

(34) 変位計測結果を用いたNATMにおける施工時支保設計の評価法に関する研究

(株) 大本組 技術研究所 正会員 鈴木昌次
 山口大学 工学部 社会建設工学科 正会員 古川浩平
 日本道路公団 広島建設局 正会員 日永田雅司
 山口大学 工学部 社会建設工学科 正会員 中川浩二

An Evaluation of the Support Design under Tunnel Construction with Mesured Displacements

Shoji SUZUKI , OHMOTO-GUMI Co.,LTD.
 Kohei FURUKAWA, YAMAGUCHI UNIV.
 Masashi HIEIDA, J.H.P.C.
 Koji NAKAGAWA , YAMAGUCHI UNIV.

Abstract

This study aims at development of a new support design method under tunnel construction by NATM. As the first step of this study, We estimate the side pressure coefficients and elastic constants of the ground by the back-analysis of measured displacements in tunnelling. The back-analysis includes nonlinearity of rocks, support effects and so on. On the basis of the obtained results, the initial state of the ground and the propriety of the conventional support design are discussed.

1. はじめに トンネルでの設計法は従来から経験的手法と解析的手法に大別されており、それぞれに得失がある。岩盤分類に代表される経験的手法では、岩盤の評価が多くの場合に技術者による観察に基づくことから、本質的に技術者の主観に依存した不確定さを含む。さらに、客観的な数値として物理的諸量を推定することは非常に困難である。しかしながら、施工の安全、迅速性および解析的手法における精度の問題等を考えると、経験的手法は比較的現実性を有し、施工時には多くの場合に経験的手法による設計が行われている。ところが、経験的手法の場合は設計された支保形態の妥当性に関する客観的評価は一般に困難である。

日本道路公団により発注されたNATMによる道路トンネルでは、表-1に示す岩盤等級に対応した標準支保パターン¹⁾に沿って支保設計が行われている。本研究ではこの点に着目し、計測結果から解析的に得られた地山物性値を標準支保パターンごとに分類する。その上で、地山特性を初期地山応力比に着目して論じる。また、支保効果を含む地山の等価な変形係数に基づいて現状の経験的な支保設計の妥当性を論じる。さらに、経験的手法の範囲内で簡易な解析的手法に適用できる物性値を推定し、施工時の支保設計をより合理的に行う方法を検討する。なお、本研究では中国地方における花崗岩を主とする地山に発破掘削によるNATMで施工されたトンネルから施工実績を求めた。

表-1 標準支保パターン (文献1)を一部加除)

岩盤等級	掘削工法	掘進上長半m	ロックボルト			鋼製支保工			吹付厚cm	覆工厚(cm)	
			長さ(m)	周方向施工間隔(m)	延長方向施工間隔(m)	上半部	下半部	建込間隔(m)		アーチ側壁	インバー
A			特 に 定 め な い								
B	上半工法	2.0	3.0	1.5	2.0	—	—	—	5	30	0
C _I	上半工法	1.5	3.0	1.5	1.5	—	—	—	10	30	0
C _{II}	上半工法	1.2	3.0	1.5	1.2	125H	—	1.2	10	30	0
D _I	上半工法	1.0	4.0	1.2	1.0	125H	125H	1.0	15	30	45
D _{II}	上半工法	≤1	4.0	1.2	1.0以下	150H	150H	≤1	20	30	50

2. 等価地山定数の推定 ここでは、変形係数と地山応力比を未知変数とした最適化問題へ

の置き換えによる逆解析を行った。すなわち、トンネル内壁における計測変位と境界要素法による解析変位が一致する地山の变形係数と初期応力比を求めるものである。本研究では掘削後に支保工が建て込まれ、地山が安定した状態での支保形態に応じた相対的な地山定数を求めることを目的とする。また、施工時の管理は一般に計測変位に対してなされていることから最終計測値を用いている。なお、ここでは地山を岩盤の非線形性と支保効果を総合した等価弾性体と考えているため、以下では解析で得られた定数を等価変形係数、等価地山応力比と呼ぶ。最適化問題の解法においては最適化サブルーチン「COPEs」²⁾を用いた。目的関数と制約条件を下式(1)に示す。

$$\text{目的関数：} |\delta_v - \zeta_v(E_{eq}, K_{eq})| \rightarrow \min \quad \text{制約条件：} |\delta_h - \zeta_h(E_{eq}, K_{eq})| \leq \varepsilon \tag{1}$$

E_{eq} ：等価変形係数(MPa), K_{eq} ：等価地山応力比, δ_v ：計測天端沈下量, δ_h ：計測内空変位量
 $\zeta_v(E_{eq}, K_{eq})$ ：天端沈下量(解析解), $\zeta_h(E_{eq}, K_{eq})$ ：内空変位量(解析解 $\times 2$), ε ：許容誤差(0.4mm)
境界要素モデルは偏圧等の特殊条件が無い場合を想定してトンネル中心軸に対象な平面歪モデルとしている。岩盤のポアソン比は0.25を用いた。地山の初期鉛直応力 σ_{v0} は土被り厚Hに多くの部分を支配されると考え、下式(2)を用いた。また、単位体積重量 γ は火成岩の代表値として0.026MN/m³を用いた。

$$\sigma_{v0} = \gamma H \tag{2}$$

以下では、得られた等価地山定数を用いて地山特性および支保パターンの妥当性について論じる。解析では、前述のトンネル8本における118測点でのデータを用いた。支保パターン別の内訳を表-2に示す。なお、以下では表-1のA~D_{II}の記号で支保パターンを記す。

3. 等価地山応力比と掘削深度の関係 図-1は土被り厚と等価地山応力比を示したものである。図中のRは相関係数、曲線は下式(3)の回帰式である。

$$K_{eq} = 0.113 + 0.54 \log_{10}(H) \tag{3}$$

図より、等価地山応力比は0.5~2.0の範囲でばらついている。吹き付けコンクリートとロックボルトで支保されたトンネルに対する既往の研究³⁾でも同様の結果が得られている。また、日本国内の実測結果から初期地山応力比は深度500m以浅では1前後あるいはそれ以上のものが多いことが示されている⁴⁾。

以上のことから、一般にトンネルが掘削される深度500m以浅では、0.5~2.0の地山応力比を示し、等価地山応力比は支保形態に関わらず初期地山

応力比と近似的な値をとると考えられる。なお、等価地山応力比は前述のようにかなりばらついているが、試みに求めた回帰曲線では、土被り厚の増加に伴って等価地山応力比も増加し、ほぼ1.5に漸近していくようである。
中国地方の花崗岩地山

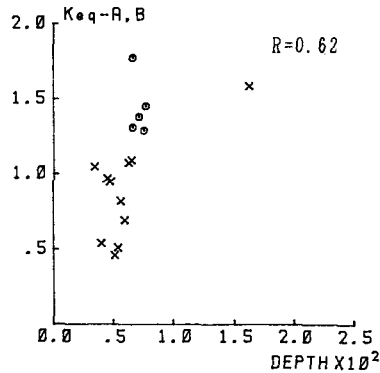


図-2 土被り厚とKeq(A, B)の関係

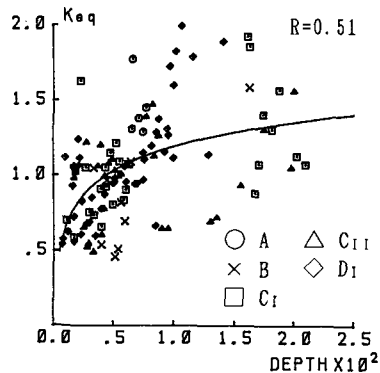


図-1 土被り厚とKeqの関係

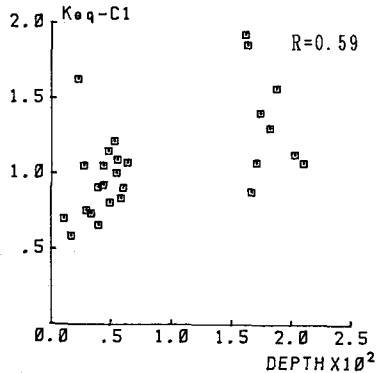


図-3 土被り厚とKeq(CI)の関係

での地圧応力測定結果によれば、深度約365mの地点で1.48と報告された例がある⁵⁾。式(3)によれば、該当深度での推定値は1.49であり、ほぼ同一値を与えている。

ところで、図-2～図-5は等価地山応力比を支保パターン別に示したものであるが、 D_1 に

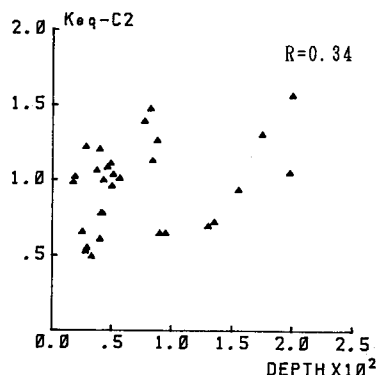


図-4 土被り厚と $Keq(C_{11})$ の関係

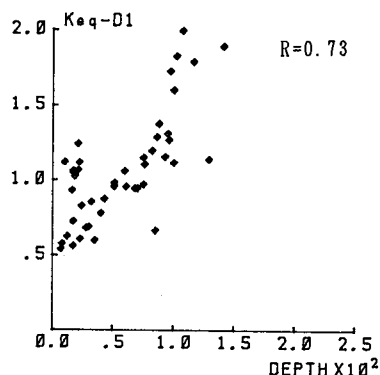


図-5 土被り厚と $Keq(D_1)$ の関係

着目すると図-5に示すように、深度の増加に対して地山応力比が増加するという比較的相関のよい結果が得られている。これに対して、 $A \sim C_{11}$ では若干の増加傾向が見られるものの支保パターンに関わらずばらつきが大きい。図-5は200m以浅の範囲では深度の増加に従って、鉛直応力の増加に対する水平応力の増加割合が大きくなるという関係を示している。上記はデータ数としても十分とは言えないため明確に説明することは困難である。しかし、一般に地圧計測は D_1 が採用されるような比較的破砕の進んだ岩盤で実施困難である。また、筆者らの知る範囲内でこのような岩盤状況での地山応力比を特に論じた例がない。このため、比較的破砕の進んだ岩盤では、深度に対する地山の水平応力の増加割合が岩盤状況の良好な地山に比べて大きくなり、深度の増加に伴って地山応力比が0.5～2.0の範囲で増加すると考えることも一つの可能性として残されるであろう。

4. 等価変形係数による支保パターンの評価 本節では、等価変形係数を用いて支保パターンの妥当性を論じる。図-6は横軸に土被り厚、縦軸に等価変形係数を取り、両者の分布関係を示したものである。図中の R は相関係数、曲線は下式(4)の回帰式である。

$$\log_{10}(E_{eq}) = 1.00624 \times \log_{10}(H) + 1.70938 \quad (4)$$

図より、土被り厚と等価変形係数には良い相関関係があることがわかる。ここで、

図-7～図-10は、支保パターン別に等価変形係数と土被り厚の関係を示したものである。また、表-3は、探索的データ解析法⁶⁾に基づいて整理した上下ヒンジ範囲(中央値を中心としてデータの約50%が含まれる)と中央値、および図に示す回帰曲

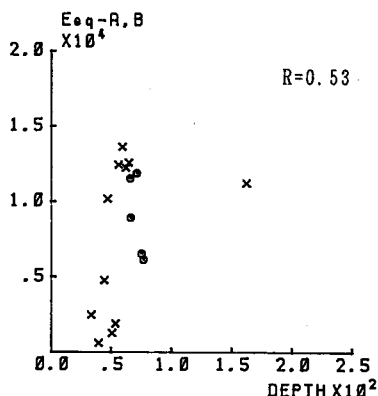


図-7 土被り厚と $E_{eq}(A, B)$ の関係

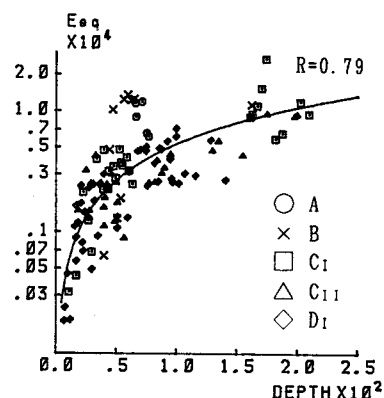


図-6 土被り厚と E_{eq} の関係

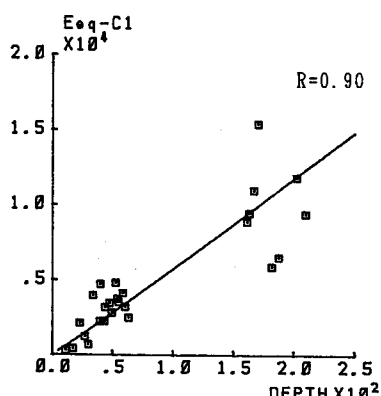


図-8 土被り厚と $E_{eq}(C_1)$ の関係

線を示したものである。

なお、図ではデータの分布における外れ値（探索的データ解析法における特異データ）を除外している。まず、図-7に示すA、Bはデータ数が少なく明かな傾向として示すことは困難であるが、図-8～図-10のC_I、C_{II}、D_Iに見られるような土被り厚

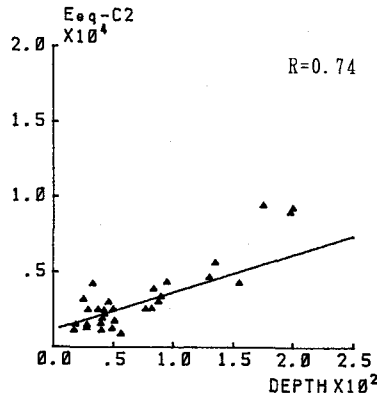


図-9 土被り厚とEq(C_{II})の関係

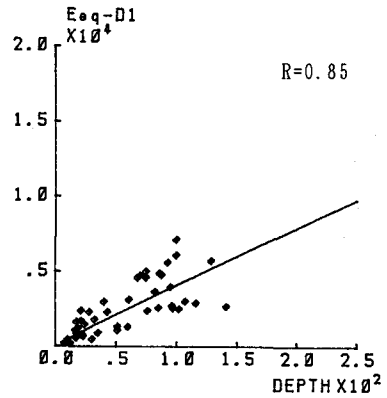


図-10 土被り厚とEq(D_I)の関係

に対する等価変形係数の比例関係は見られない。等価変形係数は発破による緩みや岩盤の非線形性、支保効果等を含めた総合値である。しかし、それぞれの支保パターンは、ほぼ同様な岩盤状況に対して施工されていると考えられる。このことから、発破

表-3 支保パターンと等価弾性係数の関係

支保	等価弾性係数(MPa)	中央値	土被り厚に対する回帰式
A	6600～11500	8900	—
B	2200～12300	10200	—
C _I	2400～7700	3700	$\log_{10}(E_{eq})=1.669+1.043\log_{10}(H)$
C _{II}	2000～4500	3000	$E_{eq}=1133.2+24.994H$
D _I	1000～3400	2300	$\log_{10}(E_{eq})=1.714+0.949\log_{10}(H)$

による緩みや岩盤強度が土被り厚と比例的な関係にあるとは考えにくい。また、土被り厚に対して計測変位が比例的に増加するとも考えにくい。これに対して、土被り厚が増加するとトンネル掘削部にかかる全土荷重は比例的に増加する。したがって、増加した土荷重に対して地山の安定化を図るためには、支保工による内圧が増加することが必要となる。このことから、図-6および、図-8～図-10に見られる関係は、支保工による内圧効果の増加によるものと考えられる。

以上のことから、Bでの吹き付けコンクリート、ロックボルトは、地山の安定化に対しては大きく貢献せず、局所的な肌落ち等を防止する役割を果たすものと考えられる。したがって、A、Bでの等価変形係数は、ほぼ地山自身の変形係数を示すと言えよう。これに対して、C_I～D_Iにおけるロックボルトや吹き付けコンクリート等の支保工は地山の安定化に貢献し、土被り厚の増加に従ってその効果も大きくなると考えられる。

次に、図-7～図-10はまた荷重と変形係数の関係を表している。本解析は弾性解析であるので、図の回帰曲線の傾きは荷重増分に対する変位の増加率を表す。すなわち、傾きが大きいほど変位増分は小さく、傾きが小さいほど変位増分は大きい。B～D_Iを変位増分の小さい順に並べるとB<C_I<D_I<C_{II}の関係になる。これは、D_IとC_{II}の関係を除けば、ほぼ岩盤状況に応じた順になっていると思われる。ただし、D_IとC_{II}の差はそれほど大きくない。ここで、D_IとC_{II}の関係については、次のことが考えられる。1)本解析の場合は、等価変形係数に支保効果も含まれていることを考えると、D_Iが過支保もしくは、C_{II}が支保不足であるとも考えられる。2)本解析の場合は、計測に先だって生じている変位を考慮に入れていない。当然この変位は、岩盤の自立性が悪いほど大きいと考えられる。したがって、D_Iで変位計測時までにかかなりの変形を生じているとすると、D_IとC_{II}の関係もうなずける。後者の場合を考えると、荷重の大小に関わりなくC_{II}の変位がD_Iに比べて大きくならなければならない。これに対して、図-9、図-10では土被り厚が50m以下の荷重の小さい範囲では、D_Iの変位がC_{II}に比べて大きく、荷重の増加にしたがってC_{II}の変位が大きくなることが示されている。このことから、D_Iの初期変位がC_{II}よりかなり大きい計測変位が小さくなることは考えにくい。このことから、D_IとC_{II}の関係は前者に起因すると考えられる。また、前者における支保効果の過不足については、ここで用いた計測断面では何等の変状も発生していないことから、土被りの大きい範囲では、D_Iは過支保になっている場合があると言えよう。

また、 C_1 と D_1 では地山状況に大きな差があるにも関わらず、表-3に見るように $C_1 \sim D_1$ では等価変形係数の差が小さい。このことは、 C_1 の妥当性を示すものと考えることができる。ところが、 C_1 については、ここで扱った支保パターンの中でもっともばらつきが大きい。特に等価変形係数の大きい側にばらつきが大きいのは、施工時における支保パターンの選択採用において地山としては自立可能であっても局所的な脆弱部の存在に着目したものとも考えられる。この点については、技術者のおこなう施工時の岩盤分類では天端付近の局所的な脆弱部を重視することが明らかにされている⁷⁾ことから説明付けられる。しかしながら、 C_1 が一般に過支保の傾向があることも明かであり、 C_1 の支保形態や C_1 に対する岩盤状況の判断に再考の必要はあると思われる。

5. おわりに 本研究では、中国地方の花崗岩地山において発破掘削によるNATMで施工されたトンネルでの計測結果を用いて支保パターンごとの等価地山定数を求め、地山特性と現状の支保形態の妥当性を論じた。以下に結論を列記する。

1) 等価地山応力比は0.5~2.0の範囲でばらつくが、 D_1 が適用される比較的破砕の進行した切羽では、等価地山応力比は上記の範囲内で土被り厚に応じた比例関係を示す。また、等価地山応力比は支保パターンに関わりなく初期地山応力比と同等の値を示し、式(3)で概略的に推定が可能である。

2) 日本道路公団の定める標準支保パターンの中でA、Bは地山の安定化よりも局所的な肌落ち等を防止する役割を果たす。これに対して、 C_1 と D_1 は地山の安定化に大きく貢献する。

3) 標準支保パターンの形態と岩盤状況に対する選択判断はほぼ妥当に行われている。しかし、 C_1 は岩盤状況に対して過支保となっている傾向がある。また、土被り厚の大きい範囲では D_1 も過支保となる場合がある。

なお、現状での支保パターンごとの等価変形係数は表-3を用いて概略の推定が可能であり、簡易な弾性解析によるシミュレーションへの応用の可能性もある。また、筆者らは、施工時の岩盤評価のためのファジィ岩盤分類基準式⁸⁾を提案しており、支保パターンとの関係を明かにすることによって、従来の経験的な支保設計に解析的手法を合理的に導入した設計手法の開発も可能と思われる。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領第三集第9編トンネル、pp. 79、1985. 10
- 2) Madsen, L. E. and Vanderplaats, G. N.: COPEX-A FORTRAN CONTROL PROGRAM FOR ENGINEERING SYNTHESIS, Users Manual, Naval Postgraduate School, Monterey, March, 1982.
- 3) 松本嘉司・西岡 隆・鹿野正人：吹き付けコンクリートとロックボルトを用いたトンネルの特性と事前設計法、土木学会論文集、第376号/Ⅲ-6、pp. 161~169、1986. 12
- 4) 齊藤敏明・石田 毅・寺田 豊：実測結果に基づくわが国の地下岩盤内の初期地圧状態の検討、土木学会論文集、第394号/Ⅲ-9、pp. 71~78、1988. 6
- 5) 本島 睦・日比野 敏・金川 忠：俣野川発電所地下空洞掘削時の岩盤挙動、電力中央研究所報告、No. 382057、pp. 3、1983. 5
- 6) 大塚雄作・山田文康・鈴木規夫・渡部 洋：探索的データ解析入門、朝倉書店、1989. 10
- 7) 鈴木昌次・古川浩平・井上洋司・中川浩二：アンケート結果に基づくトンネル施工時の岩盤分類に関する研究、土木学会論文集、第435号/Ⅵ-15、pp. 51~60、1991. 9
- 8) 鈴木昌次・古川浩平・井上洋司・中川浩二：ファジィ回帰モデルに基づくトンネル岩盤分類法の提案、土木学会論文集、第418号/Ⅲ-13、pp. 181~190、1990. 6