの区間を除けば一般に新鮮で硬質である。また、この区間での湧水は少ないと推定された。

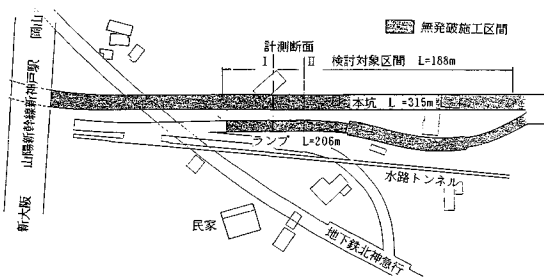


図-1 トンネルの位置

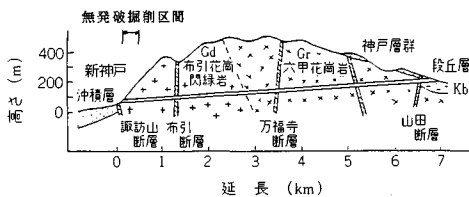


図-2 地質概要

(3) 施工概要

a) 掘削方法

前報¹⁾において著者らは硬岩トンネルの無発破掘削法のプロセスを①自由面の作成, ②1次破砕, ③2次破砕, ④ずり出しの4段階に分類している。

今回採用した掘削工法の概要をこれに従って示すと次のとおりである。

- 1) スロット削孔機によりトンネル外周部と中央部にスロットを削孔し自由面を形成する。
- 2) 1次破砕②は行わず、大型油圧ブレーカにより切羽面を直接打撃し2次破砕③を行った後、ずり出し④を行う。

なお、当初施工したランプ部では一部スロット削孔後液圧破砕装置による1次破砕を行っていたが、3tクラス的大型油圧ブレーカを使用するようになってからは、スロット削孔後直接油圧ブレーカにより岩盤を打撃破砕することにした。

ランプ部では全断面掘削法、ランプの拡幅部および本坑部では上半先進下半ベンチカット掘削法を採用した。

使用機械を表-1に示す。スロット削孔機⁴⁾は1台のドリフタで5連のロッド、ピットに同時に打撃および回転を与える構造となっており、図-3に示すような円形孔が連続した形状の幅60 mm、長さ270 mmのスロットを削孔できる。スロット削孔機のフィード長は2.2 mであるので1掘進長を2.0 mで計画した。施工では5台のスロット削孔機を3ブームおよび2ブームの油圧クローラジャンボに搭載して上半、下半にそれぞれ配置するのを原則とした。油圧ブレーカは重量3tおよび2t

表-1 使用機械

工種	名称	仕様	台数
スロット削孔	スロット削孔機(Ⅱ型)	油圧式5連ドリフト 1台 長さ 2.2m	5
	ベースマシン	37"油圧式 クローラジャンボ	1
破砕	ブレーカ	ブレーカ質量 2,900kg 級	1
		ブレーカ質量 2,000kg 級	1
	ベースマシン	油圧式H ² ホドリ H ² カット容量1.8m ³ 級	1
		油圧式H ² ホドリ H ² カット容量1.6m ³ 級	1

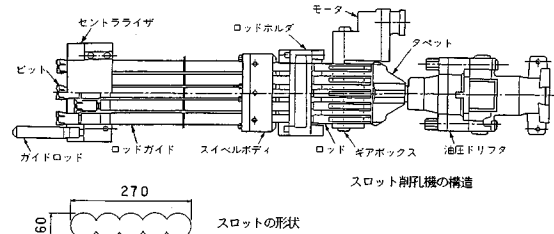


図-3 スロット削孔機

の大型のものを上半および下半に各1台配置した。掘削能率はブレーカ重量に大きく左右されることがこれまでのデータから知られており¹⁾、トンネル内で使用可能な最大級のブレーカを用いている。なおトンネル切羽の作業では横向きあるいは上向きの作業が多くなるため、これに適するようブームを改造した。

b) スロット削孔パターン

機械掘削における施工能率やコストは切羽岩盤の状況や使用機械の能力によって大きく左右されるほか、スロット削孔機を用いる場合にはスロットをどの位置にどの程度配置するかによっても変わってくるが予想される。

本工法で硬岩トンネルを掘削する場合、工程の主な部分はスロット削孔とはつりに費やされる。いま、本工事で対象とした程度の岩盤をスロットなしでブレーカ打撃をしたとしても、ほとんど掘削は不可能である。そこで切羽面にスロットを作成することにより、ブレーカによる掘削が時間的にもまた作業者の精神的にも許容される範囲にまで切羽岩盤を変化させることになる。またこの程度は切羽岩盤の節理等の状況に依存する。

切羽岩盤の状況は実際には各切羽ごとに異なる。そこで、掘削に際しては各切羽ごとにスロット削孔時間とブレーカ破碎時間とをあわせた掘削時間が最も短くなるようにスロット削孔パターンを決定することが重要となる。そのため、スロット削孔のパターンはそれまでの施工で得られたスロット削孔、ブレーカ破碎能率のデータをもとに現場技術者と作業者が検討のうえ決定している。代表的なものを図-4に示す。

ここで外周部のスロットは切羽岩盤の状況のいかんによらずすべての切羽に配置した。これは外周部はブレーカによる打撃が最もやりにくい場所であるうえ、外周部をスロットなしで打撃した場合、打撃エネルギーはその

多くが地山に吸収され、破碎効率が著しく低下するからである。

中央部のスロットは亀裂が少なく強度が大きいと思われる切羽岩盤に対しては多く配置し、逆に亀裂が多く強度が小さいと思われる切羽岩盤に対しては少ない配置とした。また同じ切羽内においても亀裂の位置に応じて部分的にスロットの増減を行った。さらにブレーカ打撃に際して破碎困難となった場合にはスロットを追加したうえでブレーカ破碎を行っている。なお、下半部の掘削においても同様の考え方でスロット削孔パターンを決定した。

3. 収集したデータとその意義

(1) 収集したデータ

本研究では実施工において採集されたデータを解析することにより、本工法の特性を明らかにし今後の施工に役立てることを試みている。採集したデータの概要は以下のとおりである。ここで①, ③, ④, ⑤, ⑥は掘削に際して採取したデータであり、②は掘削終了後データ解析の資料とするため採取したものである。

① 一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm²): ロックシュミットハンマー計測値からの換算値である。切羽全体を6分割し、各分割区間について10回の計測を行い、各区間の測定値のうち大きいものから2つ、小さいものから2つを除いた値の平均値から算出した。

② 節理評価 e_s : 掘削された岩盤の節理等の状況を経験技術者が3人それぞれ独立に5段階評価を行った平均値。なお、亀裂状況の判断は掘削後の該当する側壁の節理の発達状況から判断することを主とすることとした。その5段階の評価を行う基準はBieniawskiの岩盤分類の節理間隔分類⁵⁾を参考に次のものを用いた。

1) 吹付けが行われており、節理間隔は5cm以下(評

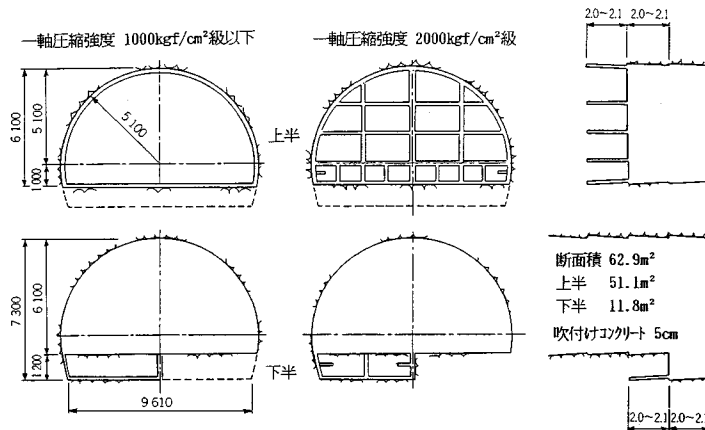


図-4 スロット削孔パターン

価点1)

- 2) 側壁のほぼ全面に節理が発達しており、その間隔は5~30 cm (評価点2)
- 3) 2/3程度の側壁に節理が発達しており、その間隔は30 cm~1 m (評価点3)
- 4) 1/3程度の側壁に節理がみられ、間隔は1~3 m (評価点4)
- 5) 節理間隔は3 m以上でほとんど節理はみられない (評価点5)

③ のみ下り n (cm/min) : 削孔速度の実測値。同じビットで4本のスロットを削孔する間にストップウォッチで実測した削孔速度 (のみ下り) の平均値

④ スロット長 s_i (m) : 切羽に削孔されたスロットの長さ、すなわち切羽にマーキングしたスロット削孔線の延長

⑤ 換算削孔時間 d_i (h) : m ブームのスロット削孔機を用いて削孔したとき、それぞれのブームの削孔時間を合計したもの、すなわち、1ブームのスロット削孔機で削孔したと仮定したときの削孔時間

⑥ 仮想はつり時間 h_i (h) : プレーカによる破碎は3t級プレーカによるものを主としているが時に2t級の応援も得ている。そこでこれまでの実績データから2t級プレーカの能力を3t級のその1/3と考え、3t級の稼動時間 (L) と2t級の稼動時間 (M) の和を3t級のプレーカ稼動時間 (h_i) に次式で換算したものとす。

$$h_i = L + \frac{1}{3} M \quad \text{.....(1)}$$

(2) 収集データの意義と説明

著者らが現場で収集した本工法に関するデータは多々あるが、本研究では上で述べた6種のデータを主として用いる。これらが本工法を理解するうえで最もわかりやすいと考えたからである。

一軸圧縮強度 q_u 、節理評価 e_s は主として地山の状況を表わす因子とすることができる。地山の状況の評価には Barton の Q 値⁶⁾、Bieniawski の RMR 値⁵⁾ などいくつかのものがあるが、本研究の対象とするトンネルはほとんど湧水のない硬岩地山である。そこで硬岩地山の評価の代表的な項目として岩そのものの堅さを表わすと考えられる q_u と節理の程度を表わすと考えられる e_s を変数として採用している。

以上の q_u 、 e_s が地山の状況を表わす因子とすると、スロット長 s_i は本工法での設計を示す代表的な指標である。当然のことながら現場の岩の状況は各サイクルごとに異なる。現場の技術者がこの岩の状況を見、さらに当現場でのそれまでの経験や実測データをもとに、スロット長 s_i をどの程度にすればよいかを決定している。この s_i の決定により、スロット削孔時間、プレーカで

のはつり時間が左右される。

残りの換算削孔時間 d_i 、仮想はつり時間 h_i のみ下り n はいわば施工結果を示している。 d_i および h_i は1台のスロット削孔機、1台の3t級プレーカによる施工時間を示しており、 $d_i + h_i$ を1サイクルに要する仮想施工時間と考える。この仮想施工時間というのは、本工法の特徴をわかりやすいように示すために用いるもので、1台のスロット削孔機、1台の3t級プレーカを用いて施工したとき、スロット削孔、はつりのみに関する施工時間のことである。また実際の施工では複数のスロット削孔機、プレーカを用いるため、スロット削孔、はつりの実施工時間はこれより短い。 d_i 、 h_i がわかれば対象とするトンネルの状況 (断面の大きさ等) から、工期、経済性や施工の能率を考えて、スロット削孔機の投入台数やプレーカの機種、台数をどの程度とすればよいかを求めることができる。

ここでのみ下り n は施工結果として得られる数値であるが、換算削孔時間、仮想はつり時間と若干性質が異なり、媒介変数的性格を有するものであり岩の堅さや節理が削孔に与えた影響を示すと考えられる。

本研究はこのサイクル当たりの仮想施工時間と切羽岩盤の状況との関係を見出すことが主目的であるといえる。すなわち、

$$s_i = F_1(q_u, e_s) \quad \text{.....(2)}$$

$$n = F_2(q_u, e_s) \quad \text{.....(3)}$$

$$d_i = F_3(q_u, e_s) \quad \text{.....(4)}$$

$$h_i = F_4(q_u, e_s) \quad \text{.....(5)}$$

$$d_i + h_i = F_5(q_u, e_s) \quad \text{.....(6)}$$

で示される関数形 $F_1 \sim F_5$ を決定することが主たる目的である。

4. 実施工結果の検討および考察

(1) 実施工の経過

最初に施工したランプ部では途中での機種の変更や掘削断面の変化など施工条件が一定ではなかったが、ランプ部の貫通後に掘削を行った本坑ではこれらの条件がほぼ一定となった (図—1 参照)。そこで本坑上半部の約190 m 区間の施工結果を本研究での検討の対象と考えた。また、この区間についての上記諸データを施工サイクル順に並べたものが図—5 である。実際の検討対象は設計掘削断面が一定になってから (No. 6 以後) の区間のうち、一軸圧縮強度が最後に1000 kgf/cm² 以上を示した切羽 (No. 97) までである。

図によると q_u は途中凹凸はみられるものの当初の2000 kg/cm² から進行とともにしだいに低下している。またのみ下がり n はこれとは逆にしだいに増加する傾向がみられ、両者には逆相関がみられる。 e_s 、 s_i 、 d_i 、

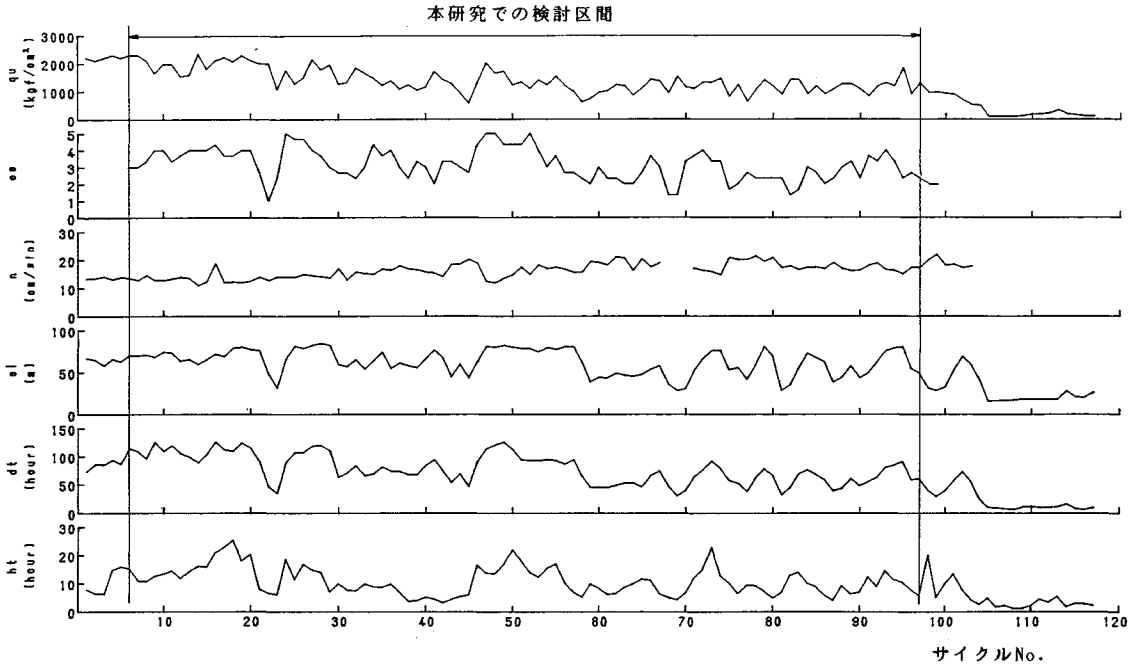


図-5 施工サイクル順に描いた各種データ

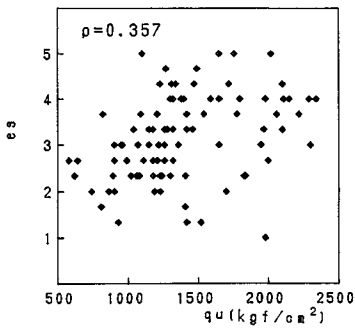


図-6 q_u と e_s の相関図

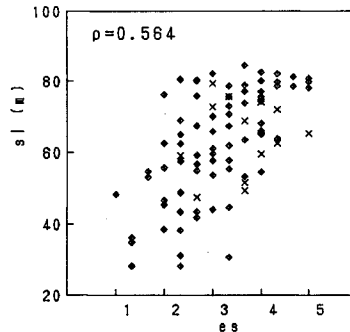


図-7 e_s と s_l の相関図

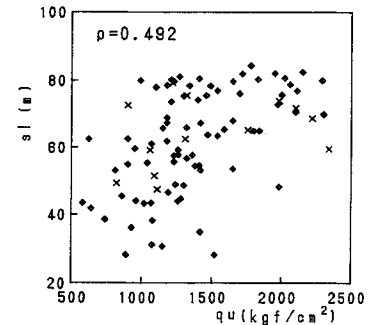


図-8 q_u と s_l の相関図

h_t は No. 22, 23 での低い値、その直後の高い値、さらには No. 45~No. 55 での高い値などよく似た傾向がみられ、これらの間の相関性が高いことが予想される。

(2) 地山の状況とスロット周長との関係…関数 F_1

図-6 に本研究で地山の状況を表わす因子と考えた節理評価 (e_s) と一軸圧縮強度 (q_u) の相関を示す。 e_s と q_u とはある程度の相関を示すもののその相関係数の値は小さく ($\rho = 0.357$) ほぼ節理と強度という岩盤の異なった性質を表わしているものと考えることができる。

図-7, 8 に節理評価 (e_s)、一軸圧縮強度 (q_u) とスロット周長 (s_l) との関係を示す。

この現場で当初の s_l の決定を下した者とシュミットハンマーにより q_u を測定した者は別人であり、実際に

は施工サイクル上 s_l をあらかじめ決定し、削孔作業を行っている間に q_u の測定が行われた。そのため q_u の測定結果は基本的には s_l の決定に直接影響を与えていない。また節理評価 (e_s) は施工完了後、各切羽と側壁の写真を見て技術者が判断を下した結果であり、 s_l の決定には考慮されていない。しかし、 s_l の決定者は、前回のサイクルの q_u と削孔に伴うのみ下がりやはつり時間などの情報を得ており、またこれから削孔する切羽の状況を実際に観察している。そしてこれらの情報を総合判断して s_l の決定を行ったと考えられる。

図-7, 8 中に◇で示したものは s_l の当初設計のまま施工されたものであり、×で示したものはブレイカによる破碎困難が生じたため追加スロットを行った合計の

s_i に対応するものである。ここで◇印に対する e_s-s_i , q_u-s_i の相関係数が 0.604, 0.524 であるのに対して, 図中に示す◇, ×両者を加えた場合のそれらは 0.564, 0.492 と低下している。

q_u, e_s を用いて s_i の重回帰分析を行った結果, s_i の回帰式は当初設計のまま追加スロットなしで施工されたサイクルに対し,

$$s_i = F_1(q_u, e_s) = 17.81 + 8.15 e_s + 0.0139 q_u \dots (7)$$

追加スロットを行ったサイクルを含めた全サイクルに対し,

$$s_i = F_1(q_u, e_s) = 23.47 + 7.21 e_s + 0.0116 q_u \dots (8)$$

となる。このときの重相関係数 $\rho = 0.697$ から $\rho = 0.644$ と低下している。このことは当初 s_i の設計が e_s, q_u を参考にしてきたことに対し, 実施工においてはそれ以外の要因によりスロットの追加が必要になったものと思われる。

この追加スロットの施工状況を詳細に検討すると, その大部分がスロット深さが 1 m 未満のものである。すなわち, プレーカで施工中にプレーカでの破砕が非常に困難あるいは不可能になったため, 追加スロットの施工を行ったと考えられる。上記の e_s や q_u は切羽面での値であった。しかるに, プレーカ破砕の進行に伴い岩盤状況が変化し, その結果追加スロットが必要とされたものであり, s_i と切羽面での e_s や q_u との相関が小さくなったのは妥当な結果と考えられる。

またもともと切羽中央部のスロットはそのままでは岩の強度と節理の状況からしてプレーカによる破砕が困難なものを自由面を増やすことによって破砕可能とするためのものである。すなわち, 節理の発達の不足をスロットで補うという性質をもスロット設計は有しており, s_i と e_s の相関が s_i と q_u のそれに対し若干高くなる傾向にあることが肯定できる。

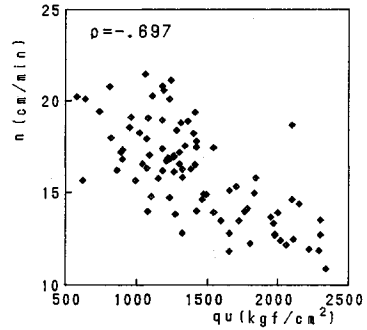
スロット周長 s_i の設計にあたっては最大の場合でも 80 m 程度より特に大きくならない配置とすることを一つの基準としており, このことを考慮したうえで当初設計の s_i は e_s と q_u をもとにして決定されたと推定できる。

(3) 地山の状況とのみ下がりとの関係…関数 F_2

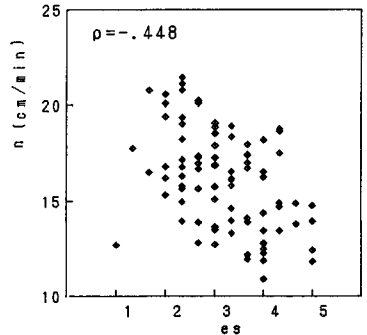
図—9 に一軸圧縮強度 (q_u) とのみ下がり (n) との相関を, 図—10 に節理評価 (e_s) と n との相関を示す。図から明らかなように q_u や e_s が大きくなると n が小さくなるのがわかる。その相関の度合は e_s よりも q_u の方が大きい, いずれにしても n は両者の影響を受けていることがわかる。 q_u, e_s を用いて n の重回帰分析を行った結果は次のように表わすことができる。

$$n = F_2(q_u, e_s) = 23.33 - 0.00365 q_u - 0.653 e_s \dots (9)$$

ここに重相関係数 $\rho = 0.728$ であり, n は q_u と e_s , 中



図—9 q_u と n の相関図



図—10 e_s と n の相関図

でも q_u でほぼ表わすことができると考えられる。

(4) 地山の状況, スロット周長と施工時間との関係…関数 F_3, F_4

図—11, 12, 13 に節理評価 (e_s), 一軸圧縮強度 (q_u) およびスロット周長 (s_i) と削孔時間 (d_t) との相関を示す。いずれも相関係数 ρ が 0.667, 0.699, 0.868 と高く, 相関があるものと認められる。これは e_s, q_u が高くなれば s_i が増加し, またのみ下がり n が小さくなることからして納得のいくところである。

また, q_u, e_s あるいは q_u, e_s, s_i を用いて d_t の重回帰分析を行った結果は次式で表わされる。

$$d_t = F_3(q_u, e_s) = -10.313 + 0.0323 q_u + 13.066 e_s \dots (10)$$

$$d_t = F_4(q_u, e_s, s_i) = -34.15 + 0.0205 q_u + 6.342 e_s + 1.016 s_i \dots (11)$$

ここに, 重相関係数 ρ はそれぞれ 0.830 および 0.940 で, d_t は q_u, e_s あるいは q_u, e_s, s_i で表わされることがわかる。

図—14, 15, 16 に e_s, q_u, s_i とはつり時間 (h_t) の相関を示す。 e_s-h_t は $\rho = 0.608$, q_u-h_t は $\rho = 0.497$ と e_s-h_t の方が相関性は高い。図には示していないが追加スロットを設けなかったサイクルのみについて求めた相関係数は e_s-h_t では $\rho = 0.593$, q_u-h_t では 0.487 であり,

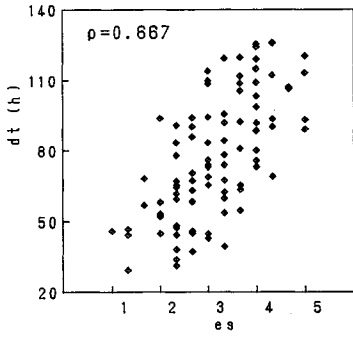


図-11 e_s と d_t の相関図

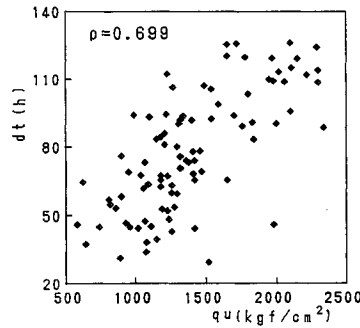


図-12 q_u と d_t の相関図

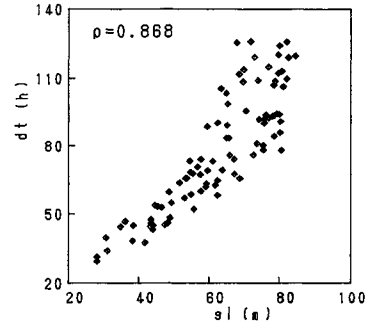


図-13 s_l と d_t の相関図

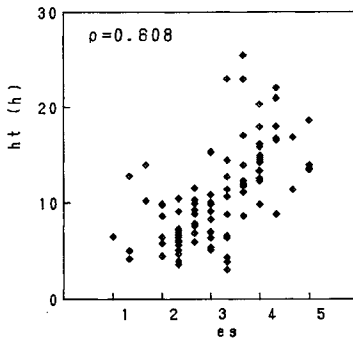


図-14 e_s と h_t の相関図

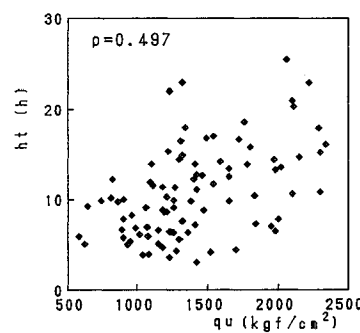


図-15 q_u と h_t の相関図

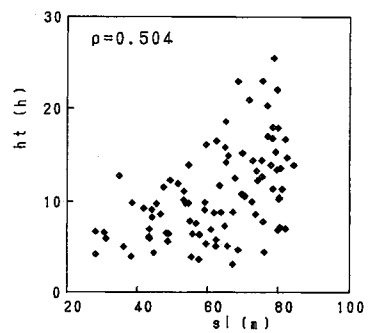


図-16 s_l と h_t の相関図

追加スロットによってほとんど変化しないが、若干高くなる方向にある。これは先の図-7, 8にみられた追加スロットによって e_s - s_l , q_u - s_l の相関係数が低下するのとむしろ逆の方向である。このことは追加スロットを決定する作業員が q_u , e_s の程度に対する h_t をあらかじめ評価しており、その方向へ近づけるよう s_l の追加を行ったものと思われる。

一方、 s_l - h_t については $\rho=0.504$ の正の相関が得られている。図には示していないが、追加スロットを設けなかったサイクルのみについては $\rho=0.534$ で、追加スロットを設けることにより h_t と s_l の相関は小さくなっている。しかしいずれにしろ、 s_l と h_t とは正の相関にある。いま同一の切羽をブレーカで打撃破碎する場合 s_l を大きくすれば h_t は小さくなるはずである。また図-14, 15にみられたように e_s , q_u の増加に対しては h_t は大きくなっている。すなわち、本来スロットはそのままではブレーカ破碎が困難な切羽に自由面を設けることにより破碎可能とするためのものである。そこでは d_t と h_t を加えたものが最小となる方向でスロットは設けられる。そのため q_u , e_s が高くなれば s_l は高くなり、それによって d_t は高くなるが、 h_t が小さくなるかあるいは高くない傾向をみせれば s_l の設計、施工は論理的に矛盾がなくなる。しかし、先にみたように s_l と

h_t とは正の相関があり、このことは s_l を大きくすれば h_t が大きくなるという一見奇妙な関係となる。

しかしすでに(2)で述べたように、追加スロットを施工した部分や s_l が大きいところは本来岩が非常に堅硬でスロットなしでは破碎困難な部分である。こういった部分でははつりに要する時間は多くなるのが当然であり、逆に s_l が過小であったと考えることも可能である。しかし現場での作業時間のバランスを考えると d_t を極端に大きくして h_t を小さくすることが施工全般からみて合理的かどうかの判断は難しく、現場の状況からすると、スロットとはつりにバランスのとれた負担をかけるのがいろいろな面で合理的と判断したものと考えられる。

s_l が大きい、すなわち e_s や q_u が大きい部分では d_t や h_t が大きくなるのは当然であり、スロット削孔とはつりの最適分配をどうするかの問題となる。このとき e_s , q_u , s_l と d_t の相関が大きく、 h_t との相関が d_t より小さいのは岩が硬くなると s_l を大きくすることが何より重要であり、スロットなしでは破碎が不可能なことを示唆している。逆に h_t との相関が小さいのは、はつり時間にはいろんな要因が複雑に絡み合っているためであろうと考えられる。

また、 q_u , e_s , s_l を用いて h_t の重回帰分析を行った

結果は次式となる。

$$h_t = F_4(q_u, e_s) = -2.918 + 0.00375 q_u + 2.678 e_s \dots\dots\dots (12)$$

この重相関係数 $\rho = 0.678$ で、この重回帰式には s_i が現われていない。これは用いたデータの s_i が q_u, e_s によってかなり支配されていると同時に、前述のように q_u, e_s に対して作業員により評価されたある h_t に近くよう s_i が変更されており、 h_t の回帰に有効なデータが得られなかったためと考えられる。

(5) 仮想施工時間・関数 F_3

前節までの検討の結果、 q_u, e_s が与えられれば s_i が決定され、実際のブレイカ破碎に際して s_i の追加はあるが、 d_t, h_t が推定されることが示された。しかし、実施工が q_u, e_s おのおの s_i, d_t, h_t との組合せで成り立っている以上、これらを組み合わせた変数で施工全体をみる必要がある。

地山状況として e_s と q_u を用い、すでに式 (7) で示した、 q_u と e_s による s_i の重回帰分析を行った結果の $F_1(q_u, e_s)$ と d_t, h_t との相関を図—17, 18 に示す。すでに示した e_s および q_u と d_t との関係 (図—11, 12) と e_s および q_u と h_t との関係 (図—14, 15) とを比べればわかるように、 d_t との相関の方が h_t との相関より大きく、この図—17, 18 はその結果を反映している。

図—19 は $F_1(q_u, e_s)$ と $d_t + h_t$ の相関を示している。この ρ は 0.839 と非常に高く、図—19 から線形関係にあることは明らかに認められる。すなわち、地山の状況としての e_s, q_u がわかれば 1 サイクルの仮想施工時間 $d_t + h_t$ が推定できることを意味する。すなわち本工事において s_i は $F_1(q_u, e_s)$ を参考に決定されており、また仮想施工時間 $d_t + h_t$ も $F_1(q_u, e_s)$ と良い相関を有していることが示された。このことは、工期と経済性およびトンネルの断面形状などを考慮したうえでスロット削孔機を何台投入し、かつブレイカとしてどの程度の大きさのものを投入すれば良いかが決定できることを意味する。

(6) サイクルタイム推定の方法

以上の検討結果により、地山の q_u, e_s と s_i, d_t, h_t との関係が明らかになった。このことは、地山の状況としての q_u, e_s がわかれば、1 サイクルの仮想施工時間 $d_t + h_t$ が推定できることを意味する。しかし、実際のサイクルタイムを求めるためには、これらの時間以外にずり出し、吹付けコンクリート、ロックボルト、測量、休憩打合せ、故障による休止等の時間をも見込む必要がある。これらの時間についての実測値を支保パターン別に平均した値を表—2 に示す。

パターン A, B, C は今回の施工区間で適用された支保パターンであり、パターン A の方が硬岩側である。またここでは本論文の主たる検討対象区間外であるパターン C の資料も参考とするため、これの含まれている本坑全区間のデータを示している。なお、スロット削孔には、3~5 台のスロットドリルを使用しており、ここに示すスロット削孔時間は、 m 台で削孔したときの時間として示す。

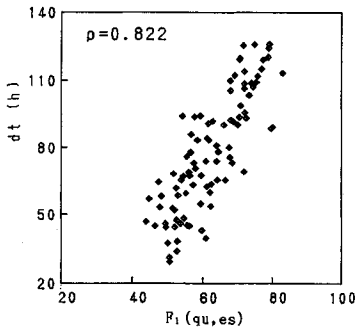
表より、サイクルタイムの合計時間 (T) に対するスロット削孔時間 (d_t/m) とはつり時間 (h_t) の合計の比率 ($(d_t/m + h_t)/T$) は、岩質が悪いほど小さくなる。図—20 にスロット周長 (s_i) とこの比率 ($(d_t/m + h_t)/T$) の関係を示す。この図よりわかるように、この比率は s_i に比例するかのようであり両者の関係は仮に次式で表わすことが可能である。

$$\frac{(d_t/m) + h_t}{T} = 0.0115 \times s_i \dots\dots\dots (13)$$

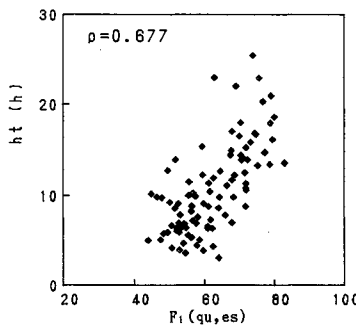
ここで s_i, d_t, h_t は式 (7), (10), (12) で e_s, q_u の関数として与えられ、これを用いると式 (13) は次のように書き換えられる。

$$T = \frac{(F_3(q_u, e_s)/m) + F_4(q_u, e_s)}{0.0115 F_1(q_u, e_s)} \dots\dots\dots (14)$$

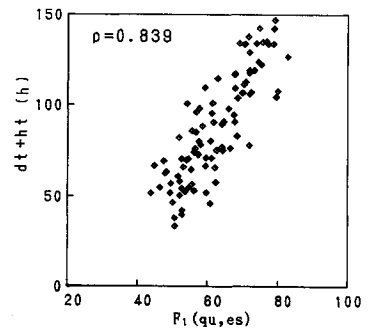
以上の結果、節理による岩盤評価 (e_s) と一軸圧縮強度 (q_u) がわかれば、式 (7), (10), (12) から s_i, d_t, h_t を推定でき、さらに m 台のスロットドリルを用いた



図—17 $F_1(q_u, e_s)$ と d_t の相関図



図—18 $F_1(q_u, e_s)$ と h_t の相関図



図—19 $F_1(q_u, e_s)$ と $d_t + h_t$ の相関図

表-2 支保パターン別施工数量, 時間

数量	支保パターン		
	A	B	C
	(m)	(m)	(m)
施工延長	32.8	177.7	63.7
進行長	2.0	2.0	1.5
スロット周長 (sl)	66.0	60.0	29.0
	(h)	(h)	(h)
スロット削孔時間 (dt/m)	39.1	22.1	4.9
ハツリ時間 (ht)	17.6	11.5	2.6
ずり出し	5.5	4.8	2.4
吹付けコンクリート	1.3	1.3	2.8
ロックが	0.0	0.0	2.0
測量	1.3	1.2	1.3
休憩・打合せ	7.2	5.9	3.0
故障による休止他	2.5	2.8	2.9
合計 T	74.5	49.6	21.9
(dt/m+ht)/T	0.76	0.68	0.34

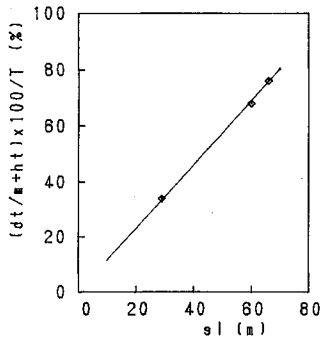


図-20 スロット削孔時間とはつり時間の合計とスロット周長との関係

場合のサイクルタイム合計時間 T が推定できる。

工事施工前であれば、たとえばボーリングコアが得られれば、このコアから e_s , q_u を求めることにより、これらの時間を推定することが可能である。

(7) 施工例の検討

本工法を別の現場で適用するとき、どのような設計を行えば合理的な施工が行えるのかを考察する必要がある。本工法に限らずトンネル施工においては、地山の状況を事前に把握して、最適な設備配置、および設計を行うことが重要である。

本工法を用いてかなりの区間にわたって施工された例は本工事を除いてほかにない。そこで例として本工事途中で岩盤試験を行った区間があるため、その区間の施工結果を例にとり検討する。

本工事では、ランプ部を約 100 m 掘進した時点で、図-1 に示すように、ランプ側から掘削前の本坑側にむけて、2 断面で計測用のボーリングを計 6 本削孔している。このボーリングコアにより一軸圧縮強度、RQD を測定し、ポアホールを利用して、速度検層、地中変位測定、形取りパッカーによる節理調査、透水試験を行って

表-3 計測結果一覧

断面	ボーリング No.	RQD	節理間隔 (cm/本)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性波速度 V _p (km/s)	地中変位 (mm)
A	1	74	42	1,113	4.3~4.6 (4.4)	0.21
	2	69				
	3	65				
B	1	62	22	1,104	2.0~4.6 (3.0)	0.44
	2	67				
	3	67				
平均		67	32	1,109		

表-4 サイクルタイム計算値と実績値の比較

	計 算 値	実 績 値
岩 一軸圧縮強度 (q_u)	1,109 kgf/cm ²	1,149 kgf/cm ²
質 節理解値 (e_s)	3.0	3.4
スロット周長 (sl)	58.0 m	59.4 m
削孔時間 (dt)	66.5 h	59.3 h
ハツリ時間 (ht)	9.3 h	9.7 h
ドリル台数 (n)	3 台	5 台
合計サイクルタイム (T)	47.2 h	33.9 h
合計施工日数	47.2 日	33.9 日
		3.1 台
		44.2 h
		4月21日~6月11日
		稼働日 41 日

いる。なお、本坑、ランプの壁間距離は 8~8.5 m である。

そこで、このボーリングデータをもとに、この 2 断面を中心とした約 40 m 区間の本坑の施工時間を推定し、実際の施工時間と比較検討する。この区間の本坑のサイクル No. は No. 70~No. 89 の 20 サイクル分に相当する。

2 断面での主な計測結果を表-3 に示す。B 断面では、両トンネルの中間付近で粘土をはさむ 1~2 cm 幅のシームがみられ、この部分の 1 m 区間の V_p が 2.0 km/s と遅く、節理も A 断面に比べやや多い。この区間 40 m の平均値として、 $q_u=1109$ kgf/cm²、節理間隔を 32 cm とすれば、前述の節理区分では、 $e_s=3$ に相当する。

そこで、この値をもとに式 (7), (10), (12), (14) で計算した s_i , d_i , h_i , T の値と実績値をまとめて表-4 に示す。なお、合計施工日数の計算にあたっては、1 掘進長を 2.0 m、1 日当たりの作業時間を昼夜で 20 時間として、40 m 区間の施工日数を求めた。

表より、計算値は実績値とかなりよく一致していることがわかる。実績ではスロットドリルの台数は平均 3.1 台であったが、5 台のドリルがフル稼働すれば、約 40 % 能率が向上したと推定される。

上述の計算の基礎となったデータはこの現場のデータであり、この計算値と実績値が一致するのは当然だと考えられる。現状では本工法で掘削した例が 1 例しかないため他の例を参考にすることができないが、新しいトンネルの掘削計画に際してこのような資料をもとにさらに詳しい計画を立案し、合理的な掘削計画を立てることが

可能である。

5. あとがき

本研究はスロット削孔機とブレイカを用いて、硬岩トンネルを無発破掘削する全く新しい工法について、実施工現場における実測データをもとに論じたものである。近年の状況を見ると、硬岩トンネルを無発破で掘削する機会は大きく増加するものと考えられ、本研究の着目点もこのような施工をいかに合理的に行うかにある。

本工法での本格的な施工は今回の工事が初めてであり、データはむろん1種しかなく、このデータで別の現場へ即適用できるかは現時点では即断できない。たとえば本工事においては s_1 の決定が最適のものであったかどうかについては今後の検討を必要とする。しかし本研究の結果は、現場の担当者も含めて、経験から得られた漠然とした感覚とよく合致している。このことは本研究で示した手法を用いることにより、本工法による工事を合理的に施工でき、かつ、工期に関してもあらかじめかなりの程度予測できることを示していると考えられる。

本研究で得られた結論は、地山の状況を一軸圧縮強度と節理の多少を基準に評価した節理評価とでもって規定すれば、スロット周長や1サイクルの施工時間が決定できることにある。この1サイクルの施工時間が決定できれば、設備配置や工期はそれに応じた最適な決定が可能である。

今後、本工法による施工を積み重ねることにより、より精度の高い予測や設計が可能とするよう試みるつもりである。

本研究を行うにあたり、各種の資料を快く提供して頂いた関係各位に感謝致します。また本論文をまとめるにあたり、山口大学工学部 中尾絵理子教務員の助力を得た。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 本田裕夫・萩森健治・古川浩平・中川浩二：硬岩トンネルの無発破掘削に関する研究，土木学会論文集，第379号/VI-6，pp.55～64，1987年3月。
- 2) 中川浩二・古川浩平・萩森健治・村上 進：実施工からみた硬岩トンネルの無発破掘削法に関する特許情報の検討，土木学会論文集，第403号/VI-10，pp.209～217，1989年3月。
- 3) 横関義美・牧野卓三：第2新神戸トンネルにおける硬岩の機械掘削，土木施工，29巻10号，pp.21～29，1988年10月。
- 4) 渡辺英志：スロットさく孔の能率化，資源・素材'88（熊本）資源・地下開発の自動化分科会，pp.16～19，1988年10月。
- 5) Bieniawski, Z. T. : Geomechanics Classification of Rock Masses and its Application in Tunneling, Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mech., Vol.2, Part A, pp.27～32, 1974.
あるいは土木学会：トンネルにおける調査・計測の評価と利用，土木学会，pp.58～59，1987。
- 6) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. : Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mech., Vol.6, No.4, pp.189～236, Springer-Verlag, 1974.
あるいは土木学会：トンネルにおける調査・計測の評価と利用，土木学会，pp.56～58，1987。

(1989.8.28・受付)